veilig voldoende schoon water

Waterschap Aa en Maas

Ontwerprapport

Kademuur Grave

Dijkverbeteringstraject Cuijk-Ravenstein
WBS: WSB.21.2
Datum: 21 maart 2025
Versienummer: D2.0



Lijst met aanpassingen

Versie	Datum	Beschrijving van de wijziging	Herzien
C0.2	21 juni 2024	50% versie	
C1.0	25 juli 2024	90% versie	
C2.0	3 januari 2025	90% versie C2.0. t.o.v. C1.0 drie aanvullende sneden beschouwd, inpassing uitgebreid en kabels en leidingen toegevoegd	
D2.0	21 maart 2025	Definitieve versie	

Onderwerp	Toetsing en ontwerp kademuur Grave – Deelgebied Maaskade
Datum	21 maart 2025
Projectnummer WSAM	P200433
Projectnummer Sweco	51018049
Documentcode	WSB.21.2-114
Referentienummer Sweco	NL25-648800269-128868
Klant	Waterschap Aa en Maas
Auteur	5.1.2.e 5.1.2.e
Gecontroleerd door	5.1.2.e
Vrijgegeven door	

Inhoud

Inhoud **3**

1 Inleiding **5**

1.1 Projectbeschrijving 5

1.2 Doel 5

1.3 Leeswijzer 7

2 Referenties **8**

2.1 Normen en richtlijnen 8

2.2 Beleidsdocumenten 8

2.3 Projectdocumenten 8

2.4 Conditionerende onderzoeken 11

3 Uitgangspunten **12**

3.1 Toelichting werkwijze 12

3.2 Inventarisatie gegevens 12

3.3 Overzicht secties 14

3.4 Overige uitgangspunten 15

4 Analyse **17**

4.1 Sectie 266-1 17

4.2 Sectie 266-6/7 37

4.3 Sectie 267-1/2 60

4.4 Sectie 267-4 77

4.5 Sectie 268-1 91

4.6 Sectie 269-4 104

4.7 Sectie 270-1 110

4.8 Sectie 273-2 124

4.9 Verwacht resultaat overige secties 134

5 Coupures en demontabele keringen 136

5.1 Onderscheid coupures en demontabele keringen 136

5.2 Inleiding coupures en demontabele keringen 136

5.3 Overzicht locaties 137

5.4 Uitgangspunten 139

5.5 Principe-oplossingen 140

5.6 Kenmerken locaties 142

5.7 Berekening schotbalken 144

6 Kabels & Leidingen 148

6.1 Algemeen 148

6.2 Aandachtslocaties 148

7 Ruimtelijke inpassing 150

7.1 Algemeen 150

7.2 Beschrijving huidige situatie 150

7.3 Inpassingsprincipes 152

7.4 Inpassing per dijkvak 153

8 Conclusies en aanbevelingen 170

8.1 Algemeen 170

8.2 Conclusies 170

8.3 Aanbevelingen 171

Bijlage A. Factsheets

Bijlage B. Relevant geotechnisch onderzoek

Bijlage C. Invoersheets PLAXIS

Bijlage D. Resultaten PLAXIS

Bijlage E. Ankerverbinding drempel demontabele kering

Bijlage F. Wapeningscontroles

1 Inleiding

1.1 Projectbeschrijving

De dijk aan de zuidzijde van de Maas, tussen Cuijk en Ravenstein, is een primaire waterkering met een strenge norm. Een dijkdoorbraak in dit dijktraject heeft namelijk grote gevolgen. Dijktraject 36-2, zoals weergegeven in Figuur 1-1, voldoet niet op alle delen aan de nieuwe veiligheidsnorm die op 1 januari 2017 is vastgesteld in de Waterwet. Waterschap Aa en Maas werkt een plan uit voor een dijkverbetering, zodat de primaire waterkering in de toekomst voldoet aan de veiligheidsnorm. Deze dijkverbetering is onderdeel van het landelijke Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

Het dijktraject is circa 21 km lang en bestaat voor een groot deel uit een gronddijk. Halverwege het traject, in de vestingstad Grave, is een kademuur aanwezig als primaire waterkering. Daarnaast zijn ook diverse constructieve objecten in de dijk aanwezig (kunstwerken) zoals onder andere de Keersluis Cuijk en Gemaal van Sasse. De gronddijk, de kademuur en de kunstwerken zijn gezamenlijk onderdeel van het project dijkverbetering Cuijk-Ravenstein.



Figuur 1-1 Dijktraject Cuijk-Ravenstein

1.2 Doel

Langs de dijk ligt de voormalige vestingstad Grave. In dit deelgebied is geen gronddijk aanwezig, maar wordt de waterveiligheid verzorgd door de verschillende kadeconstructies. Het ontwerprapport beschrijft de werkzaamheden die zijn uitgevoerd met betrekking tot toetsing en ontwerp van de kadeconstructies in Grave. In het ontwerprapport worden de gehanteerde uitgangspunten, aannames en analyses toegelicht en volgt een ontwerp op het detailniveau van een Voorlopig Ontwerp (VO).

Deze ontwerprapportage betreft het gedeelte van het werkpakket Grave waar de waterveiligheid door middel van een constructieve oplossing wordt verzorgd. Dit betreft het gedeelte tussen dijkvak 18 ter hoogte van dijkpaalnummer 265+040 en dijkvak 21 ter hoogte van dijkpaalnummer 274+061 zoals weergegeven in Figuur 1-2. Dit ontwerprapport beslaat de volledige kademuur Grave. De kademuur kan grofweg in drie kenmerkende delen worden opgedeeld:

- de Oude Haven (rood);
- de Maaskade (geel);
- de Nieuwe Haven (blauw).

Voor de Nieuwe Haven geldt dat langs de Havenstraat, aan de zuidkant van de Nieuwe Haven, een nieuwe constructie is voorzien. Dit gedeelte is daarmee onderdeel van deze rapportage. Langs de westzijde van de Nieuwe Haven, aan de Koninginnedijk, is een stabiliteitsverhogende maatregel in de vorm van een Soilmix-wand voorzien (weergegeven door middel van stippellijn in Figuur 1-2). Dat gedeelte is geen onderdeel van deze rapportage, maar onderdeel van de rapportage gronddijk (dijkvak 22). In Figuur 1-2 is ook een witte lijn weergegeven. Dit betreft halfbastion Bekaf (dijkvak 20). Voor dit gedeelte van Grave is geen waterveiligheidsopgave en voor dit gedeelte wordt daarom ook geen ontwerprapport opgesteld.



Figuur 1-2 Scope voorliggende ontwerprapportage

Een analyse van de beschikbare informatie heeft aangetoond dat er een grote variatie in de constructie van de kademuur zit [44]. Deze variaties bestaan onder andere uit type kerende constructie, type fundering, locatie en aantal ankers. Tot op heden zijn 27 verschillende secties geïdentificeerd. In deze ontwerprapportage worden in totaal acht van deze secties beschouwd. Een overzicht van de locaties van de secties is opgenomen in Bijlage A. In voorliggende rapportage zijn de volgende secties beschouwd:

- sectie 266-1;
- sectie 266-6/7;
- sectie 267-1/2;
- sectie 267-4;
- sectie 268-1;
- sectie 269-4;
- sectie 270-1;
- sectie 273-2.

Aan de hand van de resultaten van de beschouwde secties wordt een doorvertaling gemaakt naar de overige secties om een indicatie te krijgen van de ontwerpopgave.

Daarnaast is in Grave een aantal coupures en demontabele keringen voorzien. In deze rapportage is de principeoplossing hiervoor uitgewerkt.

Als laatste is er aandacht voor zowel de conflicten met kabels en leidingen als de ruimtelijke inpassing waar voor de verschillende delen van de kademuur de daarin aanwezige specials globaal zijn toegelicht.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de gebruikte richtlijnen en beleidsdocumenten gegeven. De algemene uitgangspunten, in aanvulling op de TUN, en werkwijze zijn beschreven in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 zijn de specifieke uitgangspunten en resultaten per constructietype beschreven. In hoofdstuk 5 is de principeoplossing voor de coupures en demontabele keringen beschreven. Hoofdstuk 6 staat in het teken van kabels en leidingen. In hoofdstuk 7 wordt de ruimtelijke inpassing van het ontwerp toegelicht. Tot slot staan de conclusies en aanbevelingen in hoofdstuk 8.

2 Referenties

2.1 Normen en richtlijnen

[1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Rijkswaterstaat, ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017;
[2] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit WBI2017, Rijkswaterstaat, mei 2021;
[3] POVM Langsconstructies (PPL), POVM, maart 2020;
[4] POVM Eindige-elementenmethode (PPE), POVM, maart 2020;
[5] Eurocode 7 NEN 9997 Geotechnisch ontwerp van constructies, NEN-EN, juni 2016;
[6] NEN 6766 Corrosie van stalen elementen in de ondergrond – Eisen voor ontwerp en toepassing, NEN-EN, februari 2023;
[7] CUR 2003-7 Bepaling geotechnische parameters, CUR, oktober 2003;
[8] NEN-EN 1992-1-1+C2, Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen;
[9] NEN 8700+A1, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeuren – Grondslagen;
[10] NEN 8702, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeur – Betonconstructies;
[11] NEN 8707+C2, Beoordeling van de constructieve veiligheid van een bestaand bouwwerk bij verbouw en afkeur – Geotechnische constructies;
[12] NEN 6770 (TGB 1990), Staalconstructies, 2e druk. NNI, mei 1997;
[13] GTB 2013 - Grafieken en Tabellen voor Beton gebaseerd op de Europese Normen voor Ontwerp, Materiaal en Uitvoering, Betonvereniging, september 2013;
[14] NEN 3880, Voorschriften Beton VB 1974/1984;
[15] Rijkswaterstaat (2020), 'Richtlijnen Beoordeling Kunstwerken', Versie: 1.2.1., d.d. 16 november 2022.

2.2 Beleidsdocumenten

[16] Kader uitgangspunten dijkversterking. Waterschap Aa en Maas, 2020.

2.3 Projectdocumenten

2.3.1 Rapporten

[17] Grontmij (1980), 'Rapport inzake de restauratie van de vestingwerken van de stad Grave', 47271-03, februari 1980;
[18] Grontmij (1982), 'Advies inzake herstel van de hoogwaterkering Maaskade en Nieuwe Haven te Grave', 12252-01/12252-02, mei 1982;
[19] Grondmechanica Delft (1993), 'Doorlichten principeplan Grave, verbetering Maasdijk, Gedeelte kademuur hm 266-269,9', T1132.10, april 1993;
[20] Grontmij (1998), 'Dijkverbetering Keent/Grave, grondmechanisch onderzoek', GLD3591, februari 1997;
[21] Grontmij (2000), 'Toetsing primaire waterkering, Dijkringgebied 36, Land van Heusden / De Maaskant Dijkvak kademuren oude stad Grave (sluis Oude Haven tot en met ingang Nieuwe Haven, globaal hm 266-272,8)', 3195661 GLD6178, 8 juni 2000;
[22] Grondmechanica Delft (1978a), 'Toepassing groutankers te Grave', 320/78.75 ON 77/6333 CO-242820/4, 26 januari 1978;
[23] Grondmechanica Delft (1978b), 'Toepassing groutankers te Grave (wijzigingen)', CO-242820/10, 11 mei 1978;
[24] Grontmij (1976a), 'Restauratie van de muur aan het Bomvrije in de Oude Haven te Grave', ON 74/7271, november 1976;
[25] Grontmij (1976b), 'Stadsmuur Oude Haven, Sonderingen', 74-7271 730-078-76, februari 1976;

[26] Grontmij (1977), 'Nota betreffende keermuur te Grave', 77/6328, december 1977;
[27] Grontmij (1978), 'Restauratie Haven, Sonderingen, '77-6328 730-127-78, maart 1978;
[28] Grontmij (1979a), 'Sonderingen ten behoeve van restauratie Kademuur te Grave', 74-7271-05, mei 1979;
[29] Grontmij (1979b), 'Restauratie havenmonding, stabiliteitsberekening', 47271-05, juni 1979;
[30] Nederhorst (1979c), 'Restauratie Oude Haven Grave, Groutverankering', EJH/RIJ/6006/G947, 31 augustus 1979.
[31] Rijkswaterstaat (1991), 'Kademuren te Grave, grondmechanisch onderzoek naar standzekerheid kademuren', WBA-R-91071, juni 1991;
[32] Grontmij (1992a), 'Stabiliteitsonderzoek kademuur Maaskade te Grave', 91544 2298.BWT/MvS, mei 1992;
[33] Grontmij (1992b), 'Funderingsadvies hoofdwaterkering Grave', 27851-10 B&W 2260/92/A, 9 november 1992;
[34] Grontmij (1993a), 'Funderingsadvies ten behoeve van kademuren langs de Maaskade te Grave', 27851-10 4380.bwt/lvh, januari 1993;
[35] Grontmij (1993b), 'Bestek inzake de verbetering van de kademuur langs de Maas, te Grave', 27851-10 bestek 01-1992, 15 maart 1993;
[36] Grontmij (1993c), 'Notitie aanbrengen mortelschroefpalen aan de Maaskade te Grave', onbekend, 25 oktober 1993;
[37] Grontmij (1993d), 'Vestingmuren te Grave, rapport berekeningen', 927851-10, oktober 1993;
[38] M.U.C. ingenieursbureau (1993), 'Beschouwing omtrent de toepasbaarheid van Leeuwankers als permanente verankeringselementen voor het realiseren van een nieuwe wandconstructie t.b.v. verbetering kademuur langs de Maas te Grave', 93-599 rev. 0, 2 juli 1993;
[39] Intron (1996), Onderzoek naar de kwaliteit van het metselwerk van een inlaatsluis te Grave, Intron rapport nr. 96008, januari 1996;
[40] Grontmij (1997a), 'Dijkverbetering Keent/Grave, deeltraject Maaskade/Kazerneterrein', 3170861-51121 GLD3301, juni 1997;
[41] Grontmij (1997b), 'Bestek aanleg/verbetering kademuur Ruijterstraat/Maaskade te Grave met bijkomende werken in de gemeente Grave', 21.7736.2 bestek 27-1997; 17 oktober 1997;
[42] Ballast Nedam (2000), 'Grave: Dijkverbetering Havenstraat & Bouwrijp maken De Kloppert, Bestek en voorwaarden', 418001-1 rev 0, 16 juni 2000;
[43] Boskalis/RHDHV (2023), 'Verslag damwandproef, project Meanderende Maas, Planuitwerking', revisienummer 1.0, d.d. 9 oktober 2023;
[44] Waterschap Aa en Maas (2024), 'Kademuur Grave, resultaten analyse archiefonderzoek', WSB.21.1.3-015, 4 maart 2024;
[45] Waterschap Aa en Maas (2024), 'Nota TUN, TUN VO-fase', WSB.5.2-xxx / NL23-648800269-67332 D1.0, Waterschap Aa en Maas, 21 juni 2024.

2.3.2 Tekeningen

[46] Grontmij (2000TEK), 'Toetsing waterkering Grave, Situatie grondonderzoek en dwarsdoorsnedes en hoogte muur, 31.9566.1 44A28514, 15 juni 2000;
[47] Grontmij (1975TEKa), 'Restauratie Oude Haven, Doorsneden', 76328, 1975;
[48] Grontmij (1975TEKb), 'Restauratie Oude Haven, Situatie met plaats dwarspr., hoogtepunten, boringen en sonderingen', 74-7271 730-536-77, augustus 1975;
[49] Grontmij (1977TEKa), 'Restauratie Oude Haven, Kademuur langs Oude Haven t.p.v. bejaardenhuis, 76328, december 1977;
[50] Grontmij (1977TEKb), 'Restauratie Oude Haven, Situatie met plaats dwarspr., hoogtepunten, boringen en sonderingen', 74-7271 730-553-77, december 1977;
[51] Grontmij (1978TEKa), 'Restauratie Oude Haven, Keerwand nabij de sluis', 76328, april 1978;
[52] Grontmij (1978TEKb), 'Restauratie Oude Haven, Situatie met plaats dwarspr., hoogtepunten, boringen en sonderingen', 74-7271 730-536-77, maart 1978;
[53] Grontmij (1979TEKa), 'Restauratie Oude Haven, Fase IV, Situatie en normaalprofiel', 47271-05, 24 april 1979;
[54] Grontmij (1979TEKb), 'Restauratie Oude Haven, Monding Haven, Situatie en doorsneden', onbekend, onbekend;
[55] Grontmij (1979TEKc), 'Restauratie Oude Haven, Monding Haven', 47271-05-090-01, januari 1979;
[56] Nederhorst (1979TEKd), 'Restauratie Oude Haven te Grave, Groutankers t.p.v. havenmonding', F362-51-00-001, 24 augustus 1979;

[57] Grontmij (1993TEK), 'Vestingmuren gem. Grave, Situatie en details aanpassing kademuur t.p.v. de Oude Haven', 27851-10 92.7851-10-107E-08, 5 maart 1993.
[58] Grontmij (19xxTEK), 'Situatie en details', onbekend, onbekend;
[59] Grontmij (19xxTEK), 'Havenmond – Overzicht en doorsnede', onbekend, onbekend;
[60] Grontmij (1981TEKa), Restauratie Oude Haven, voorlopig schetsontwerp rondeel hoek Maaskade', 02244, 16 september 1981;
[61] Grontmij (1981TEKb), 'Restauratie Maaskade, onderzoek', 12252-01, 1981;
[62] Grontmij (1990TEKa), 'Onderzoek stabiliteit kademuren langs de Maaskade te Grave, Situatie van boringen en sonderingen', 89-1544 Z225-1340-90, juli 1990;
[63] Grontmij (1990TEKb), 'Onderzoek stabiliteit kademuren langs de Maaskade te Grave, Situatie van dwarsprofielen met boorprofielen', 89-1544 Z225-1342-90, juli 1990;
[64] Grontmij (1992TEKa), 'Funderingsadvies hoogwaterkering Grave, bodemkundig lengteprofiel ter plaatse van hoofdwaterkering', 92-7851-10 Z225-3650-92, december 1992;
[65] Grontmij (1992TEKb), 'Funderingsadvies hoogwaterkering Grave, Situatie van boringen en sonderingen', 92-7851-10 Z225-3648-92, december 1992;
[66] Grontmij (1992TEKc), 'Vestingmuren gem. Grave, Situatie muurvakken en boringen', 27851-10 92.7851-10-107E-01, oktober 1992;
[67] Grontmij (1992TEKd), 'Vestingmuren gem. Grave, Details', 27851-10 92.7851-10-107E-03, oktober 1992;
[68] Grontmij (1993TEKa), 'Vestingmuren gem. Grave, Aanzichten Vestingmuur', 27851-10 92.7851-10-107E-02, 15 maart 1993;
[69] Grontmij (1993TEKb), 'Vestingmuren gem. Grave, Details', 27851-10 92.7851-10-107E-03, 15 maart 1993;
[70] Grontmij (1993TEKc), 'Vestingmuren gem. Grave, Situatie talud voorziening', 27851-10 92.7851-10-107E-04, 15 maart 1993;
[71] Grontmij (1993TEKd), 'Vestingmuren gem. Grave, Talud voorziening', 27851-10 92.7851-10-107E-05, 15 maart 1993;
[72] Grontmij (1993TEKe), 'Vestingmuren gem. Grave, Principe tekening Maaspoort', 27851-10 92.7851-10-107E-06, 15 maart 1993;
[73] Grontmij (1993TEKf), 'Vestingmuren gem. Grave, Verkeersmaatregelen en grens werkterrein', 27851-10 92.7851-10-107E-07, 15 maart 1993;
[74] Grontmij (1993TEKg), 'Vestingmuren gem. Grave, Anker- en palenplan muurvak A t/m D', 27851-10 92.7851-10-CT-02, 16 juli 1993;
[75] Grontmij (1993TEKh), 'Vestingmuren gem. Grave, muurvak E t/m G anker- en palenplan', 27851-10 92.7851-10-CT-03, juli 1993;
[76] Gemeente Grave (1993TEKa), 'Heropbouw Maasport, dwarsdoorsnede', onbekend, juni 1993;
[77] Gemeente Grave (1993TEKb), 'Heropbouw Maasport, langsdoorsnede', BK916, 17 juni 1993;
[78] Grontmij (1994TEK), 'Vestingmuur gemeente Grave, Revisie', 27851-10, augustus 1994;
[79] Grontmij (1997TEK), 'Keermuur Grave, situatie, lengteprofiel en details keermuur (Kapel)', 31-7736-2 317736_2081_1001, 14 oktober 1997;
[80] Ballast Nedam (2000TEKa), 'Grave Havenplan De Kloppert, Overzicht opruimwerkzaamheden', 418001\01CD1001-0, 20 juni 2000;
[81] Ballast Nedam (2000TEKb), 'Grave Havenplan De Kloppert, Overzicht Grondwerk', 418001\01CD1101-0, 20 juni 2000;
[82] Ballast Nedam (2000TEKc), 'Grave Havenplan De Kloppert, Overzicht Verharding', 418001\01CD1201-0, 20 juni 2000;
[83] Ballast Nedam (2000TEKd), 'Grave Havenplan De Kloppert, Overzicht riolering', 418001\01CD1301-0, 20 juni 2000;
[84] Ballast Nedam (2000TEKe), 'Grave Havenplan De Kloppert, Doorsnedes dijkverbetering', 418001\01CD2201-0, 20 juni 2000;
[85] Ballast Nedam (2000TEKf), 'Grave Havenplan De Kloppert, Doorsnedes en details uitstroomvoorziening, 418001\01CD3301-0, 20 juni 2000;
[86] Waterschap Aa en Maas (2019), 'Inmeting Kademuur Grave', Tekeningnummer LM19-123, 23 juli 2019.

2.4 Conditionerende onderzoeken

[87] Proevenverzameling Cuijk-Ravenstein, SHANSEP parameters, phi alsmede Nkt, Arcadis, 3 april 2020;
[88] Dijkversterkingsproject Cuijk-Ravenstein: Resultaten geotechnisch onderzoek, Inpijn-Blokpoel, documentnummer 02P018099-RG-01, 25 februari 2022;
[89] Bodemdaling in het rivierengebied, Deltares 2014;
[90] Resultaten grondonderzoek Cuijk – Ravenstein, dijktraject 36-2 Cuijk – Ravenstein, Geonius, oktober 2023.

3 Uitgangspunten

3.1 Toelichting werkwijze

Binnen Grave bevinden zich volgens de huidige indeling drie dijkvakken waar een constructieve oplossing is voorzien, namelijk dijkvak 18, 19 en 21. Voor deze dijkvakken is in de voorverkenning vastgesteld welke faalmechanismen getoetst dienen te worden. Voor de dijkvakken in Grave volgt uit deze voorverkenning dat alleen het faalmechanisme stabiliteit getoetst dient te worden. Hiermee worden alle mechanismen genoemd die er toe leiden dat de constructie faalt, dus ook kantelen, horizontaal schuiven en overbelasten van ankers. Al deze mechanismen kunnen worden getoetst met behulp van de resultaten uit de Plaxis-analyse. Daarnaast dient de constructieve sterkte van de kadeconstructie zelf ook getoetst te worden.

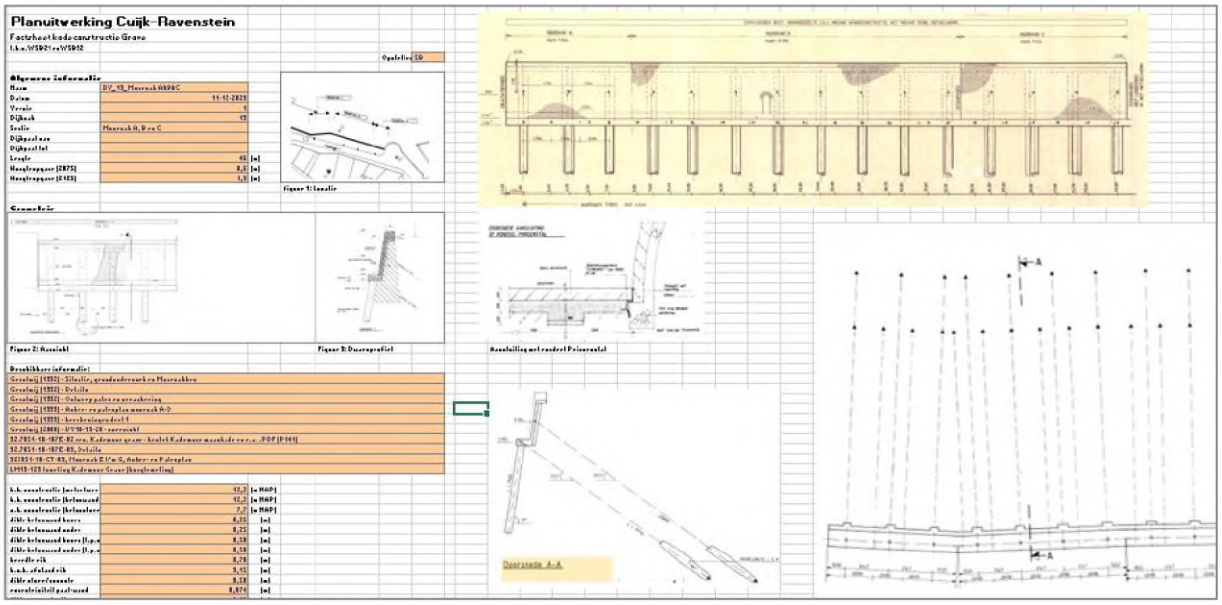
Binnen een dijkvak zijn echter meerdere constructietypes aanwezig en mogelijk liggen constructies in meerdere dijkvakken. Zodoende is een inventarisatie gedaan van de beschikbare informatie op basis waarvan vervolgens de kademuren van Grave zijn ingedeeld in secties. Per sectie gelden andere geometrische uitgangspunten, hydraulische randvoorwaarden en/of bodemschematisatie.

Met behulp van factsheets zijn de karakteristieke gegevens vastgelegd. Op basis daarvan zijn (conform POVM PPE [4]), voor een selectie van maatgevend veronderstelde secties, Plaxis-modellen opgezet. De resultaten van de Plaxis-berekeningen zijn de basis voor de geotechnische en constructieve toetsingen van de kadeconstructies in de huidige situatie en in de toekomstige situatie. De toekomstige situatie is doorgerekend met inbegrip van de vereiste verhoging van de kadeconstructies. In paragraaf 3.2 is de inventarisatie nader toegelicht. In paragraaf 0 is een overzicht gegeven van de verschillende secties binnen Grave. In paragraaf 0 zijn uitgangspunten beschreven in aanvulling op de generieke uitgangspunten zoals opgenomen in de TUN van de VO-fase [45].

Daarnaast is er voor een groot gedeelte van de waterkering in Grave sprake van een hoogtetekort kijkend naar zichtjaar 2075. In de uitgevoerde toetsing is rekening gehouden met dit hoogtetekort en is de constructie daar waar nodig verhoogd.

3.2 Inventarisatie gegevens

Door Waterschap Aa en Maas zijn documenten (tekeningen en rapporten) aangeleverd van de vorige dijkversterking. Deze documenten beslaan verschillende ontwerpfases waardoor er sprake is van tegenstrijdige informatie. Om de uitgangspunten voor de analyses overzichtelijk en uniform beschikbaar te hebben, zijn factsheets opgesteld per sectie met daarin de voor de berekeningen relevante uitgangspunten. Op basis van de informatiebehoefte van de werkpakketten die de factsheets gebruiken, is bepaald wat in de factsheets is opgenomen. In het geval van tegenstrijdige informatie is in de meeste gevallen de informatie met de laatste datum als waarheid aangenomen. In Figuur 3-1 is een impressie van een factsheet weergegeven. De factsheets zijn bijgevoegd in Bijlage A.



Figuur 3-1 Impressie factsheet

Door middel van de factsheets worden de gegevens op een uniforme wijze gepresenteerd en is inzichtelijk gemaakt wat de ontbrekende gegevens of tegenstrijdige gegevens zijn. Op basis hiervan is in werkpakket 32 (constructief onderzoek kademuren Grave) een onderzoeksplan opgesteld om ontbrekende informatie op te halen. Voorzien is om op basis van de resultaten van het constructieve onderzoek deze ontwerprapportage te actualiseren.

3.3 Overzicht secties

De secties zijn nu ingedeeld op basis van de aanwezige bestaande constructies. Naar aanleiding van bijvoorbeeld de resultaten van de verschillende onderzoeken en versterkingsopgave kunnen secties verder gesplitst worden. De eigenschappen van de secties ter plaatse van Grave zijn samengevat in Tabel 3-1.

Tabel 3-1 Overzicht huidige sectie indeling

Sectie	DP van	DP tot	Fundering	Verankering
265-1	265+048	265+095	Staal*	Nee
265-2	265+095	265+105	Nieuwe constructie	n.t.b.
265-3	265+105	266+004	-	-
266-1	266+004	266+028	Staal	Ja
266-2	266+028	266+051	Staal*	Ja*
266-3	266+051	266+060	Staal*	Ja*
266-4	266+060	266+064	Staal*	Ja*
266-5	266+064	266+096	Staal	Ja
266-6	266+096	267+005	Palen	Ja
266-7	267+005	267+028	Palen	Ja
267-1	267+028	267+048	Staal	Ja
267-2	267+048	267+070	Staal	Ja
267-3	267+070	267+084	Staal*	Nee*
267-4	267+084	268+011	Palen	Ja
268-1	268+011	268+053	Staal	Ja
268-2	268+053	268+066	Staal	Ja
268-3	268+066	269+057	Palen	Ja
269-1	269+057	269+059	Palen	Ja
269-2	269+059	269+060	Palen	Ja
269-3	269+060	269+067	Palen	Ja
269-4	269+067	269+096	Staal	Ja
269-5	269+096	269+105	Nieuwe constructie	n.t.b.
270-1	269+105	270+037	Damwand	Nee
270-273	270+037	273+035	Niet beschouwd	Niet beschouwd
273-1	273+035	273+045	Nieuwe constructie	n.t.b
273-2	273+045	274-046	Nieuwe constructie	n.t.b.
273-3	274-046	274+061	Nieuwe constructie	n.t.b.

*Gegevens zijn op dit moment nog (zeer) onzeker

3.4 Overige uitgangspunten

3.4.1 Toelichting

De uitgangpunten in de TUN [45] voor de VO-fase zijn van toepassing. In deze paragraaf zijn aanvullende uitgangspunten opgenomen ten opzichte van de nu beschikbare TUN.

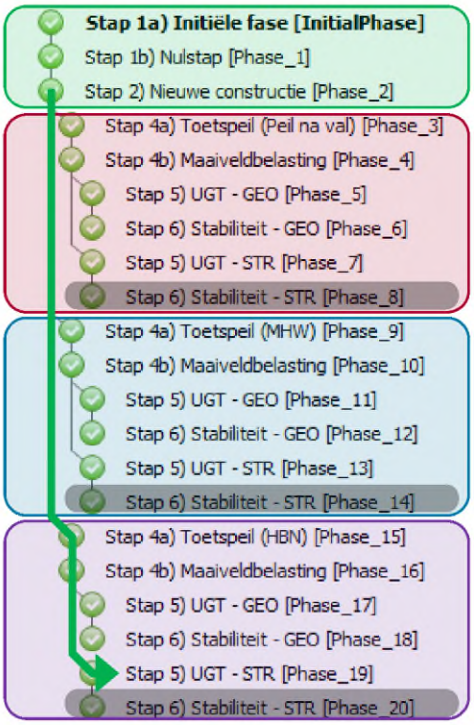
3.4.2 Aangepaste rekenmethode

In de TUN [45] is de modelleerwijze ten behoeve van het opstellen van Plaxis-modellen van de kadeconstructie(s) in Grave toegelicht. Hoewel kadeconstructies langsconstructies zijn, vallen kadeconstructies (nog) niet binnen de scope van de POVM PPL[3]. In de PPL wordt in het hoofdstuk kennisleemtes geschreven: *"De PPL geeft nog geen aanwijzingen voor het op waterveiligheid ontwerpen van stabiliteitsverhogende grondkerende gewichtsconstructies en van stabiliteitsverhogende constructies op paalfunderingen. ...Voor de onderwerpen waar de huidige PPL nog onvoldoende handvatten geeft, moeten de opdrachtgever en/of opdrachtnemer zelf nadere keuzes maken. Een goed vastgelegd en gevalideerde onderbouwing is daarbij vereist..."*. Zodoende is in de TUN een aangepaste rekenmethode toegelicht in lijn met de PPL en PPE. Voortschrijdend inzicht leidt er toe dat een aanvulling op de in de TUN toegelichte rekenmethode nodig is.

De twee maatgevende waterstanden die beschouwd worden zijn maatgevend voor de geotechnische beschouwing. Echter, de voor de geotechnische beschouwing gehanteerde maatgevende hoogwaterstand (MHW) dekt niet de voor de constructieve beschouwing maatgevende omstandigheden. Wanneer de MHW wordt toegepast in de berekening, dan wordt geen rekening gehouden met de effecten van golfbelasting en/of de waterstandsfluctuaties ten gevolge van golven. Voor de geotechnische beschouwing is dit geoorloofd, echter, voor de constructieve beschouwing zou met deze aanpak de maatgevende situatie onbelicht blijven. Met name voor de te ontwerpen verhoging van de kadeconstructies zou hiermee een te optimistisch beeld van de optredende krachtswerking kunnen ontstaan. Daarom is aan de Plaxis-berekening een derde situatie toegevoegd waarbij een buitenwaterstand gelijk aan Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) wordt toegepast. Dit is voor de bepaling van de krachtswerking ten behoeve van het constructief ontwerp van de verhoging van de kadeconstructies een conservatieve benadering, passend bij de huidige projectfase. De aangevulde fasering is weergegeven in Figuur 3-2

Toelichting op het hiervoor weergegeven schema:

- Iedere berekening start met de stappen 1a > 1b > 2 (groen kader) om de initiële spanningen te bepalen (als vertrekpunt voor ieder van de daarna door te rekenen scenario's).
- Na de initiële fase zijn drie hoofdvertakkingen te herkennen:
  - Peil na val (rood kader). Peil na val betreft een plotselinge waterstandsdaling op de Maas.
  - MHW (blauw kader).
  - HBN (paars kader). Deze stap is toegevoegd om de krachtswerking in de ophoging van de kadeconstructies te bepalen.
- De grijs gearceerde stappen zijn niet doorgerekend, omdat deze niet relevant zijn voor de constructieve berekeningen. Zij zijn echter in het schema opgenomen vanwege de opzet van de Python-scripts, waarin een aantal berekeningsstappen automatisch worden aangemaakt. De stabiliteitsberekening in Plaxis is echter niet relevant voor de constructieve toetsingen. In de UGT-STR (Structural (constructief)) berekeningen worden daarom de stabiliteitsberekeningen niet daadwerkelijk doorlopen.
- Het te volgen berekeningsschema ten behoeve van de maatgevende situatie voor de constructie is met de dikke groene pijl aangegeven.



Figuur 3-2 Fasering berekening

Samengevat betreffen de drie door te rekenen scenario's:

- Peil na val:
  - Primair bedoeld voor de (geotechnische) bepaling van de buitenwaartse stabiliteit.
  - De berekende krachtswerking wordt tevens gebruikt in de constructieve toetsing van de bestaande wand in de huidige en toekomstige situatie.
- MHW:
  - Primair bedoeld voor de (geotechnische) bepaling van de binnenwaartse stabiliteit.
  - De berekende krachtswerking is zonder golfbelasting waardoor met name in het op te hogen deel van de constructie te lage krachten berekend worden. Hetzelfde scenario op basis van HBN-waterniveau wordt toegevoegd om een situatie met golfbelasting te beschouwen zoals eerder toegelicht.
- HBN:
  - Uitsluitend bedoeld voor sterkte-aspecten. De kade wordt opgehoogd, belast door een hydrostatische waterdruk aangrijpend vanaf HBN-niveau. De berekende krachtswerking in zowel de bestaande constructie als ook de te realiseren ophoging wordt gebruikt in de constructieve toetsingen, voor zover deze de maatgevende krachten blijken te zijn.

In de situatie peil na val is momenteel een schematisatie van de waterstand gehanteerd die overeenkomt met de werkwijze voor groene dijken zoals beschreven in de POVM PPL [3]. Dit is mogelijk een te conservatieve modellering gezien de situatie in Grave.

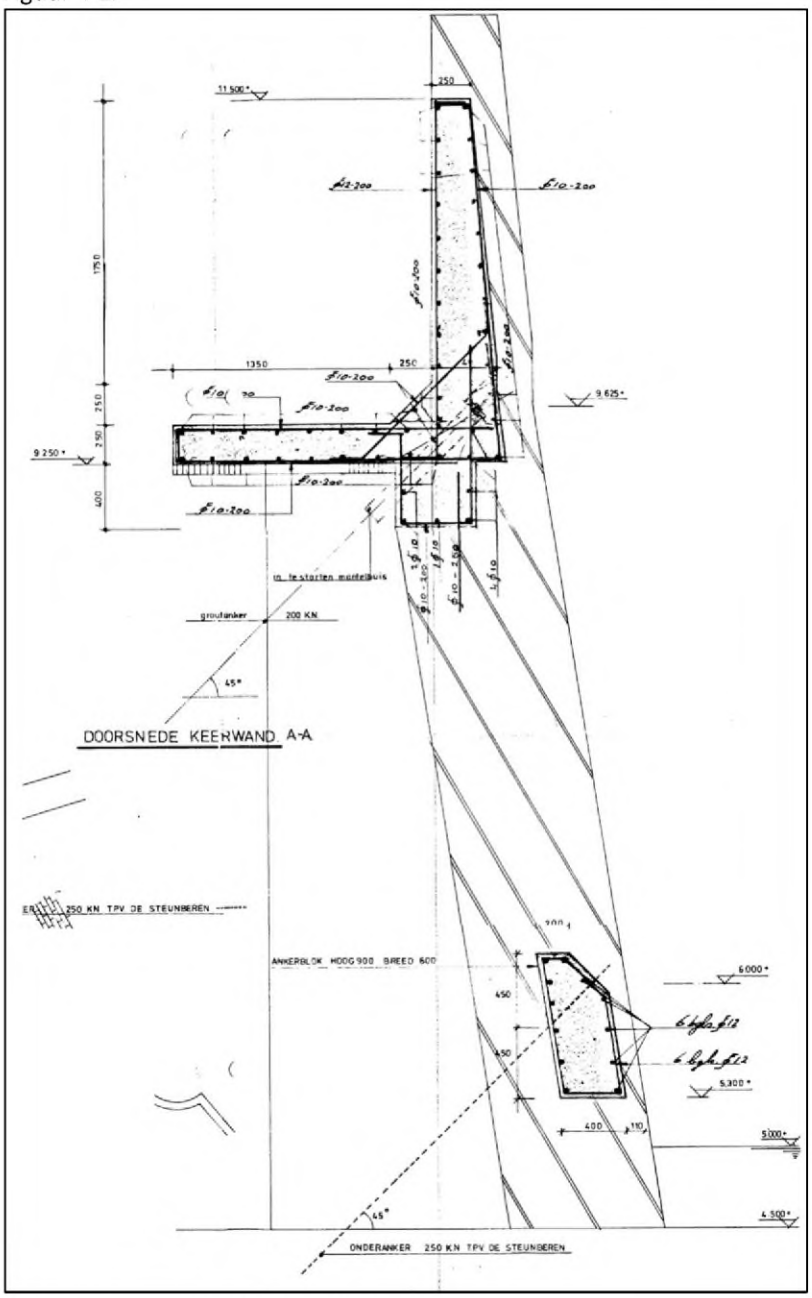
4 Analyse

4.1 Sectie 266-1

4.1.1 Uitgangspunten

Geometrische en constructie uitgangspunten

Sectie 266-1 betreft de sectie van de kop van Oude haven nabij de Raamsluis tussen dijkpaal 266+004 en 266+028 welke conform de beschikbare tekeningen is gerestaureerd omstreeks 1978. De constructie bestaat hoofdzakelijk uit een metselwerk gewichtsmuur met bovenaan een gewapende betonnen L-wand. De samengestelde constructie is op twee niveaus verankerd met ankerstaven onder een hoek van 45 graden. Ter plaatse van het onderste anker is in het metselwerk een ankerblok aanwezig. De constructie is weergegeven in Figuur 4-1.



Figuur 4-1 Sectie 266-1 [51]

De relevante geometrische uitgangspunten conform bovenstaande tekening zijn weergegeven in Tabel 4-1.

Tabel 4-1 Geometrische uitgangspunten sectie 266-1

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld voorzijde (waterzijde)	NAP +4,5 m
Hoogte maaiveld achterzijde (landzijde)	NAP +11,5 m
Bovenkant muur	NAP +12,0 m
Bovenkant vloer L-wand	0,25 m
Bovenzijde ankerblok	NAP +6,2 m
Onderzijde ankerblok	NAP +5,3 m
Helling muur	Circa 9°
Dikte steunbeer bovenzijde	Circa 0,8 m
Dikte steunbeer onderzijde	Afhankelijk van onderzijde constructie
Bovenste anker:	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +9,8 m
• Hoek t.o.v. verticaal	45°
• Hart-op-hart-afstand	5,0 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant grout	Onbekend
• Lengte groutlichaam	5,0 m
Onderste anker	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +6,0 m
• Hoek t.o.v. verticaal	45°
• Hart-op-hart-afstand	3,75 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant grout	Onbekend
• Lengte groutlichaam	5,0 m

Het is onbekend op welk niveau de onderzijde van de constructie zich bevindt aangezien de tekening weergegeven in Figuur 4-1 aan de onderzijde stopt op NAP +4,50 m. In voorliggende rapportage is daarom bepaald op welk niveau de onderzijde van de constructie ten minste dient te liggen zodat de constructie stabiel is (dit dient buiten middels nader onderzoek geverifieerd te worden; zie daarvoor de alinea met "aanvullende informatiebehoefte" aan het einde van deze paragraaf). Dit is gedaan door verschillende berekeningen uit te voeren waarbij de onderkant van de constructie telkens 0,5 m dieper is verondersteld, totdat een rekenkundig stabiele constructie werd verkregen.

Daarnaast is momenteel niet bekend wat het bodemniveau van de haven is (dit dient buiten middels nader onderzoek geverifieerd te worden; zie daarvoor de alinea met "aanvullende informatiebehoefte" aan het einde van deze paragraaf). Uit Figuur 4-1 kan worden opgemaakt dat het bodemniveau in de haven gelijk is aan NAP +4,50 m. Uit het beschikbare grondonderzoek volgt echter dat het bodemniveau in de haven hoger ligt. In de VO-fase wordt rekening gehouden met een conservatief bodemniveau van NAP +4,50 m.

Met behulp van de Algemene Hoogtekaart Nederland (AHN) is daarnaast bepaald dat het maaiveld aan landzijde hoger is dan NAP +11,5 m. Met behulp van de AHN-viewer is bepaald dat het maaiveldniveau aan de landzijde van de kade gelijk is aan NAP +11,9 m. Met behulp van Street Smart kan daarentegen worden bepaald dat het hoogteverschil tussen de kade en het achterland niet gelijk is aan 0,5 m. Een afbeelding van de kademuur is weergegeven in Figuur 4-2. Vanwege deze tegenstrijdigheid/onduidelijkheid wordt in het VO vooralsnog aangenomen dat bovenkant muur gelijk is aan NAP +12,0 m en het achterland op NAP +11,9 m ligt.

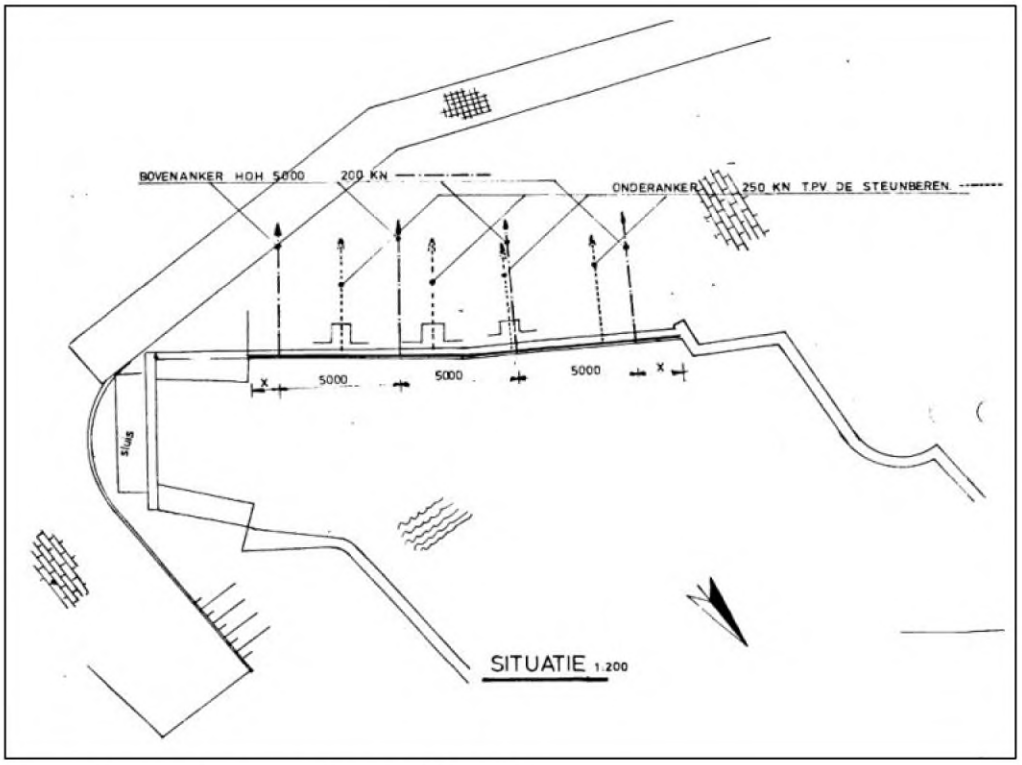


Figuur 4-2 Hoogteverschil kademuur en achterland (bron: Street Smart)

Ter plaatse van sectie 266-1 zijn ook steunberen aanwezig. Deze steunberen zijn aanwezig over circa 1/5 van de lengte van de kade. In het Plaxis-model zijn deze steunberen gemodelleerd met een stijfheid van $1{,}0*10^6$ kN/m^2 wat vijf keer kleiner is dan de stijfheid van het metselwerk.

Het is onbekend welke ankers exact gebruikt zijn in de constructie. Daarnaast is het onbekend wat de exacte lengte van de ankers is. Om de eigenschappen te bepalen welke gebruikt dienen te worden in het Plaxis-model is aangenomen dat dezelfde ankers zijn gebruikt als ter plaatse van sectie 267-4. Conform ontwerprapportage van M.U.C. [38] is daar uitgegaan van ankerbuizen met een diameter van 52 mm, een wanddikte van 14,2 mm en een staalkwaliteit St 52.3. Hierop is een corrosiereductie van 11,0 mm per honderd jaar toegepast conform TUN [45]. Aangezien wordt aangenomen dat de ankers zijn aangebracht tijdens de restauratie omstreeks 1978 resulteert dit in een totale corrosiereductie voor zichtbaar 2075 van circa 11,0 mm. Voor de elasticiteitsmodulus van het ankerstaal is $2{,}1*10^8$ kN/m^2 aangehouden. Dit resulteert in een EA van $1{,}85*10^5$ kN per anker. De dimensies van de ankers betreffen aannames. Door middel van constructief onderzoek dient te worden achterhaald welke ankers er exact zijn toegepast. Om deze reden zijn de ankers niet getoetst. Voor de lengte van de ankerstaven is in het Plaxis-model 10 m voor het onderste en 15 m voor het bovenste anker aangenomen zodat het groutlichaam voor beide ankers rond NAP -1,0 m ligt.

Het is daarnaast onduidelijk hoeveel de ankers voorgespannen zijn. In de tekening weergegeven in Figuur 4-3 is te zien dat er ter plaatse van de ankers een kracht is aangegeven. Aangenomen wordt dat deze kracht de werkbelasting van de ankers betreft. In het ontwerprapport van de verankering ter plaatse van sectie 267-4 [38] wordt beschreven dat de ankers beproefd moeten worden tot 120% van de werkbelasting om deze vervolgens af te laten tot 80% van de werkbelasting. Hierbij is voor de werkbelasting respectievelijk 200 kN/anker voor de bovenankers en 250 kN/anker voor de onderankers aangehouden. Zodoende wordt in de Plaxis-berekening rekening gehouden met een voorspanning van 200 kN/anker in de bovenankers en 160 kN/anker in de onderankers.



Figuur 4-3 Bovenaanzicht sectie 266-1 [51]

De in Tabel 4-2 weergegeven eigenschappen betreffen de elementen die worden aangetroffen in de voor het VO beschouwde sectie.

Tabel 4-2 Eigenschappen embedded beams Plaxis-model

	Groutlichaam	Eenheid
E	$10*10^6$	[kN/m^2]
γ	5	[kN/m^3]
Vorm	Rond	[-]
D	0,2	[m]
$L_{spacing}$	5,00 / 3,75	[m]
T_{skin}	250 / 200	[kN/m]
T_{lat}	5	[kN/m]
F_{max}	0	[kN]

Waarin:

E *elasticiteitsmodulus [kN/m^2];*

γ *volumegewicht [kN/m^3];*

D *diameter [m];*

$L_{spacing}$ *h.o.h.-afstand [m];*

T_{skin} *axiale schachtwrijving [kN/m];*

T_{lat} *laterale schachtwrijving [kN/m];*

F_{max} *puntweerstand [kN].*

Nieuwe constructie

Conform TUN [45] dient sectie 266-1 te worden ontworpen op een HBN van NAP +12,79 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een kerende hoogte van NAP +12,89 dient te krijgen. Om deze kerende hoogte te realiseren wordt gebruik gemaakt van een demontabele constructie welke in het geval van hoogwater achter de constructie kan worden geplaatst. Deze tijdelijke constructie is in het Plaxis-model mee-gemodelleerd als een verticale wand welke tot NAP +12,89 m rijkt. Voor de demontabele kering is een principeoplossing uitgewerkt in hoofdstuk 5.

Schematisering bestaande constructie

De oude gewichtsmuur is bij de laatste versterking eind jaren '70 versterkt middels het aanbrengen van een gewapend betonnen L-wand. Vlak onder maaiveld is een doorlopende betonnen L-wand met een deuvelconstructie achter de wand en op de steunberen gerealiseerd. De vloer en muur zijn constructief verbonden met de metselwerken constructie middels een ankerverbinding.
De muur heeft een dikte die taps naar beneden toeneemt van 250 mm tot 400 mm ter hoogte van de bovenkant van de voute (schuine toelopende verdikking wand aan onderzijde). De vloer is 250 mm dik.

Op grotere diepte, circa NAP +6 m, bevindt zich een tweede ankerrij. Om de krachten in dit anker in te leiden in de muur is een ankerblok gerealiseerd. Dit ankerblok heeft een doorsnede van 900 x 600 mm en heeft een dikte van circa 400 mm.

Uit de bouwtekeningen blijken de volgende materialen te zijn toegepast:

- Betonkwaliteit B22,5 → Conform RWS RBK karakteristieke druksterkte f_{ck} = 18 N/mm^2. Omdat het beton een lange uithardingstijd heeft gehad, wordt aangenomen dat het beton gelijkwaardig is aan de huidige betonkwaliteit C20/25. Middels constructief onderzoek moet worden achterhaald wat de huidige daadwerkelijke betonsterkte is.
- Wapeningsstaalkwaliteit FeB 400 wordt aangehouden. In de bouwtekeningen staan staven aangeduid met dubbele vlag (Figuur 4-5), ofwel FeB 500. Echter is in de legenda aangegeven dat enkel FeB 400 is toegepast (Figuur 4-4). Het is onduidelijk wat daadwerkelijk is toegepast. Conservatief wordt FeB 400 aangehouden met een vloeispanning f_{yd} = 400 / 1,15 = 348 N/mm^2.



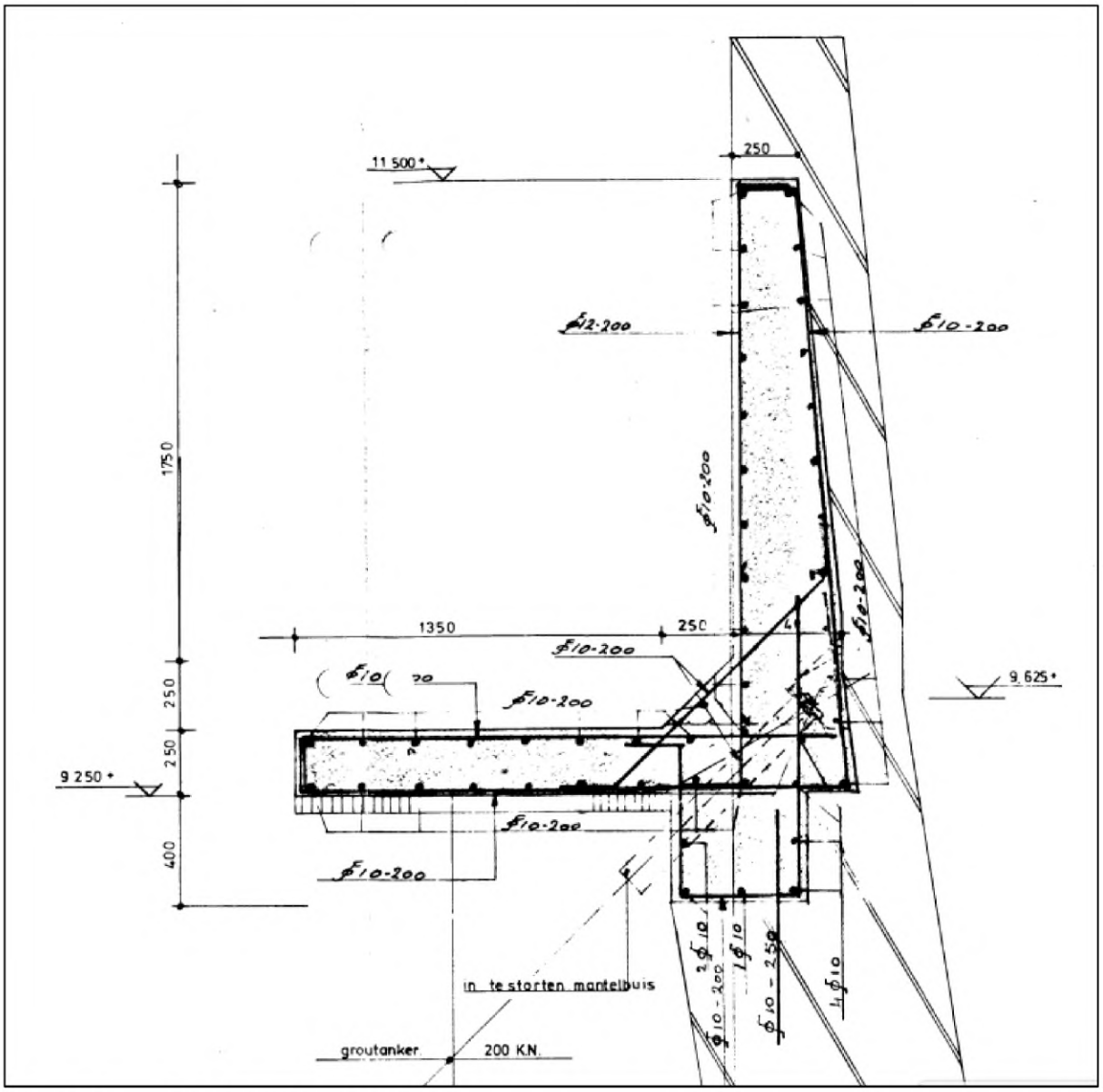
Figuur 4-4 Aanduiding wapeningsstaal ontwerptekening [51]

Wapening bestaande betonconstructie

De wapening in de L-wand wordt afgeleid uit originele wapeningstekeningen. In deze wapeningstekening staat een tegenstelling in de wapening tussen de dwarsdoorsnede en vooraanzicht. Volgens het vooraanzicht ligt in de horizontale richting ø12-200 en volgens de dwarsdoorsnede geldt dit voor de verticale richting. De wapening die in de dwarsdoorsnede is aangegeven is logischer gezien de interne krachtswerking. Er wordt daarom aangenomen dat de dwarsdoorsnede correct is. Middels constructief onderzoek moet worden nagegaan of dit daadwerkelijk correct is.

- wapening muur:
  - in horizontale richting aan waterzijde ø10-200 en aan landzijde ø12-200;
  - in verticale richting aan weerszijden ø10-200;

- wapening vloer:
  - aan weerszijden in langs-en dwarsrichting ø10-200;
  - in dwarsrichting bijlegwapening in het veld 8ø10-200;
  - in dwarsrichting bijlegwapening rond steunpunt 4ø16-200;
  - in langsrichting bijlegwapening aan achterzijde rond steunpunt 3ø12;
- betondekking c_{toeg} = 30 mm.



Figuur 4-5 Doorsnede L-wand [51]

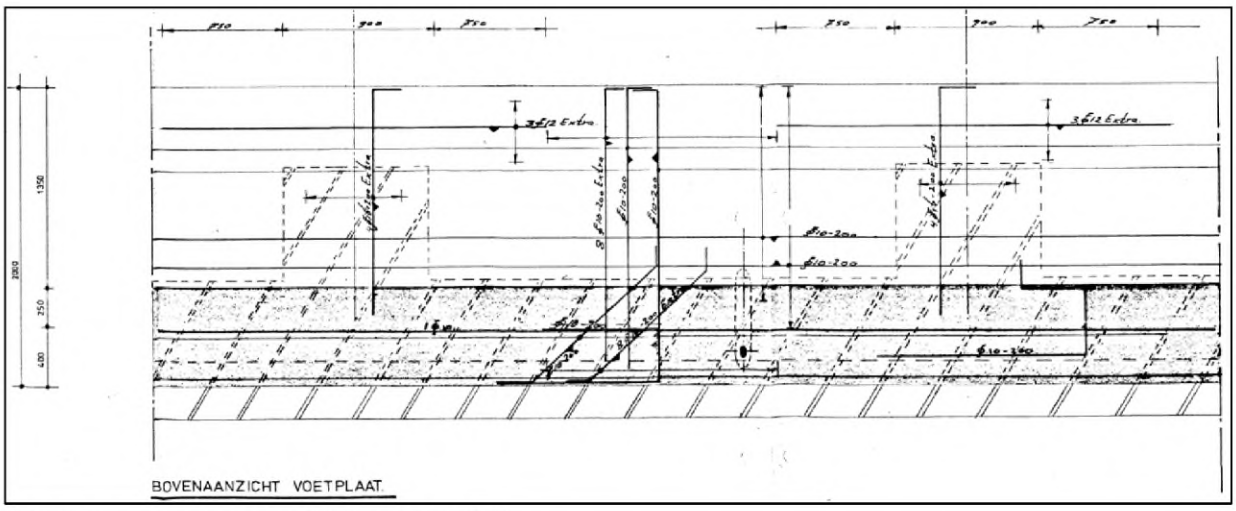
De wand wordt in verticale richting getoetst ter hoogte direct boven de voute (de afschuining in de keel van de L-wand). Aangenomen wordt dat daar de maatgevende situatie voor de wand optreedt. Er wordt geen normaalkracht in rekening gebracht. De waardes in Tabel 4-3 gelden voor de doorsnede direct boven de voute en aan de bovenkant van de wand. De wapening wordt gecontroleerd in Bijlage F.

De wand wordt in verticale richting tevens getoetst aan de bovenzijde van de wand. Hier wordt in het geval van hoog water een moment geïntroduceerd ten gevolge van waterbelasting tegen de demontabele kering. Bovendien is hier de doorsnede smaller en bevindt hier de ø10-200 zich in de trekzone.

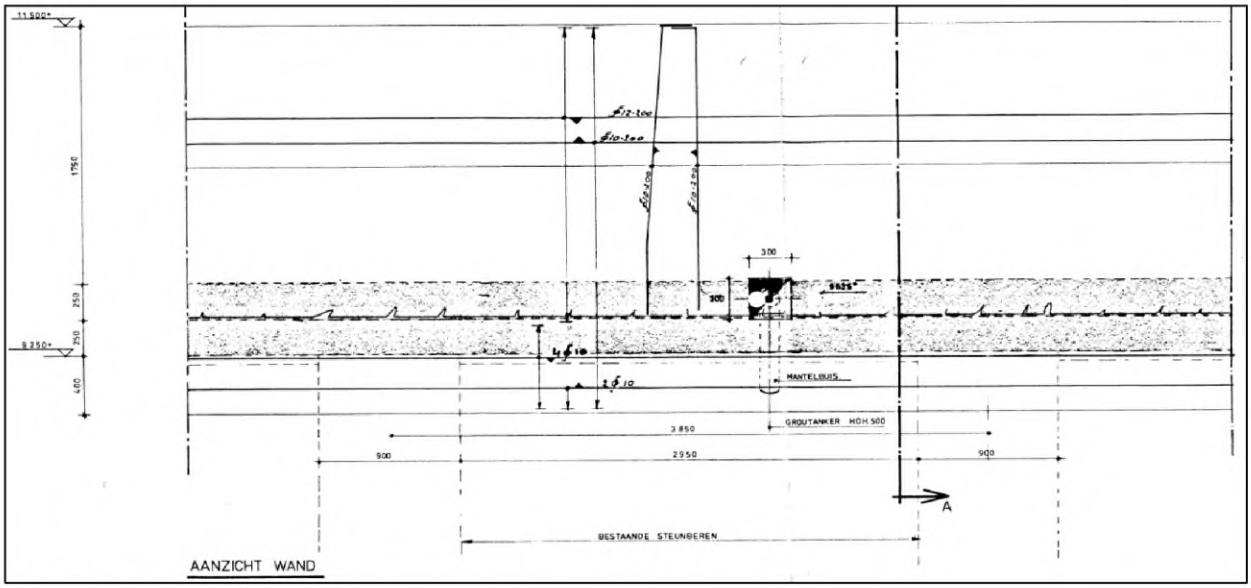
Tabel 4-3 Wapening muur van L-wand

	Boven voute	Bovenkant wand
Hoogte [m NAP]	+9,75	+11,5
h [m]	0,400	0,250
c_{toeg} [mm]	30	30
Wapening trekzone	ø12-200	ø10-200
Wapening drukzone	ø10-200	ø12-200
Betonkwaliteit	C20/25	C20/25
Staalkwaliteit	FeB 400	FeB 400
N_{rep} / N_{Ed} [kN/m]	0	0
M_{Rd} [kNm/m]	71,4	31,3
w_{max} [mm]	0,30	0,30
M_{Rk} [kNm/m]	47,0	29,0

De vloer wordt op twee locaties getoetst in enkel de dwarsrichting; ter plaatse van het steunpunt (de steunbeer) en tussen twee steunpunten in (veldmoment). De wapening in de vloer is afgeleid uit Figuur 4-6 en Figuur 4-7 en samengevat in Tabel 4-4.



Figuur 4-6 Bovenaanzicht wapening [51]



Figuur 4-7 Voor-zaanzicht wapening [51]

Tabel 4-4 Wapening vloer van L-wand

	Dwarsrichting steunpunt
h [m]	0,250
c_{toeg} [mm]	30
Wapening trekzone	ø10-200
Bijlegwapening trekzone	4ø16-200
Wapening drukzone	ø10-200
Betonkwaliteit	C20/25
Staalkwaliteit	FeB 400
N_{rep} / N_{Ed} [kN/m]	0
M_{Rd} [kNm/m]	81,8
w_{max} [mm]	0,30
M_{Rk} [kNm/m]	75,0

Sterkte bestaand metselwerk

De sterkte van het bestaande metselwerk van deze kade is niet onderzocht. Gegevens hieromtrent ontbreken daarom. Wel is het metselwerk van de naastliggende sluis onderzocht in 1996. De in dat onderzoek gevonden laagste waarde voor de druksterkte van de mortel en de baksteen bedroeg respectievelijk f_{mortel} = 3,5 N/mm^2 en $f_{baksteen}$ = 27 N/mm^2. Conform NEN-EN 1996-1-1 wordt de karakteristieke sterkte van metselwerk als volgt bepaald:

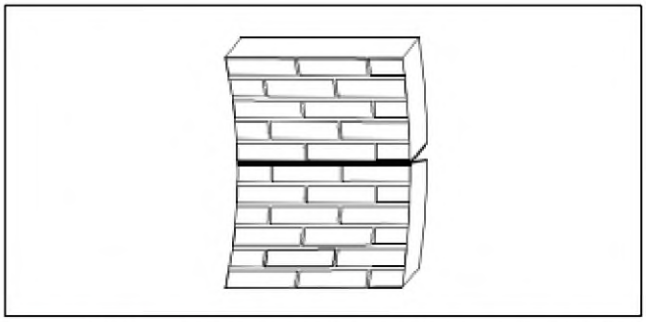
$f_k = K\, f_b^{\alpha}\, f_m^{\beta}$

Waarbij:

K = 0,5
α = 0,65
β = 0,25

Hieruit volgt dat f_k = 5,8 N/mm^2. Voor metselwerk vervaardigd met stenen categorie I (stenen die getoetst zijn op sterkte) geldt in CC2 een partiële materiaalfactor γ_M = 1,7. Tevens geldt, bij afwezigheid van resultaten van proeven op treksterkte, dat de buigtreksterkte van metselwerk bij gebruik van metselmortel als volgt bepaald wordt: $f_{xk1} = f_{vko}$ conform NEN-EN 1996-1-1 NB 3.6.2. Volgens NEN-EN 1996-1-1 Tabel 3.4 geldt voor toepassing van bakstenen en mortel klasse M2,5 tot M9 dat **f_{vko} = 0,20 N/mm^2**. Binnen de classificatie van mortel staat het achterste getal voor de druksterkte, in dit geval f_{mortel} = 3,5 N/mm^2.

$f_{cd} = f_k / \gamma_M$ = 3,4 N/mm^2
$f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_M$ = 0,12 N/mm^2
$f_{xd1} = f_{xk1} / \gamma_M$ = 0,12 N/mm^2



Figuur 4-8 Bezwijkvlak evenwijdig aan lintvoegen, f_{xk1} (NEN-EN 1996-1-1)

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gelijke gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

Sectie 266-1 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 266. Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,36 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor in het Plaxis-model het niveau van MHW met een opslag van 0,10 m (hoger) is ingevoerd, namelijk NAP +12,46 m. De in het Plaxis-model gehanteerde waterstanden, waarvan MHW en HBN met inbegrip van genoemde opslag van 0,10 m, zijn weergegeven in Tabel 4-5. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de waterstand aan de binnenzijde gelijk is aan 0,2 m-mv.

Tabel 4-5 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP266

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+11,7 (0,2 m-mv)
MHW (+0,1 m)	+12,46	+8,0
HBN (+0,1 m)	+12,89	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 266-1 zijn enkele oude sonderingen en boringen aanwezig [27] [52]. De sonderingen bevatten enkel de gemeten conusweerstand en bevatten geen wrijvingsgetal. Naast de sonderingen zijn er ook enkele boringen aanwezig waarmee onderscheid kan worden gemaakt tussen de verschillende grondsoorten. In de boringen komt ook de grondsoort zavel voor welke geïnterpreteerd wordt als zwak zandige klei. De bodemopbouw ter plaatse van sectie 266-1 bestaat volgens het grondonderzoek voornamelijk uit (zandige) klei tot circa 7 m-mv. Vanaf 7 m-mv wordt er matig gepakt zand gevonden. Op de beschikbare sonderingen is helaas niet aangegeven wat het maaiveldniveau was ten tijde van het uitvoeren van de sonderingen. Om deze reden is aangenomen dat het maaiveldniveau ten tijde van uitvoeren gelijk was aan het huidige maaiveldniveau (NAP +11,9 m).

De gehanteerde bodemschematisatie is gebaseerd op sondering B4 [27]. De bodemschematisatie met bijbehorende geotechnische parameters is weergegeven in Tabel 4-37. In de Plaxis-berekeningen is gebruik gemaakt van het Hardening Soil Small Strain model. De parameters zijn bepaald aan de hand van tabel 2.b uit NEN9997-1[5], CUR2003-7[7] en ervaringswaarden.

Tabel 4-6 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters sectie 266-1

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, sterk kleiig	m.v. (11,9)	18/20	0	25	0	15000	15000	60000	0,5	109000	2,2E-05
Klei, zwak zandig	9,5	18/18	5	22,5	0	3000	3000	12000	0,8	22000	4,7E-04
Zand, zwak kleiig	7,7	18/20	0	27,5	0	35000	35000	140000	0,5	636000	1,5E-05
Klei, zwak zandig	7,3	18/18	5	22,5	0	3000	3000	12000	0,8	55000	1,5E-05
Zand, zwak kleiig	5,7	18/20	0	27,0	0	35000	35000	140000	0,5	159000	8,1E-05
Zand, pleistoceen	4,2	18/20	0	32,5	2,5	45000	45000	180000	0,5	655000	4,5E-05

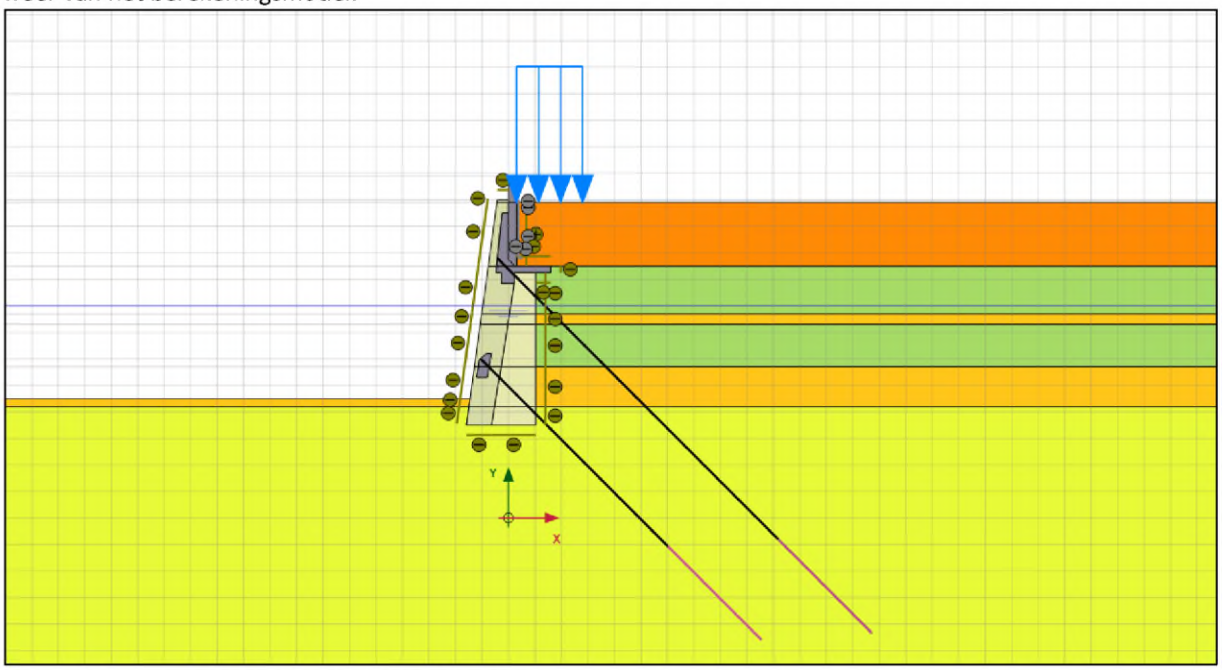
Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

4.1.2 Resultaten

Resultaten Plaxis

Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is het Plaxis-model opgezet. Figuur 4-9 geeft een impressie weer van het berekeningsmodel.

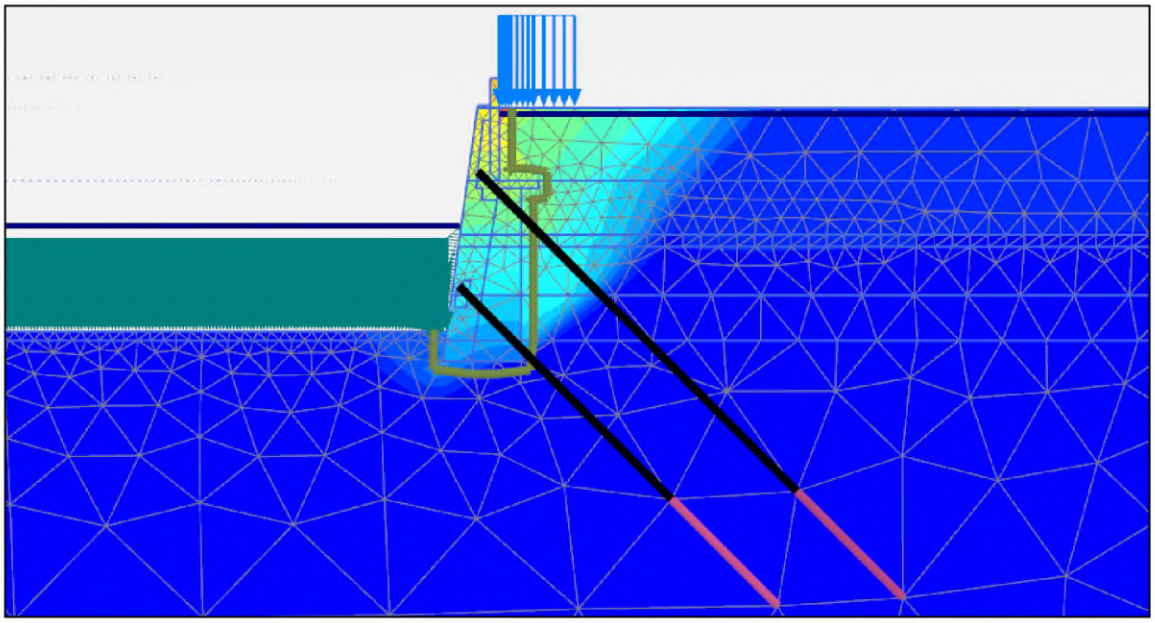


Figuur 4-9 Berekeningsmodel sectie 266-1

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, situatie peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de constructie te bepalen.

Aangezien het onduidelijk is tot welke diepte de constructie reikt is in het Plaxis-model de constructie in stappen van 0,5 m verlengd (dieper aanlegniveau) totdat de constructie rekenkundig stabiel is. Uit de berekening volgt dat de constructie stabiel is indien de onderkant van de constructie vanaf NAP +4,5 m met 1,0 meter verlengd is tot NAP +3,5 m. Het bodemniveau van de haven is in deze situatie gelijk aan NAP +4,5 m. Hierbij dient wel één kanttekening geplaatst te worden. In de maatgevende situatie, peil na val, zijn de optredende krachten in de ankers groot. In deze situatie bedraagt de kracht in het bovenste anker circa 1.000 kN en in het onderste anker circa 780 kN in uiterste grenstoestand (UGT). Op basis van expert judgement wordt verwacht dat de capaciteit van de ankers in de constructie gelijk is aan circa 500 kN. Dit betekent dat de optredende krachten naar verwachting te groot zijn om opgenomen te worden door de aanwezige ankers. In de berekening is de houdkracht van de ankers verhoogd om het model volledig door te kunnen rekenen. Door middel van de verschillende onderzoeken dienen de voor de ankerkracht zeer relevante uitgangspunten zoals bijvoorbeeld de staalkwaliteit en conditie van de ankers, het funderingsniveau van de wand en het bodemniveau van de Oude Haven bepaald te worden. Met deze resultaten dient de berekening herzien te worden.

In Figuur 4-10 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (situatie peil na val), uitgaande van voldoende sterkte ankers, weergegeven.



Figuur 4-10 Resultaat STBU (FoS = 1,01)

De totale vervorming bovenaan de constructie bedraagt in deze situatie circa 0,10 m in bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De verplaatsing van de constructie is voornamelijk horizontaal.

Indien onderzijde constructie op NAP +2,5 m zou liggen (2,0 m dieper dan het gehanteerde bodemniveau van de haven) reduceert de vervorming van de constructie. In de buitenwaartse stabiliteitsanalyse reduceert de vervorming naar 0,07 m in BGT. Daarnaast reduceren ook de ankerkrachten. De kracht in het bovenste anker reduceert naar circa 790 kN en de kracht in het onderste anker naar circa 630 kN in UGT. Deze waardes zijn echter nog steeds hoger dan de te verwachten maximaal toelaatbare (opneembare) waardes.

Het modelleren van de steunberen, een 3D-element, in Plaxis 2D is lastig. Aangezien in werkelijkheid slechts over 1/5 van de lengte van de kade steunberen aanwezig zijn. Ten behoeve van de constructieve toetsing is in de steunberen de stijfheid van het metselwerk in de Plaxis-berekening met een factor 5 verlaagd om de juiste krachten te kunnen bepalen (de steunberen zijn over 1/5 van de lengte van de kadeconstructie aanwezig). Met deze werkwijze wordt het funderingsoppervlakte echter te gunstig gemodelleerd. Daarom is een berekening uitgevoerd waarin de breedte van de steunbeer is aangepast om tot een equivalent funderingsoppervlak te komen. Uit de resultaten volgt dat onderkant constructie op NAP +1,5 m dient te liggen in het geval er geen steunberen worden gemodelleerd. Het funderingsniveau dient vastgesteld te worden door middel van het constructieve onderzoek.

Wapeningscontrole

De dwarswapening (verticaal) in de muur van de L-wand wordt getoetst op twee locaties; aan de bovenzijde bij de verbinding met de tijdelijke verhoging en direct boven de voute. Bij het uitwerken van de belastingen wordt rekening gehouden met belastingsfactoren conform de TUN [45]:

Tabel 4-7 Belastingsfactoren conform TUN [45]

Belasting	Belastingsfactor	
Permanent, ongunstig	$\gamma_{G;ongunstig;STR}$	1,485
Permanent, gunstig	$\gamma_{G;gunstig;STR}$	0,90
Variabel, ongunstig	$\gamma_{Q;ongunstig;STR}$	1,65
Variabel, gunstig	$\gamma_{Q;gunstig;STR}$	0,00

Muur bestaande betonnen L-wand boven voute

Boven de voute werkt een gecombineerde horizontale belasting richting het water, voortkomend uit eigen gewicht van de grond en het horizontale effect ten gevolge van maaiveldbelasting. Als maaiveldbelasting wordt een gelijkmatig verdeelde belasting (ten gevolge van een mensenmassa) van 5 kN/m^2 aangehouden. De aanwezigheid van bomen en paaltjes achter de kade voorkomen dat calamiteitenvoertuigen pal achter de kade kunnen komen. In de Plaxis-berekening is hier veiligheidshalve wel mee gerekend.

$Q_{grond,H;GWS} = (H_{mv} - H_{GWS}) \times \gamma_{zand;droog} \times K_0 = (11,9\text{-}11,7)\times 18\times 0,5 = 1,8$ kN/m^2
$Q_{grond,H;voute} = Q_{grond,H;GWS} + (H_{GWS} - H_{voute}) \times [(\gamma_{zand;nat} - \gamma_w)\times K_0 + \gamma_w] = 1,8+(11,7\text{-}9,5)\times[10\times 0,5 +10] = 35$ kN/m^2
$F_{grond,H} = 40,4$ kN/m
$M_{grond,H;voute} = 32,4$ kNm/m

$Q_{mv,H} = Q_{mv}*K_0 = 5*0,5 = 2,5$ kN/m^2
$F_{mv,H} = 6$ kN/m
$M_{mv,H;voute} = 7,2$ kNm/m

$M_{Ek;voute} = M_{grond,H;voute} + M_{mv,H;voute} =$ **39,6 kNm/m**
$M_{Ed;voute} = M_{grond,H;voute}\times\gamma_G + M_{mv,H;voute}\times\gamma_Q = 32,4\times 1,485 + 7,2\times 1,65 =$ **60,0 kNm/m**
$V_{Ed;voute} = F_{grond,H}\times\gamma_G + F_{mv,H}\times\gamma_Q = 40,4\times 1,485 + 6,0\times 1,65 =$ **69,9 kN/m**

Er wordt geen normaaldrukspanning meegerekend, wat conservatieve resultaten oplevert. De wapening wordt gecontroleerd in Bijlage F.

UGT:	U.C. = $M_{Ed;voute}/M_{Rd;voute} = 60,0/71,4 =$	**0,84** → Voldoet
BGT:	U.C. = $M_{Ek;voute}/M_{Rk;voute} = 39,6/47,0 =$	**0,84** → Voldoet
Dwarskracht:	U.C. = $V_{Ed;voute}/V_{Rd,c;voute} = 69,9/95,0 =$	**0,74** → Voldoet

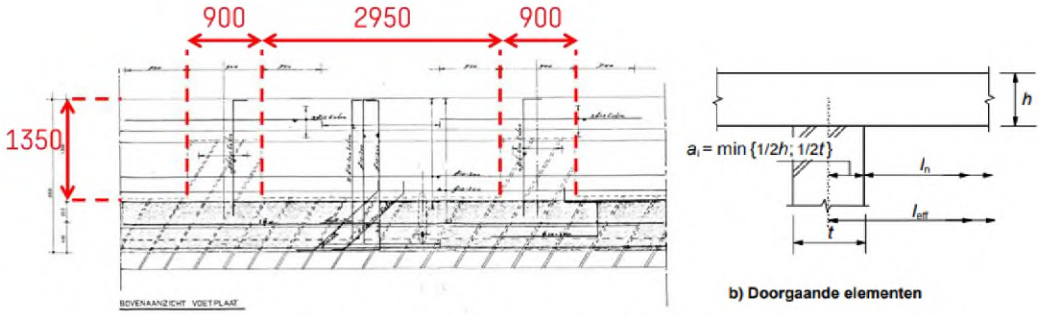
Vloer betonnen L-wand

Omdat het onbekend is of de vloer in de huidige situatie op de ondergrond rust, wordt aangenomen dat dit niet het geval is. Dit levert een zeer conservatieve beschouwing op. Tijdens aanbrengen van de L-wand zal onder de vloer zijn aangevuld met zand. De zetting die is opgetreden na aanbrengen van de L-wand zal beperkt zijn. Daarom zal in realiteit de vloer contact vinden met de ondergrond, met name aan de achterzijde waar de vloer uitkraagt.

Op de vloer werkt een combinatie van verticale gronddruk, maaiveldbelasting en eigen gewicht. Maatgevend is een situatie waarin de grondwaterstand zich onder de vloer bevindt en geen opwaartse druk op de constructie werkt.
$Q_{grond} = (H_{mv} - H_{vloer;BK}) \times \gamma_{zand;droog} = 2,65\times 18 = 47,7$ kN/m^2
$Q_{EG} = t_{vloer}\times\gamma_{beton} = 0,25\times 25 = 6,25$ kN/m^2
$Q_{mv} = 5$ kN/m^2

Er wordt gebruik gemaakt van belastingsfactoren conform de TUN (Tabel 4-7).
$Q_{Ek} = 59,0$ kN/m^2
$Q_{Ed} = Q_{grond}\gamma_G + Q_{EG}\gamma_G + Q_{mv}\gamma_Q = 96,4$ kN/m^2

De veld- en steunpuntmomenten worden uitgewerkt door de vloer te beschouwen als een uitkragende plaat. Deze schematisering negeert de grond onder de vloer en de rol die de onderliggende grond speelt in het opnemen van bovenbelastingen, waardoor de gevolgde berekeningswijze (zeer) conservatief is.



Figuur 4-11 Maatvoering vloer (links) en L_{eff} bij oplegging (NEN-EN 1992-1-1) (rechts)

De wapeningscontrole wordt uitgevoerd in Bijlage F. De samenvatting van de resultaten is weergegeven in Tabel 4-8.

Tabel 4-8 Wapeningcontroles vloer

		M_{Ek} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]	U.C. UGT	U.C. BGT
$M_{steunpunt;dwars}$	$0,5 \times Q_E L^2$	53,8	87,8	U.C. = M_{Ed}/M_{Rd} = 87,8/81,8 = **1,07**	U.C. = M_{Ek}/M_{Rk} = 53,8/75,0 = **0,72**

Uit bovenstaande berekening volgt dat conform deze zeer conservatieve berekeningsmethode de wapening ter plaatse van de steunpunten niet voldoet (U.C. > 1,0). Echter zoals reeds gesteld wordt geen rekening gehouden met steun die de vloer zal ondervinden van het grondpakket onder de vloer. De aanwezigheid van deze grond is in de berekening buiten beschouwing gelaten, omdat zettingen kunnen hebben opgetreden, waardoor de vloer mogelijk slechts beperkt contact maakt met de grond eronder. Echter, de vorming van een grote kier is niet waarschijnlijk. Waarschijnlijker is dat onder de vloer een relatief lage gronddruk heerst, waardoor deze grond een bedding levert, zij het dat de stijfheid van deze bedding lager zal zijn dan op grond van het diepteniveau ten opzichte van maaiveld normaliter verwacht zou worden. Daarom zal bij doorbuiging van de betonvloer een deel van de verticale belasting op de vloer rechtstreeks aan de ondergrond worden doorgegeven. Effectief zal de vloer niet alle bovenbelasting via buiging hoeven af te dragen naar de steunberen en de frontmuur. Daardoor zullen de optredende momenten aanzienlijk worden beperkt en zullen zij niet de theoretische bovengrenswaarde aannemen.

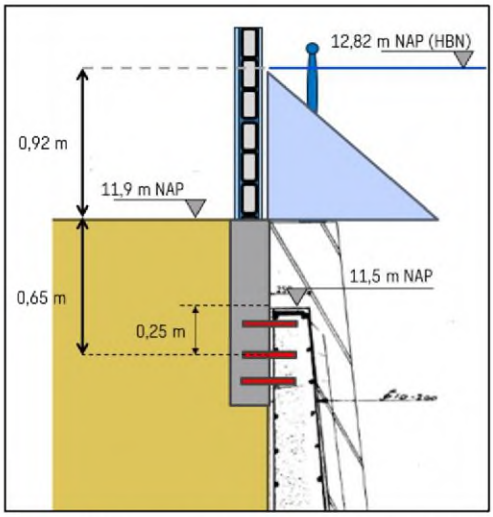
Belangrijk is dat bij het constructief onderzoek dat wordt uitgevoerd aandacht wordt besteed aan beschadigingen van het betonwerk. Indien er tekenen zijn van overbelasting kan in een volgend stadium worden onderzocht of gebruik kan worden gemaakt van lichter opvulmateriaal om de vloer te ontlasten.

Demontabele kering

De demontabele kering wordt middels een ankerverbinding bevestigd aan de bovenkant van de L-wand. Zowel de L-wand als de verbinding als de demontabele kering worden getoetst op interne krachten.

Muur bestaande betonnen L-wand ter hoogte verbinding demontabele kering

De demontabele kering bestaat uit staanders waar tussen schotbalken worden geplaatst. De staanders zijn via een betonnen drempel gemonteerd op de L-wand. De waterdruk wordt door de schotbalken opgenomen en aan de staanders afgedragen. De staanders zijn op te vatten als uitkragende liggers. De belasting uit de schotbalken veroorzaakt een buigend moment en een dwarskracht in de staanders. Deze beide interne krachten dienen door de drempel te worden opgenomen en te worden doorgegeven aan de L-wand.



Figuur 4-12 Belasting op demontabele kering

Op de demontabele kering werkt een waterdruk richting het land.
$F_{w,H} = (12,82\text{-}11,9)^2 \times ½\rho g = 4,2$ kN/m

Er wordt aangenomen dat de dwarskracht en het moment die middels de staanders geconcentreerd (de staanders leiden iedere 3,50 m de belastingen in naar de drempel) worden overgedragen op de L-wand zich intern verdelen over effectieve breedte van 1,0 m.
$F_{w,H;staander} = F_{w,H} \times hoh_{staanders} / L_{afdracht} = 4,2 \times 3,5 / 1,0 = 14,8$ kN/m

Het hart van de verbinding tussen de demontabele kering en de L-wand bevindt zich op 250 mm onder de bovenkant van de L-wand, op NAP +11,25 m. De resultante van de waterdruk grijpt aan op NAP +12,21 m. De hefboomarm van de belasting ten behoeve van bepaling krachtswerking van de verbinding aan de bestaande betonconstructie bedraagt aldus 0,96 m.
$M_{Ek;verbind.} = F_{w,H;staander} \times \{(12,82\text{-}11,9)/3 + (11,9\text{-}11,25)\} = 14,8 \times 0,96 =$ **14,2 kNm/m**
$M_{Ed;verbind.} = M_{Ek;verbinding} \times \gamma_Q = 14,2 \times 1,65 =$ **23,4 kNm/m**

$V_{Ed;verbind.} = F_{w,H;staander} \times \gamma_Q = 14,8 \times 1,65 =$ **24,4 kN/m**

Er wordt geen normaaldrukspanning meegerekend, wat – beperkt – conservatieve resultaten oplevert. De wapening wordt gecontroleerd in Bijlage F.

UGT:	$U.C. = M_{Ed;verbind.}/M_{Rd;verbind.} = 23,4/31,3 =$	**0,75** → Voldoet
BGT:	$U.C. = M_{Ek;verbind.}/M_{Rk;verbind.} = 14,2/29,0 =$	**0,49** → Voldoet
Dwarskracht:	$U.C. = V_{Ed;verbind.}/V_{Rd,c;verbind.} = 24,4/95,0 =$	**0,26** → Voldoet

Gezien de hoge UC van 0,75 is het denkbaar dat in een volgende projectfase enigszins afwijkende maatvoeringskeuzes tot een UC > 1,0 kunnen leiden. In dat geval zal waarschijnlijk voor een monoliete verbinding gekozen (moeten) worden. Daarbij dient de bovenste circa 0,5 m van de betonnen wand te worden verwijderd. Bij de aldus blootgelegde wapening wordt een nieuwe wapeningskorf ingevlochten ten behoeve van de nieuw te maken drempel. Deze bouwwijze is bewerkelijker dan de voorgenomen aanpak met ingelijmde ankers, maar met deze bouwwijze kan de volledige momentcapaciteit van de wand aangewend worden.

Drempel demontabele kering
In de demontabele kering ontstaat ter hoogte van de verbinding met de L-wand het moment dat is uitgewerkt in de voorgaande paragraaf waarbij de wapening van de L-wand is getoetst. In de nieuw aan te brengen betonnen drempel wordt een andere wapening toegepast:

Tabel 4-9 Wapening drempel demontabele kering

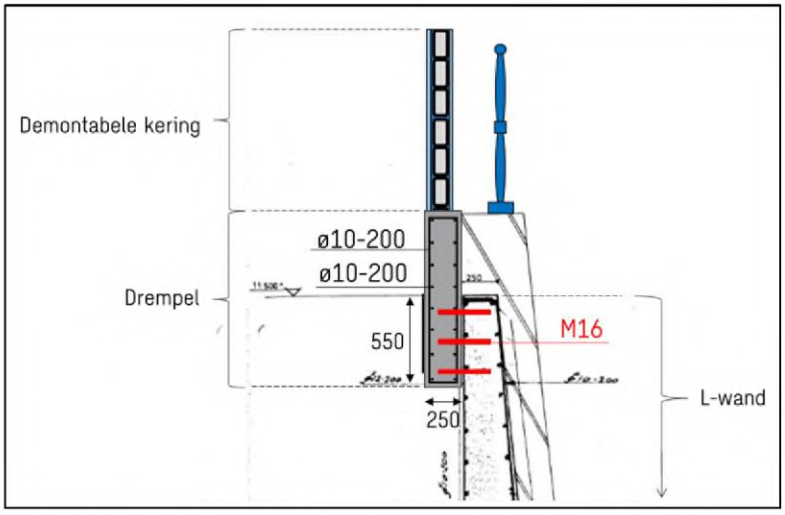
	Dwarsrichting
h [m]	0,250
c_{toeg} [mm]	40
Wapening trekzone	ø10-200
Wapening drukzone	ø10-200
Betonkwaliteit	C20/25
Staalkwaliteit	B500B
N_{rep} / N_{Ed} [kN/m]	0
M_{Rd} [kNm/m]	37,4
w_{max} [mm]	0,30
M_{Rk} [kNm/m]	22,0

Er wordt geen normaaldrukspanning meegerekend, wat – beperkt –conservatieve resultaten oplevert. De wapening wordt gecontroleerd in Bijlage F.

UGT: U.C. = $M_{Ed;verbind.}/M_{Rd;drempel.}$ = 23,4/37,4 = **0,63** → Voldoet

BGT: U.C. = $M_{Ed;verbind.}/M_{Rd;drempel}$ = 14,2/22,0 = **0,65** → Voldoet

Dwarskracht: U.C. = $V_{Ed;verbind.}/V_{Rd,c;drempel.}$ = 24,4/91,0 = **0,27** → Voldoet



Figuur 4-13 Wapening demontabele kering

Verbinding drempel van demontabele kering

De drempel van de demontabele kering wordt aan de bovenzijde van de L-wand verbonden middels ankers. De ankerverbinding is ontworpen en getoetst met de software Hilti PROFIS Engineering 3.0.95.

De ankerconfiguratie is weergegeven in Figuur 4-14. De verbinding is symmetrisch ontworpen, opdat dezelfde krachtswerking geldt voor de L-wand als voor de demontabele kering. De toegepaste ankers zijn type HVU2 + HAS-U 5.8 M16_hef2 (zie Tabel 4-10 voor productinformatie). Menig ander type anker met maat M16 dat beschikbaar is in de software van Hilti voldoet ook.

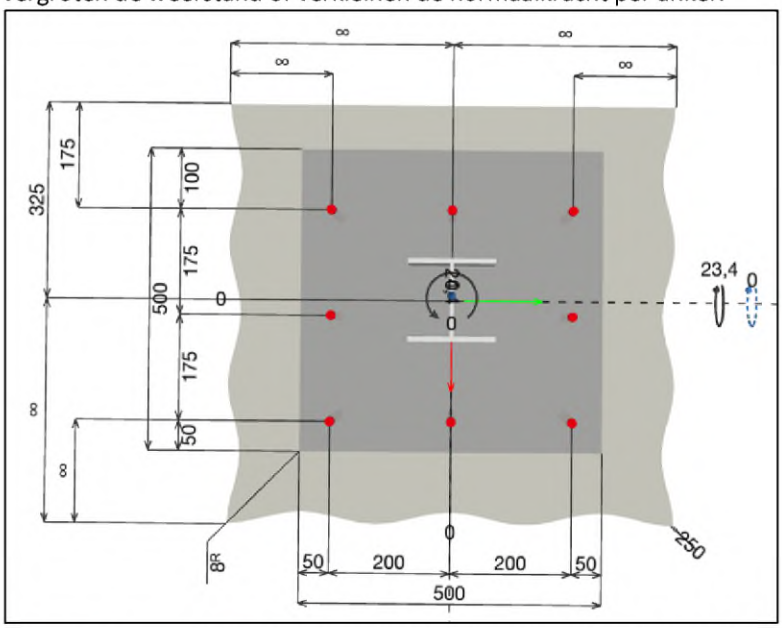
Tabel 4-10 Productinformatie ankers (Bijlage E)

Ankertype	Ankermaat	Sterkte	Lengte	Afwerking
HVU2 + HAS-U 5.8 M16_hef2	M16	5.8	190 mm	Verzinkt

Het berekeningsrapport van de ankerverbinding is weergegeven in Bijlage E Op de verbinding werken conform de berekening in voorgaande paragraaf een normaaltrekkracht van 24,4 kN en een moment van 23,4 kNm. Hierbij is aangenomen dat de krachten zich vanuit de staanders verdelen over een diepte (lengte) van 1,0 m. De volgende Unity Checks gelden:

Staalbreuk:	U.C. = $N_{Ed}/N_{Rs,s}$ = 21,8/52,3 =	**0,42** → Voldoet
Gecombineerd bezwijken door uittrekken en betonkegelbreuk:		
	U.C. = $N_{Ed}/N_{Rd,p}$ = 86,2/107,0 =	**0,81**→ Voldoet
Betonkegelbreuk:	U.C. = $N_{Ed}/N_{Rd,c}$ = 86,2/91,9 =	**0,94** → Voldoet

De Unity Checks voor betonkegelbreuk zijn relatief hoog. Indien nodig kan in een vervolgfase het ontwerp van de verbinding worden aangepast door de dekking op de ankers te vergroten, een rij ankers toe te voegen, of de ankerconfiguratie asymmetrisch te maken (middenrij ankers naar boven verplaatsen). Al deze oplossingen vergroten de weerstand of verkleinen de normaalkracht per anker.

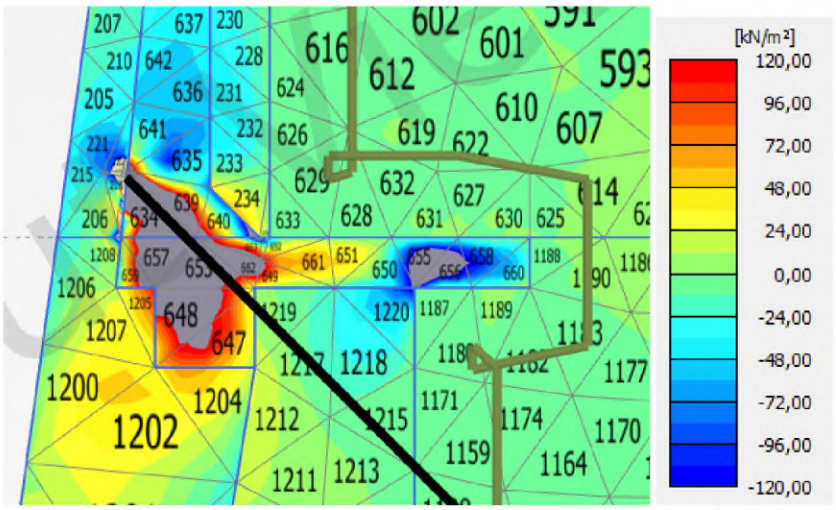


Figuur 4-14 Ankerconfiguratie verbinding demontabele kering en L-wand

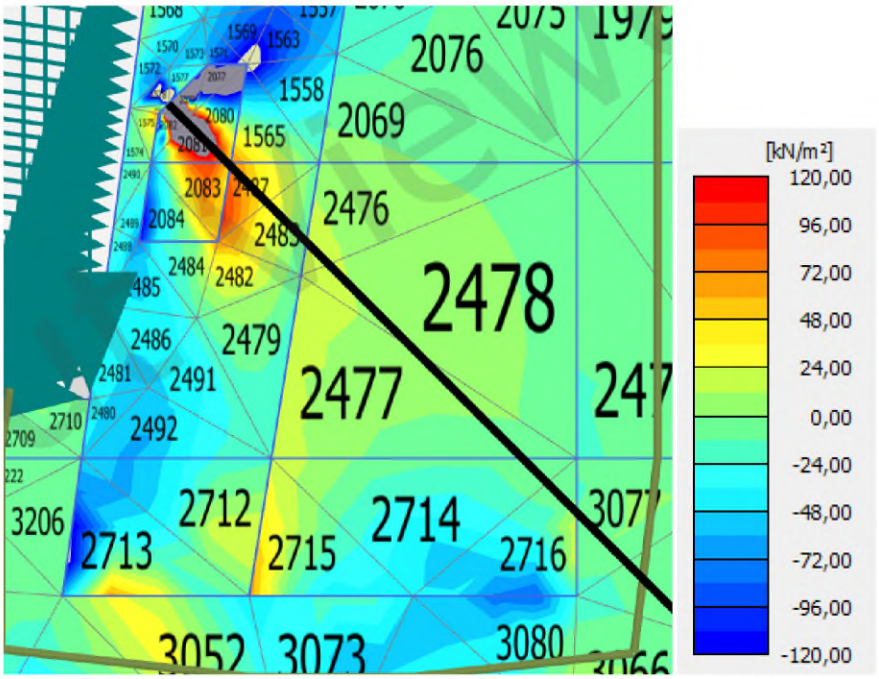
Toetsing bestaand metselwerk

Het metselwerk wordt getoetst op de interne krachten die resulteren uit het Plaxis-model. Uit het model zijn de spanningen uitgelezen in x- en y-richting, alsmede de schuifspanningen. Omdat voor de steunberen een E-modulus is toegepast van 1/5 van de reguliere E-modulus van metselwerk (op te vatten als een uitgesmeerde stijfheid van de steunberen), dit vanwege de 2D-aard van het model, worden de berekende spanningen in de steunberen achteraf vermenigvuldigd met een factor 5.

Op enkele locaties in het model treden piekspanningen op. De resultaten op deze locaties worden niet meegenomen in de toetsing. Deze waardes worden als onrealistisch beschouwd omdat deze pieken inherent zijn aan de toegepaste modellering, maar geen praktische betekenis hebben. Deze locaties betreffen de uiteinden (koppen) van de ankers (bovenste anker Figuur 4-15 en onderste anker Figuur 4-16), de achterste hoek van de aansluiting van de steunbeer met de L-wand (Figuur 4-15) en de onderzijde van de steunbeer (Figuur 4-16). De krachten uit de ankers worden niet direct opgenomen door het metselwerk, maar worden ingeleid in de betonnen elementen. Bij de aansluiting van de steunbeer met de L-wand en aan de onderzijde van de steunbeer treden modeltechnische pieken op als gevolg van zeer discrete krachtsinleiding, stijfheidssprongen bij materiaalovergangen, etc.



Figuur 4-15 Pieken in schuifspanning rond bovenste anker en rond de aansluiting van de L-wand op de steunbeer (peil na val)



Figuur 4-16 Pieken in schuifspanning rond onderste anker en onderkant steunbeer (peil na val)

De drukspanning wordt getoetst aan f_{cd} = 3,4 N/mm² en de buigtrekspanning en schuifspanning aan f_{xd1} en f_{vdo}, welke beiden gelijk zijn aan 0,12 N/mm² (120 kN/m²). In Tabel 4-11 wordt de sterkte van het metselwerk getoetst aan de hand van de resultaten uit Plaxis. Hierbij zijn de resultaten in net-elementen waar modeltechnische pieken voorkomen buiten beschouwing gelaten.

Tabel 4-11 Spanningstoetsingen metselwerk

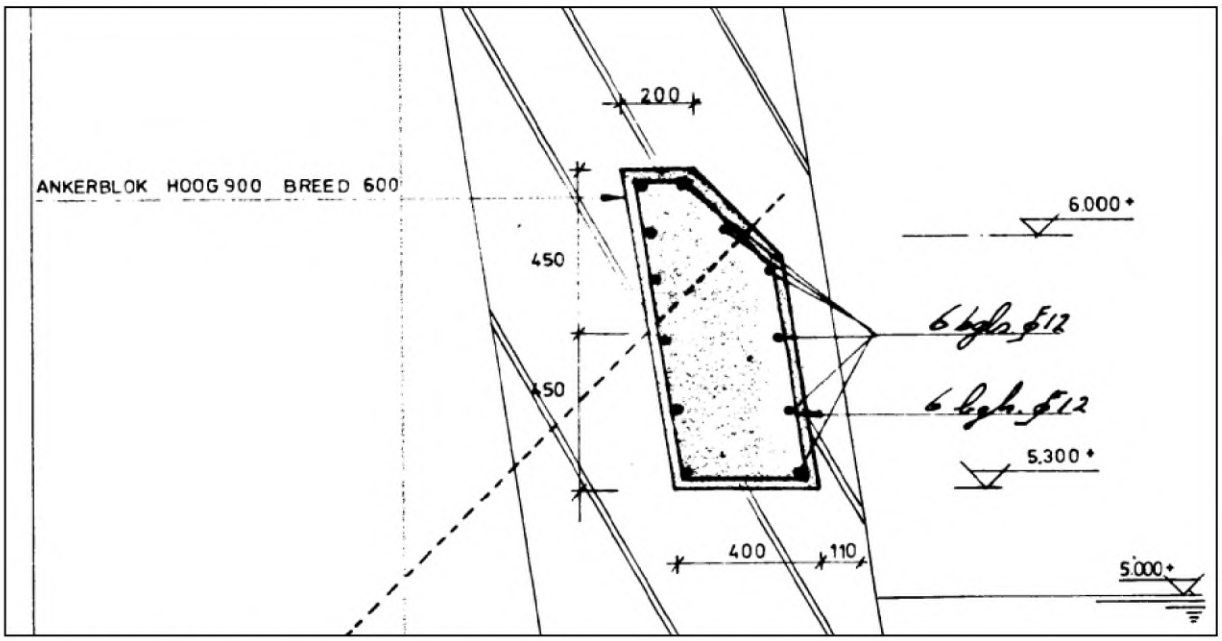
		Druk		Trek		Afschuiving
		Horizontaal	Verticaal	Horizontaal	Verticaal	In het vlak
Voorwand	Spanning [N/mm²]	-0,20	-0,46	0,064	0,090	0,15
	U.C.	0,10	0,14	0,53	0,75	0,86
Steunbeer	Spanning [N/mm²]	-0,50	-1,47	0	0	0,22
	U.C.	0,15	0,43	0	0	0,78

De kracht in het onderste anker wordt via een ankerblok het metselwerk ingeleid. Er wordt getoetst of het metselwerk de drukspanning die hierdoor ontstaat op kan nemen. Uit het Plaxis-model volgt een ankerkracht van 810 kN in UGT. Het anker is aangebracht onder een hoek van 45°, dus:

$F_{anker;H} = F_{anker;V} = F_{anker;axiaal} / \sqrt{2} = 573$ kN in UGT

Het ankerblok heeft de kleinste afmeting aan de onderzijde. Vanwege de gelijke verticale en horizontale ankerkrachtcomponenten levert het kleinste oppervlakte de grootste spanning op:

$\sigma_{Ed} = F_{anker;V} / (L_{ankerblok} B_{ankerblok}) = 573 / (0{,}600 \times 0{,}400) = 2{,}39$ N/mm^2
U.C. = $\sigma_{Ed} / f_{cd} = 2{,}39 / 3{,}4 = 0{,}70$ → Voldoet



Figuur 4-17 Ankerblok onderzijde gewichtsmuur [51]

4.1.3 Conclusie sectie 266-1

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN zijn gebruikt om de krachtswerking in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

De buitenwaartse stabiliteit van de constructie kon niet gecontroleerd worden vanwege het ontbreken van informatie omtrent de toegepaste groutankers, het aanlegniveau van de oude metselwerk kade en het bodemniveau van de haven. De uitgevoerde berekening is daarom niet op te vatten als controleberekening of herberekening maar ingestoken als gevoeligheidsanalyse waarbij het aanlegniveau (iteratief) in stappen is verlaagd om tot een stabiele constructie te komen.

Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat de kade rekenkundig stabiel is in de situatie peil na val indien het aanlegniveau (funderingsniveau) zich bevindt op een niveau van ten minste NAP +3,5 m of in het geval de steunberen niet worden meegenomen NAP +1,5 m. Dit gaat echter gepaard met hoge ankerkrachten waardoor betwijfeld wordt of deze kracht door de destijds gangbare ankerstaven opgenomen kan worden.

Vanuit constructief oogpunt is voor de vloer en onderkant L-wand peil na val maatgevend. Voor de verbinding van de demontabele kering is HBN maatgevend. De constructie voldoet op alle onderdelen aan de sterkte-eisen, behalve de minimale betondekking. De toegepaste betondekking voldoet volgens de huidige normering niet indien een restlevensduur tot het jaar 2075 wordt nagestreefd. Echter, de werkelijk opgetreden aantasting van de constructie hangt onder meer af van de gerealiseerde betoneigenschappen en de werkelijk ondervonden omstandigheden zoals blootstelling aan dooizouten. De naar huidige inzichten te kleine dekking is niet à priori een probleem. De conditie van de constructie dient middels inspectie te worden vastgesteld.

Aanvullende informatiebehoefte

Uit de gevoeligheidsanalyses die zijn uitgevoerd in het Plaxis-model is inzicht verkregen in welke uitgangspunten een significante impact op het resultaat hebben. Daarnaast dient in een aantal onderdelen meer inzicht verkregen te worden om überhaupt een toetsing uit te kunnen voeren. De volgende onderzoeken worden noodzakelijk geacht:

- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als ook boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren.
- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaand uit onderzoek naar de aard en conditie van de verankering, de kwaliteit en het funderingsniveau van de constructie en ter bepaling van het werkelijke actuele bodemniveau van de Oude Haven.

Niet beschouwd/niet kunnen beschouwen

In deze fase is de verankering niet getoetst. Er is onvoldoende informatie beschikbaar om een onderbouwde toetsing uit te kunnen voeren.

Advies

Op basis van de huidige analyse voldoet de constructie in sectie 266-1 rekentechnisch niet, ook in de huidige situatie. Geadviseerd wordt om eerst de verschillende onderzoeken uit te voeren en op basis van de resultaten het model aan te passen. Indien de constructie dan nog steeds rekentechnisch onvoldoende veilig is, dienen maatregelen uitgewerkt te worden.

Voordat direct een volledig nieuwe onderbouw ontworpen wordt, wordt geadviseerd de mogelijkheden van het verbeteren van de bestaande constructie te onderzoeken door bijvoorbeeld het bijplaatsen van een extra ankerrij. Het is ook mogelijk de belasting aan actieve zijde van de keerwand te verlagen door middel van het toepassen van lichte ophoogmaterialen. De haalbaarheid van deze oplossingen dient, wanneer de resultaten van de verschillende onderzoeken niet tot een andere conclusie leiden, in een vervolgfase onderzocht te worden.

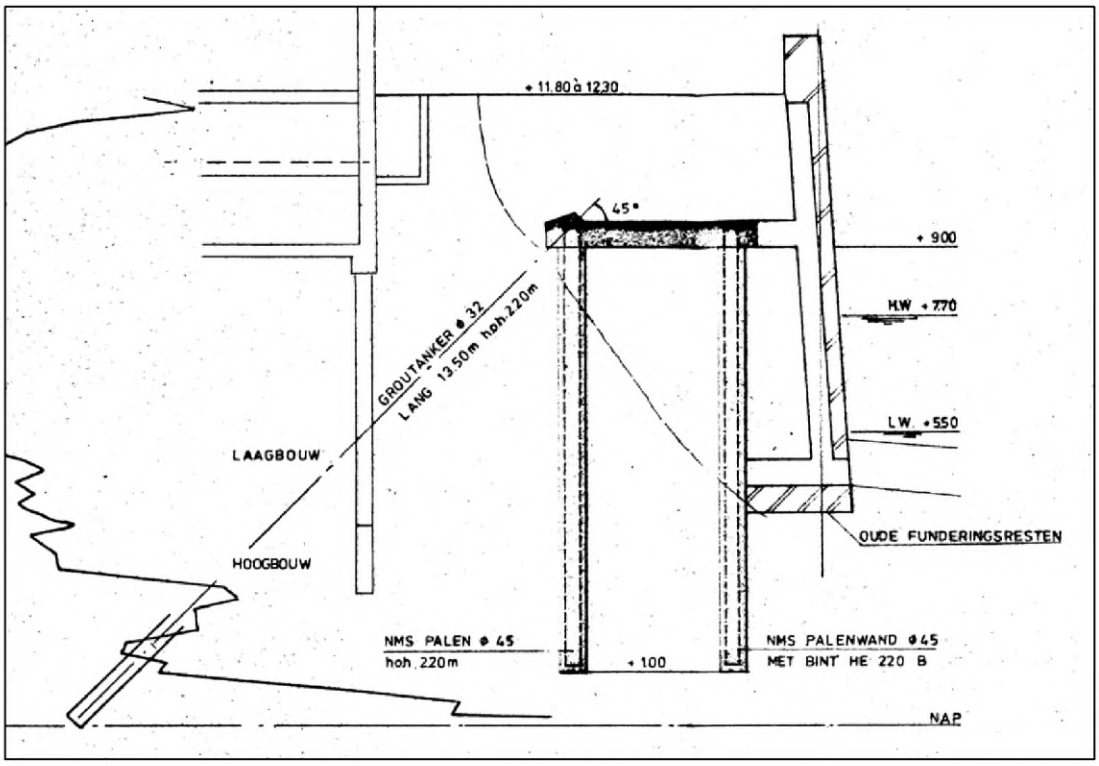
4.2 Sectie 266-6/7

4.2.1 Uitgangspunten

Geometrische en constructieve uitgangspunten

Secties 266-6 en 266-7 betreffen de secties in de Oude Haven aan de zijde van de Prinsenstal. De secties zijn gelegen tussen dijkpaal 266+096 en 267+005 (sectie 266-6) en dijkpaal 267+005 en 267+028 (sectie 266-7). De twee secties zijn nagenoeg identiek met uitzondering van het niveau bovenzijde muur, waar een klein verschil in zit. Vanwege de kleine verschillen zijn deze secties samen beschouwd.

De constructie bestaat uit een gewapende betonnen L-wand, die halverwege de wand verbonden is aan een ontlastvloer, gefundeerd op twee rijen schroefpalen. Van deze palenrijen betreft de eerste rij (waterzijde) een palenwand en betreft de tweede rij (landzijde) losse palen. In de schroefpalen en de daarboven gelegen ontlastvloer is een stalen portaal ingestort. Aan de achterzijde is de ontlastvloer verankerd. De constructie is weergegeven in Figuur 4-1. Deze constructie is gemaakt nadat de bestaande kademuur tijdens restauratiewerkzaamheden in 1977 is ingestort (Figuur 4-19).



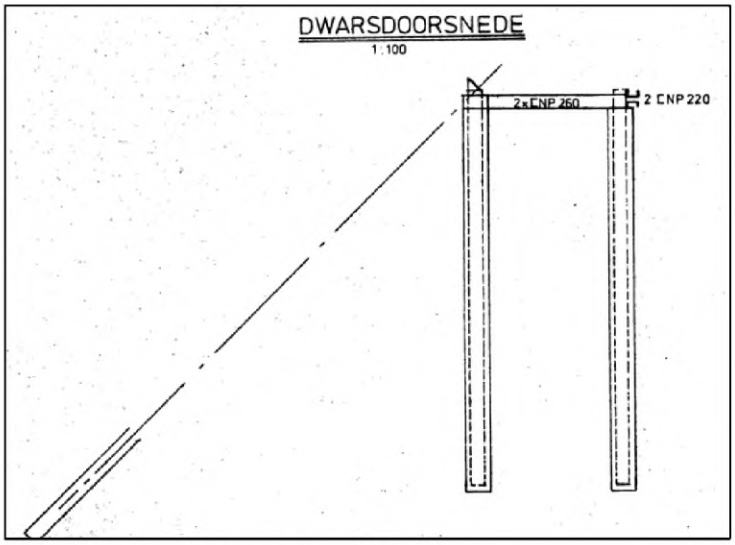
Figuur 4-18 Bestaande constructie sectie 266-6/7 [49]



Figuur 4-19 Ingestorte kademuur Oude Haven (verkregen van Brabants Historisch Informatie Centrum, identificatienummer 1907-007552, fotograaf Jean Smeets)

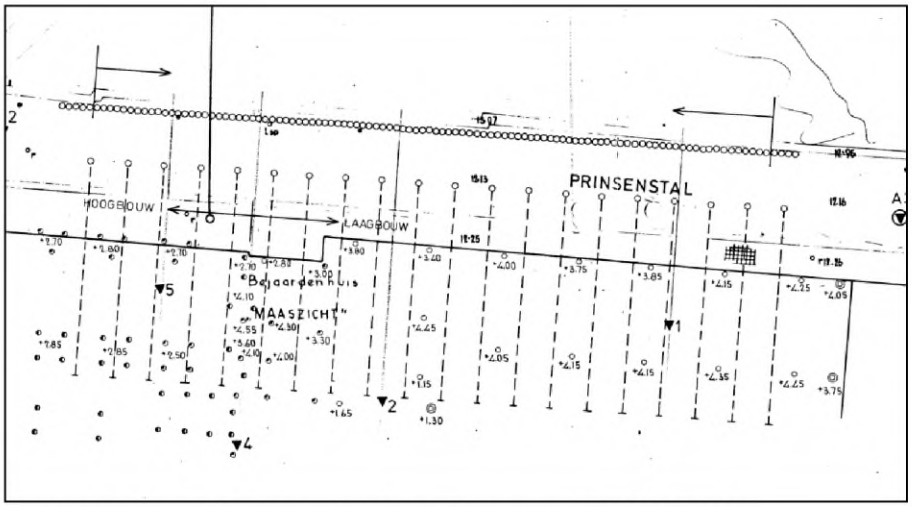
De boorpalen betreffen NMS-palen (vermoedelijk Nederhorst MortelSchroef-palen). In Figuur 4-18 staat een paaldiameter aangegeven van Ø45 cm. De palen in voorste rij (waterzijde) zijn tegen elkaar aangezet, waardoor ze een palenwand vormen. De wand heeft een grondkerende functie.

Het stalen portaal dat in de schroefpalen en vloer gestort is, is weergegeven in Figuur 4-20. De binten in de boorpalen betreffen HE220B-profielen (Figuur 4-19). De koppelgordingen in de vloer betreffen CNP 260-profielen (twee stuks per paal). Aan de waterzijde is een gording aan het frame verbonden, bestaande uit twee stuks CNP 220-profielen. Uit de tekeningen is niet met zekerheid op te maken dat in alle palen van de palenwand een bint aanwezig is. Er is enkel een doorsnede gemaakt ter plaatse van het portaal. Vanwege de aanwezigheid van de gording bestaat echter het vermoeden dat wel in alle palen een bint is geplaats en dat de gording dient om belasting te herverdelen. Van alle profielen is de staalkwaliteit onbekend.



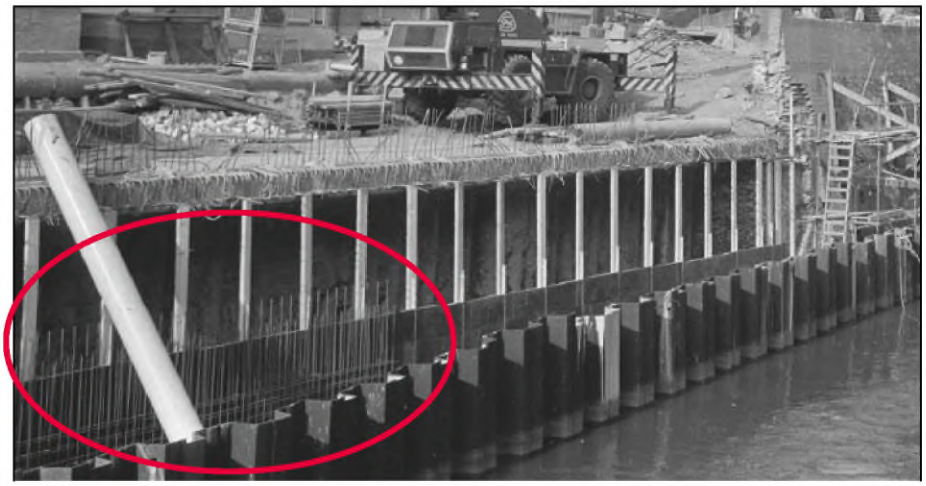
Figuur 4-20 Stalen portaal [49]

Aan de achterste rij palen zijn groutankers verbonden. De diameter van de ankerstang bedraagt Ø32 mm. De ontwerpankerkracht is 400 – 450 kN [23].



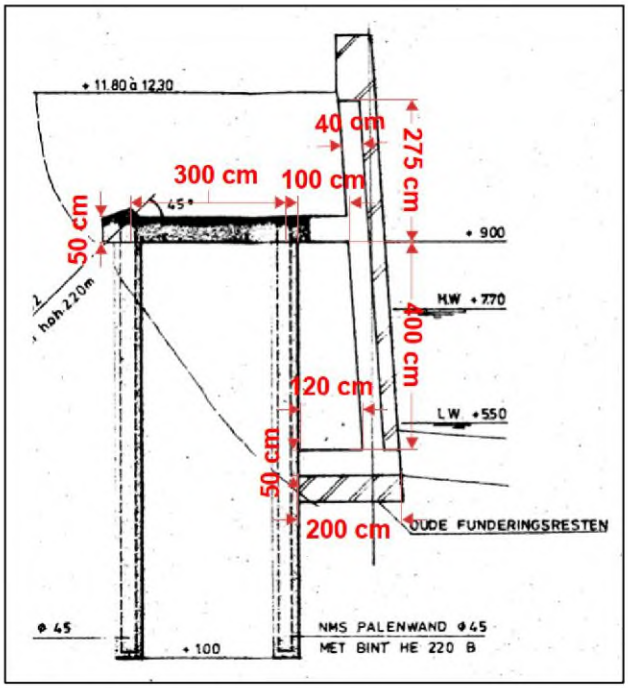
Figuur 4-21 Palenplan inclusief verankering sectie 266-6/7 [50]

De L-wand is aan de vloer 'opgehangen'. Op de archieffoto in Figuur 4-22 is een wapeningskorf te zien, waaruit is geconcludeerd dat de L-wand in het werk gestort is. Halverwege de hoogte van de L-wand is deze verbonden aan de ontlastvloer (Figuur 4-18). Op onderstaande foto is deze ontlastvloer reeds aangelegd en is zichtbaar dat wapening uit de vloer steekt, die vermoedelijk in de L-wand gestort is. Aan de onderzijde rust de vloer van de L-wand op oude funderingsresten, ongeveer ter hoogte van de havenbodem.



Figuur 4-22 Constructie kade (wapeningskorf rood omcirkeld) (verkregen van Brabants Historisch Informatie Centrum, identificatienummer 1907-003885, fotograaf Jean Smeets)

De afmetingen van de betonconstructie zijn op geen van de beschikbare tekeningen aangegeven. In Figuur 4-23 zijn opgemeten lengtes weergegeven. Het is echter onbekend wat de status van de onderliggende tekening is en of de bestaande constructie daadwerkelijk de afmetingen van de tekening heeft. Middels veldonderzoeken moeten zo goed mogelijk de echte afmetingen worden achterhaald.



Figuur 4-23 Afmetingen betonconstructie [49]

De gehanteerde geometrische uitgangspunten zijn weergegeven in Tabel 4-12.

Tabel 4-12 Geometrische uitgangspunten sectie 266-6/7

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld	NAP +12,40 m (volgt uit inmeting 2024)
Bovenkant muur	Sectie 266-6: NAP +13,31 m Sectie 266-7: NAP +13,08 m
L-wand:	
• Bovenkant betonnen L-wand	NAP +11,75 m
• Dikte wand L-wand	40 cm
• Bovenkant vloer L-wand	NAP +5,00 m
• Dikte vloer L-wand	50 cm
• Helling L-wand	1:16
Ontlastvloer:	
• Dikte ontlastvloer	50 cm
• Bovenzijde ontlastvloer	NAP +9,50 m
Anker:	
• Ankerstaven	Ø32, lengte 13,5 m
• Ankerniveau	NAP +9,00 m
• Hoek t.o.v. verticaal	45°
• Hart-op-hart-afstand	2,20 m
• Ontwerpankerkracht	400-450 kN
• Groutlichaam	
• Bovenkant groutlichaam	NAP -0,50 m
• Lengte groutlichaam	5,0 m

Eigenschap	Waarde
Schroefpalen	
• Hart-op-hart tussen rij 1 en rij 2	300 cm
• Palenwand (rij 1):	
• Diameter	45 cm
• Hart-op-hart-afstand	0,45 m
• Helling palen ten opzichte van verticaal	0°
• Lengte palen	8,0 m
• Paalpunt	NAP +1,00 m
• Ingestorte bint	HE220B
• Losstaande palen (rij 2):	
• Diameter	45 cm
• Hart-op-hart-afstand	2,20 m
• Helling palen ten opzichte van verticaal	0°
• Lengte palen	8,0 m
• Paalpunt	NAP +1,00 m
• Ingestorte bint	HE220B

In Figuur 4-24 is te zien dat na het instorten van de oorspronkelijke kademuur (maar voor het aanbrengen van de nieuwe kadeconstructie) de gracht gedeeltelijk is gedempt, waarschijnlijk als stabiliteitstalud om te voorkomen dat de achterliggende huizen gaan bewegen. Daarnaast is het waarschijnlijk dat de ontlastvloer op dit stabiliteitstalud is gestort. Op basis hiervan is bepaald dat zeer waarschijnlijk de volgende bouwvolgorde is aangehouden:

1. Aanbrengen stabiliteitstalud/verwijderen ingestorte kademuur.
2. Aanbrengen mortelschroefpalen inclusief binten.
3. Oplassen koppelbalken.
4. Aanbrengen en aanspannen groutankers.
5. Ontlastvloer bekisten, wapenen en storten.
6. Verwijderen stabiliteitstalud.
7. L-wand bekisten, wapenen en storten.
8. Aanvullen grond/afwerken metselwerk.

Hieruit volgt dat onder de ontlastvloer geen holte aanwezig is.



Figuur 4-24 Aangevulde grond ingestorte kade (verkregen van Brabants Historisch Informatie Centrum, identificatienummer GLD04807, fotograaf Jan Waarma)

In de brief van Grondmechanica Delft [23] uit 1978 staat aangegeven dat wordt voorgesteld om de afstand tussen de ankers van 1,0 m te vergroten tot een hart-op-hart-afstand van 2,0 à 2,2 m. Uit de tekeningen volgt dat uiteindelijk is gekozen voor een hart-op-hart-afstand van 2,2 m. In de brief staat dat voor een hart-op-hart-afstand van 2,2 m een ontwerpankerkracht nodig is van 400 à 450 kN. Aangenomen wordt dat de ankers zijn voorgespannen op 80% van de werkbelasting, dit resulteert in een voorspanning van circa 325 kN. Conform TUN [45] wordt op de ankers een corrossiereductie toegepast. De aanwezige verankering is reeds vijftig jaar oud. De constructie wordt getoetst met zichtjaar 2075, vijftig jaar in de toekomst. Derhalve dient conform TUN [45] rekening gehouden te worden met een staaldikteafname van 11,0 mm behorende bij een referentieperiode van honderd jaar. Voor de elasticiteitsmodulus van het ankerstaal is $2{,}1*10^{8}$ kN/m^2 aangehouden. Dit resulteert in een EA van $7{,}27*10^{4}$ kN per anker inclusief corrosie. Het toepassen van stijvere ankers heeft een beperkte invloed op de krachten in de constructie.

De in Tabel 4-13 weergegeven eigenschappen betreffen de eigenschappen van de constructieve onderdelen die worden aangetroffen in sectie 266-6/7 welke zijn gemodelleerd als embedded beams.

Tabel 4-13 Eigenschappen embedded beams

	NMS-palen	Groutlichaam	Eenheid
E	$2{,}10*10^{8}$	$1*10^{7}$	[kN/m^2]
$\gamma_{bijkomend}$	5	5	[kN/m^3]
Vorm	-	Rond	[-]
D	-	0,2	[m]
A	$7{,}81*10^{-3}$	$3{,}14*10^{-2}$	[m^2]
I	$5{,}70*10^{-5}$	$7{,}86*10^{-5}$	[m^4]
$L_{spacing}$	2,20	2,20	[m]
T_{skin}	200	100	[kN/m]
T_{lat}	50	5	[kN/m]
F_{max}	1000	0	[kN]

Waarin:

E *elasticiteitsmodulus [kN/m^2];*

$\gamma_{bijkomend}$ *Bijkomend volumegewicht ten opzichte van initieel grondgewicht [kN/m^3];*

D *diameter [m];*

A *Oppervlak [m^2];*

I *Traagheidsmoment [m^4];*

$L_{spacing}$ *h.o.h.-afstand [m];*

T_{skin} *axiale schachtwrijving [kN/m];*

T_{lat} *laterale schachtwrijving [kN/m];*

F_{max} *puntweerstand [kN].*

De palenwand en ontlastvloer zijn gemodelleerd als platen. De EI en EA van deze platen zijn als volgt bepaald. Voor het bepalen van het traagheidsmoment van de palenwand is de doorsnede hiervan aangenomen als rechthoekig. De boorpalen zijn op zichzelf rond, maar overlappen elkaar. Door de doorsnede als rechthoekig aan te nemen, wordt het traagheidsmoment overschat, waardoor een stijvere palenwand ontstaat dan in werkelijkheid. De interne krachten die zodoende zijn berekend zijn hoger en dus conservatief.

Palenwand:

$EI_{palenwand} = E_{staal} \times I_{HE200B}/hoh_{kolom} + E_{beotn} \times (1/12bh^3 - I_{HE200B}/hoh_{kolom})$

$EA_{palenwand} = E_{staal} \times A_{HE200B}/hoh_{kolom} + E_{beton} \times (bh - A_{HE200B}/hoh_{kolom})$

Vloer:

$EI_{vloer} = E_{staal} \times 2I_{UNP260}/hoh_{ligger} + E_{beton} \times (1/12bh^3 - 2I_{UNP260}/hoh_{ligger})$

$EA_{vloer} = E_{staal} \times 2A_{UNP260} + E_{beton} \times (bh - 2A_{UNP260}/hoh_{ligger})$

$A_{HE200B} = 7810\ mm^2$, $I_{HE200B} = 20 \times 10^6\ mm^4$

$A_{UNP260} = 4830\ mm^2$, $I_{UNP260} = 48 \times 10^6\ mm^4$

De waardes zijn weergegeven in Tabel 4-14.

Tabel 4-14 Eigenschappen plates

	Beton_400	Beton_500	Palenwand	Ontlastvloer
EA [kN/m]	1,25E+07	1,00E+07	1,66E+07	1,58E+07
EI [kN/m]	2,60E+05	1,33E+05	2,51E+05	3,20E+05

Waarin:

EA Axiale stijfheid [kN/m];

EI Buigstijfheid [kN/m].

Er is aangenomen dat de betonkwaliteit van de L-wand gelijk is aan die van de betonconstructies in de omgeving, namelijk B22,5. Conform RWS RBK heeft dit een karakteristieke druksterkte $f_{ck} = 18\ N/mm^2$. Omdat het beton een lange uithardingstijd heeft gehad, wordt aangenomen dat het beton gelijkwaardig is aan de huidige betonkwaliteit C20/25. Middels constructief onderzoek moet worden achterhaald wat de huidige daadwerkelijke betonsterkte is.

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gelijke gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

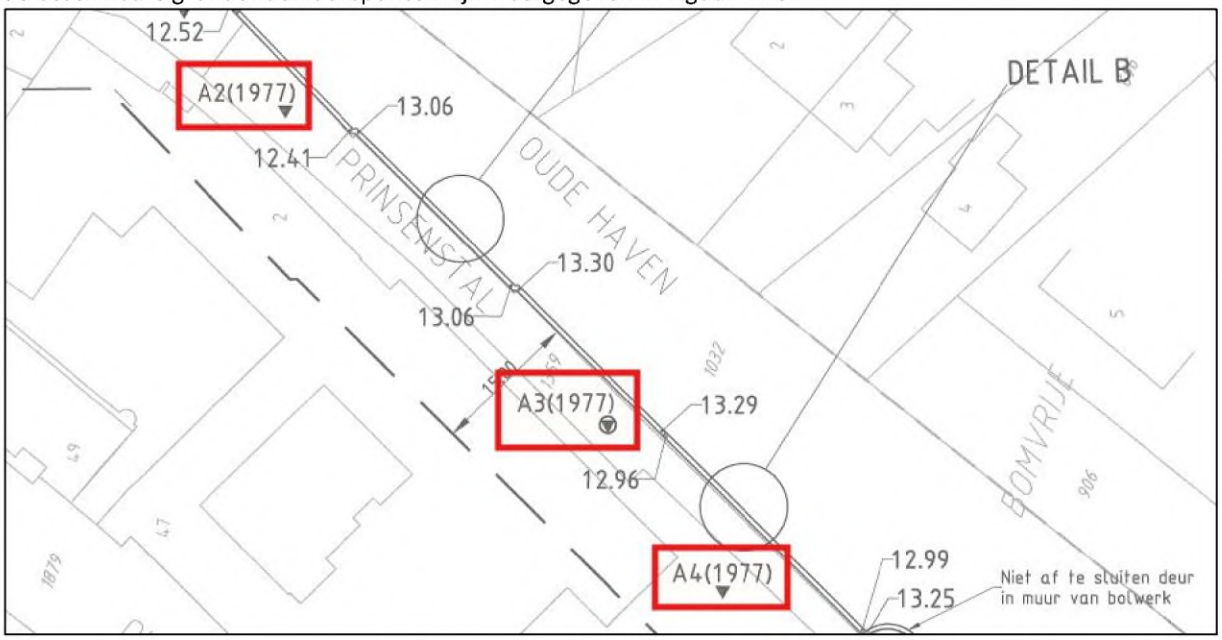
Sectie 266-6 en 266-7 bevinden zich ter hoogte van dijkpaal 266 en 267. Voor zichtjaar 2075 is de maatgevende waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,36 m voor dijkvak 266. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor in het Plaxis-model het niveau van MHW met een opslag van 0,10 m (hoger) is ingevoerd, namelijk NAP +12,46 m. Voor zichtjaar 2075 is de maatgevende HBN-hoogte gelijk aan NAP +12,84 m voor dijkvak 267. De in het Plaxis-model gehanteerde waterstanden, waarvan MHW en HBN met inbegrip van genoemde opslag van 0,10 m, zijn weergegeven in Tabel 4-15. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de waterstand aan de binnenzijde gelijk is aan 0,2 m-mv.

Tabel 4-15 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP266

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+12,20 (0,2 m-mv)
MHW (+0,1 m)	+12,46	+8,0
HBN (+0,1 m)	+12,94	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 266-6 en 266-7 is een beperkte hoeveelheid grondonderzoek aanwezig. Naast dat het grondonderzoek beperkt is, bestaat het beschikbare grondonderzoek ook nog uit relatief oude sonderingen waarbij de meting van de plaatselijke kleef ontbreekt en enkel de conusweerstand is gemeten. De locaties van de beschikbare grondonderzoekspunten zijn weergegeven in Figuur 4-25.



Figuur 4-25 Locatie grondonderzoekspunten sectie 266-6 en 266-7 [46]

Het beschikbare grondonderzoek bestaat uit drie sonderingen welke zijn uitgevoerd in 1977. De sonderingen bestaan enkel uit meting van de conusweerstand waardoor het lastig is om de bodemopbouw te interpreteren. Ter plaatse van sondering A3 is ook een boring uitgevoerd welke helpt om een beeld te krijgen van de aanwezige bodemopbouw. Sondering en boring A3 laten zien dat de bodemopbouw de eerste 1,5 à 2 m uit zand bestaat. Vervolgens wordt tot circa 8 m-mv klei gevonden waarna de bodemopbouw gezien de oplopende conusweerstand overgaat in zand. Sondering A2 laat een vergelijkbare bodemopbouw zien. De kleilaag is hier echter circa 1 à 2 m dunner en in de klei lijken ook kleine zandlaagjes voor te komen. Sondering A4 komt overeen met sondering A2 waarbij er een aantal kleine zandlaagjes worden gevonden in de kleilaag en een dunnere kleilaag.

In Figuur 4-24 is weergegeven dat voor de bouw van de nieuwe kade, het gat in de kade is aangevuld met zand om een werkvloer te creëren. Om deze reden wordt aangenomen dat de bodemopbouw tot het bodemniveau van de haven (NAP +4,5 m) uit los gepakt zand bestaat. De gemodelleerde bodemopbouw is weergegeven in Tabel 4-16

Tabel 4-16 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters sectie 266-6 / 266-7

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, los	mv(+12,40)	17/19	0	30,0	0	15.000	15.000	60.000	0,2	1,09E5	4,8E-4
Zand, los	+8,0	17/19	0	30,0	0	15.000	15.000	60.000	0,2	1,09E5	1,2E-4
Klei, matig*	+4,5	17/17	5	17,5	0	2.000	2.000	8.000	0,5	3,60E4	4,3E-4
Zand, matig	+4,0	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,2	8,18E5	3,1E-5

**In de kleilaag is een POP van 10 kN/m² gemodelleerd.*

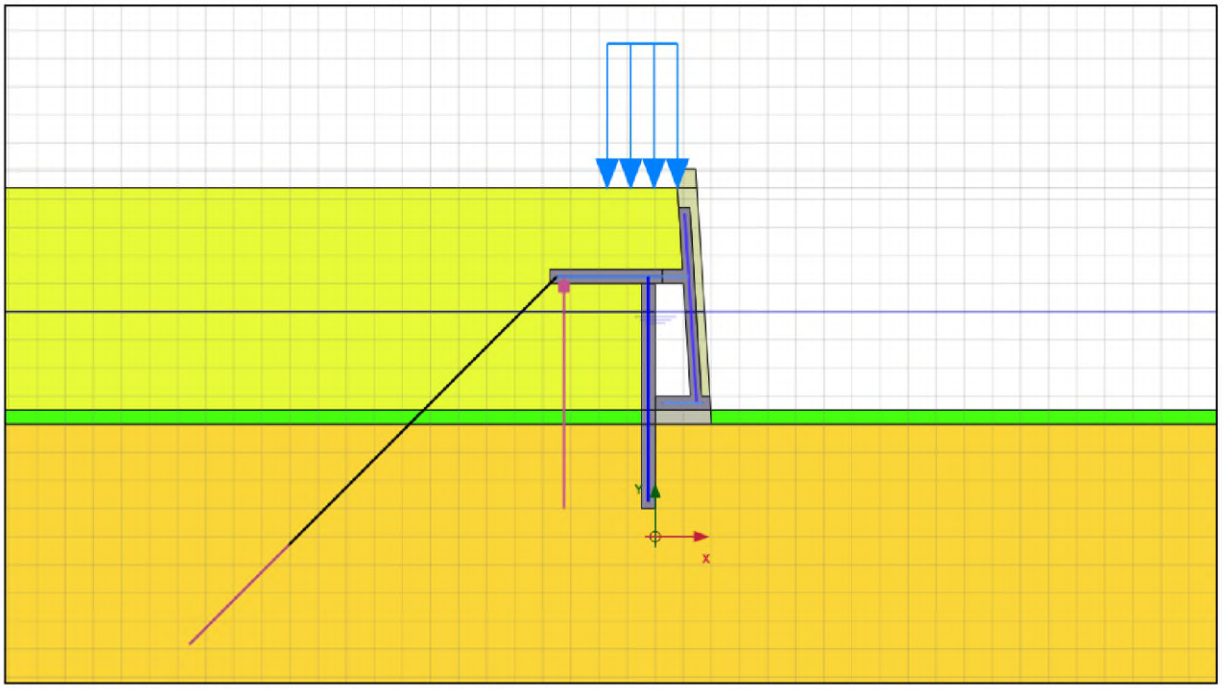
Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

4.2.2 Resultaten

Resultaten Plaxis

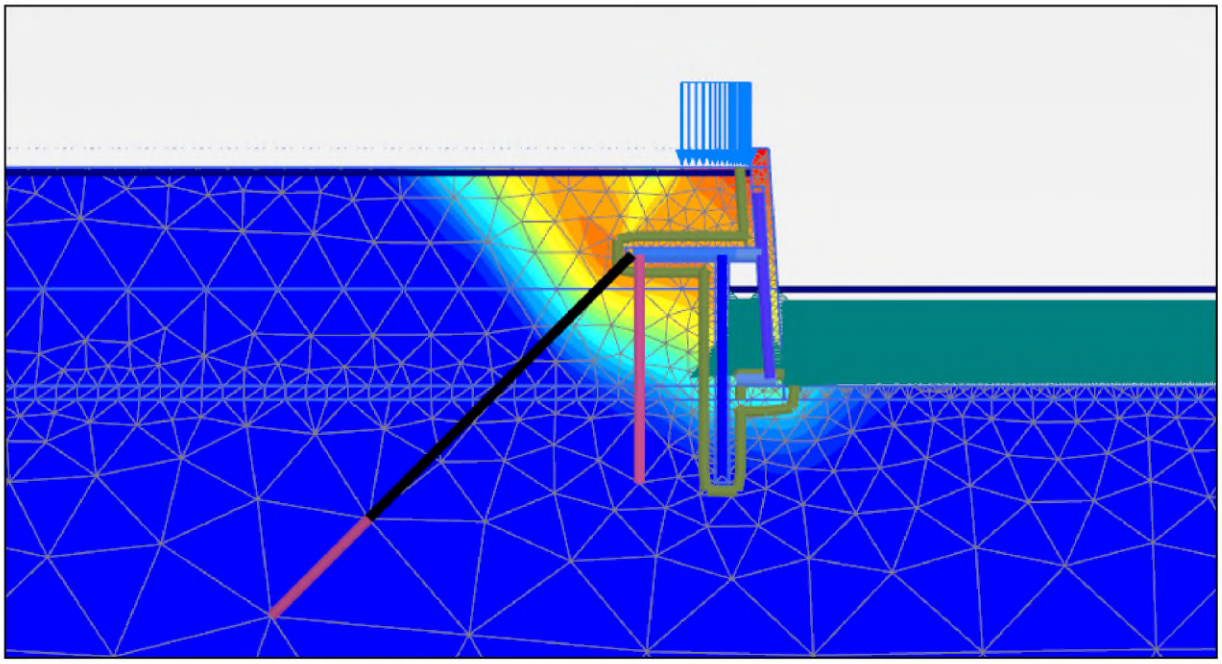
Op basis van de gehanteerde uitgangspunten is een Plaxis-model opgezet. Het berekeningsmodel is weergegeven in Figuur 4-26.



Figuur 4-26 Plaxis-berekeningsmodel sectie 266-6/7

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de berekeningen volgt dat de constructie geotechnisch stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. In Figuur 4-27 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val) weergegeven. Deze situatie is maatgevend voor de constructie. De maximale vervorming van de constructie is gelijk 0,05 m en de Factor of Safety bedraagt 1,11. De Factory of Safety voor de binnenwaartse stabiliteit (MHW) is gelijk aan 1,29.



Figuur 4-27 Resultaat STBU (FoS = 1,11)

De maximale optredende ankerkracht in de constructie bedraagt circa 500 kN in de situatie peil na val. Dit is hoger dan de ontwerpankerkracht van 400 à 450 kN beschreven in de brief van Grondmechanica Delft [23]. Dit wijst erop dat de huidige constructie met de gehanteerde uitgangspunten mogelijk constructief niet voldoet. Aangezien niet duidelijk is wat de staalkwaliteit van de gebruikte ankers is, kunnen de ankers niet worden getoetst. Echter, uitgaande van een optredende ankerkracht van 500 kN en een ankerstaaf van Ø32 mm, waar conform TUN [45] na honderd jaar rekening dient te worden gehouden met een staaldikteafname van 11 mm, kan wel een inschatting worden gemaakt van de benodigde staalkwaliteit. De benodigde staalkwaliteit ($f_{y;d}$) is gelijk aan:

$$f_{y;d} = \frac{R_{tt;vloei;d}}{A_{corr}} * 1000$$

$$A_{corr} = (0{,}25 * \pi * (32 - 11)^2 = 346\ mm^2$$

$$R_{tt;vloei;d} = 500\ kN$$

$$f_{y;d} = \frac{R_{tt;vloei;d}}{A_{corr}} * 1000 = \frac{500}{346} * 1000 \approx 1450\ N/mm^2$$

Uit bovenstaande formules volgt dat de benodigde vloeigrens minimaal gelijk dient te zijn aan 1.450 N/mm^2 wat overeenkomt met zeer hoogwaardig staal. Er is hierbij niet gekeken naar de benodigde breukgrens van het staal welke iets lager zal liggen. Het is onwaarschijnlijk dat er gebruik is gemaakt van zulk hoogwaardig staal. Mogelijk is er wel gebruik gemaakt van corrosiebescherming. Voordat met zekerheid kan worden vastgesteld dat de ankers niet voldoen dient door middel van constructief onderzoek te worden achterhaald wat de staalkwaliteit en de huidige dimensies van de ankers zijn zodat deze kunnen worden getoetst. Daarnaast dient te worden achterhaald of er een corrosiebescherming is toegepast.

Constructieve toetsing

De volgende constructieve toetsingen zijn uitgevoerd:

- voorwand: toetsing verticale wapening op moment + normaalkracht en dwarskracht;
- ontlastvloer: toetsing langswapening op moment + normaalkracht en dwarskracht;
- palenwand: toetsing binten op moment, normaalkracht, dwarskracht en knik;
- palenrij: toetsing binten op moment, normaalkracht, dwarskracht en knik.

Constructieve toetsing voorwand

De voorwand is getoetst op interne krachten die volgen uit het Plaxis-model. Omdat het onbekend is welke wapening en betonkwaliteit in de voorwand aanwezig zijn, is hier eerst een inschatting van gemaakt.

Inschatting aanwezige wapening en betonkwaliteit voorwand

Het is onbekend welke wapeningconfiguratie in de voorwand aanwezig is. De aanwezige wapening is ingeschat op basis van Figuur 4-28, betreffende een foto gemaakt tijdens de bouw van de kade. Aan de linkerzijde is een wapeningskorf zichtbaar. Het aantal staven per bekistingsplaat bedraagt acht Uit de personen rechts op de foto is op te maken dat de bekistingsplaten (die in veelvouden van 60 cm worden geleverd) waarschijnlijk 120 cm breed zijn. De hart-op-hart-afstand van de staven is daarom geschat op 150 mm. Op basis van de verhouding staaf/hart-op-hart-afstand is op het zicht bepaald dat de staven ongeveer een diameter hebben van Ø16. Op de foto lijkt aan weerszijden van de plaat gelijke wapening te liggen.

Conform Artikel A707-1 van NEN 3880 (de vigerende norm ten tijde van de bouw van de kade) geldt voor een betonkwaliteit B22,5 in een vochtig milieu, een minimale dekking c_{toeg} = 25 mm. Er is aangenomen dat deze dekking aan weerszijden is toegepast.

Samengevat is de aangenomen wapening in verticale richting **tweezijdig Ø16-150** met een dekking **c_{toeg}=25 mm** en betonkwaliteit **C20/25**. Uit conditionerend onderzoek moet blijken wat daadwerkelijk aanwezig is.



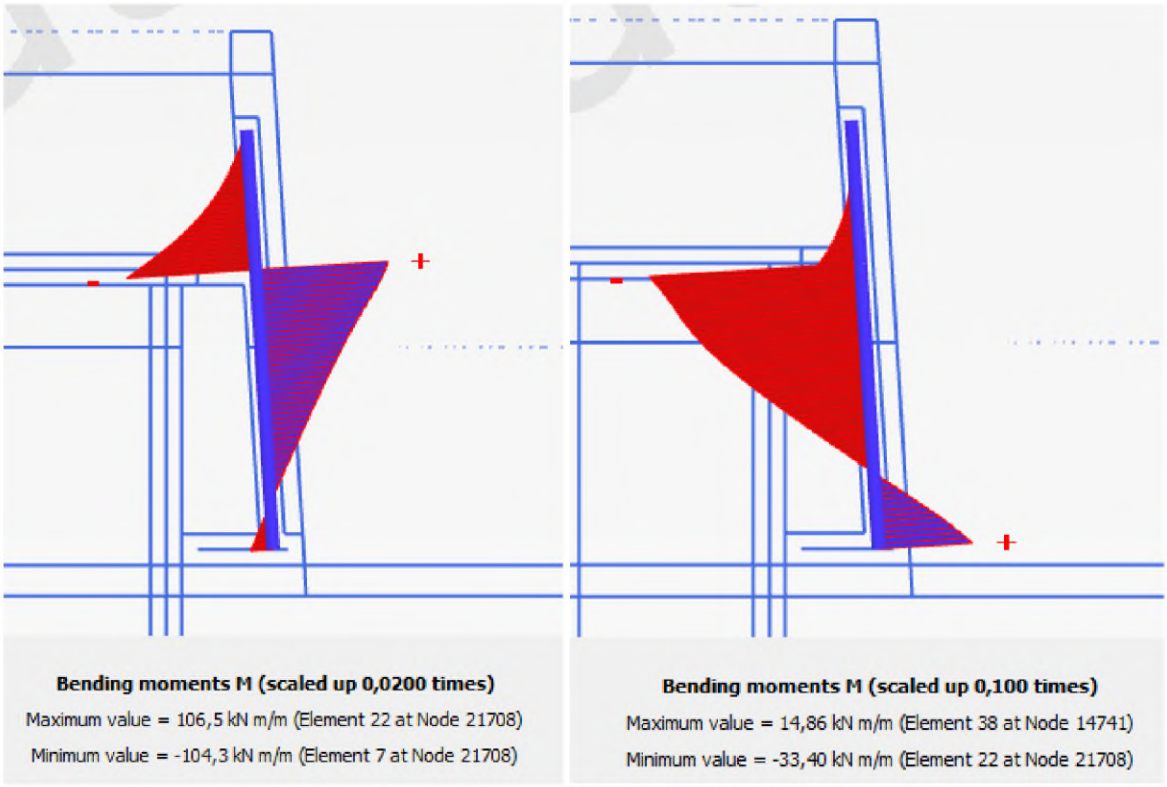
Figuur 4-28 Wapeningskorf in voorwand tijdens bouw kade (verkregen van Brabants Historisch Informatie Centrum, identificatienummer 1907-003883, fotograaf Jean Smeets)

Maatgevende interne krachten voorwand

De ingeschatte wapening is getoetst aan de hand van de maatgevende interne krachten. De interne krachten in de voorwand zijn afgeleid uit het Plaxis-model. Het maximaal moment treedt op bij het belastingsgeval peil na val (Figuur 4-29). Het maatgevend moment in UGT en BGT en de gelijktijdig optredende normaalkrachten zijn aangegeven in Tabel 4-17.

Tabel 4-17 Maatgevende interne krachten voorwand

	M_{Erep} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]	V_{Erep} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Erep} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]
Peil na Val	82,2	106,5	72,5	84,5	-24,4	-31,6



Figuur 4-29 Momentlijnen voorwand Plaxis (links peil na val, rechts HBN)

Toetsing wapening voorwand

De toetsing van de ingeschatte wapening is weergegeven in Bijlage F. De resultaten van de toetsing zijn weergegeven in Tabel 4-18. Zowel in UGT als BGT voldoet de ingeschatte wapening in de voorwand ruim. Echter moet uit het constructieve onderzoek blijken welke wapeningsconfiguratie daadwerkelijk aanwezig is en of ook deze voldoet aan de interne krachten. Het is daarnaast waarschijnlijk dat een betondekking is toegepast die te klein is conform huidige normering. Middels een visuele inspectie moet worden achterhaald of de wapening is blootgesteld aan de omgeving.

Tabel 4-18 Controle wapening voorwand

Wapening	Toetsing UGT	Toetsing BGT	Oordeel
8Ø16	U.C. = M_{Ed} / M_{Rd} = 106,5 / 167,9 = **0,63**	U.C. = w_k / w_{max} = 0,14 / 0,30 = **0,47**	Voldoet, op betondekking na

De doorsnede is ook getoetst op dwarskracht. De berekening is weergegeven in Bijlage F. Uit de toetsing volgt dat de betondoorsnede voldoet zonder toepassing van dwarskrachtwapening. Er geldt een Unity Check van **UC=0,61**.

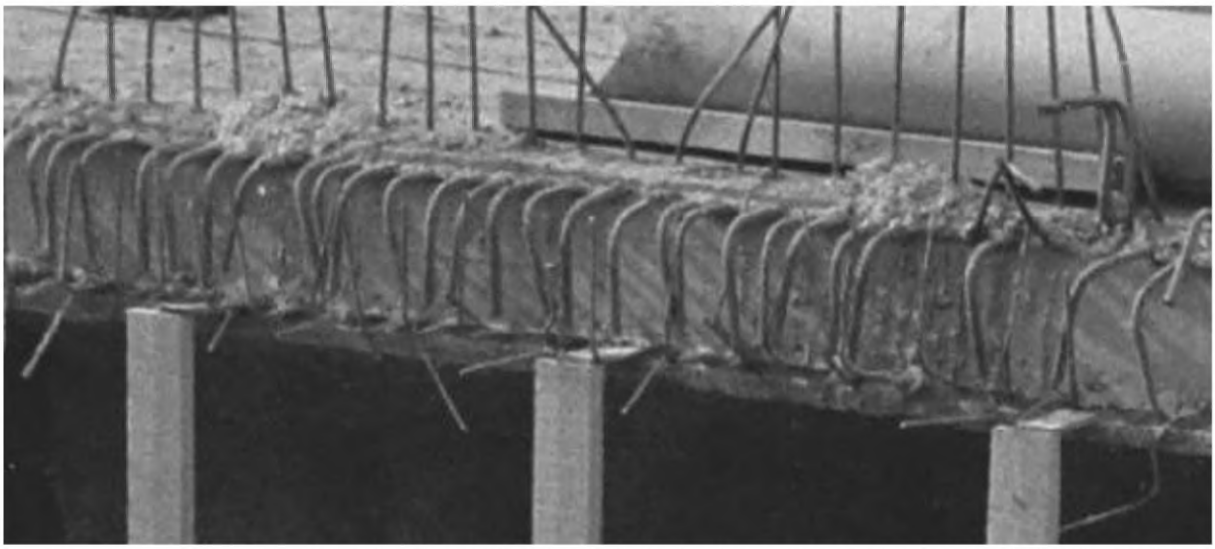
Constructieve toetsing ontlastvloer

Inschatting aanwezige wapening en betonkwaliteit ontlastvloer

Gelijk aan de inschatting van de wapening in de voorwand, is de wapening in de ontlastvloer bepaald aan de hand van de foto in Figuur 4-30. Tussen twee baddings (ingeschatte hart-op-hart-afstand 120 cm) bevinden zich circa twaalf wapeningsstaven. De hart-op-hart-afstand van de wapeningsstaven is daarom geschat op 100 mm. Op het oog lijkt de diameter van de wapeningsstaven aan de bovenzijde ongeveer een zesde van de hart-op-hart-afstand te bedragen, ofwel Ø20. De wapening aan de onderzijde is geschat op Ø12.

Evenals bij de voorwand is een betonkwaliteit aangenomen van C20/25 en een betondekking c_{toeg} = 25 mm. In Figuur 4-30 is zichtbaar dat aan de bovenzijde geen grote dekking aanwezig is.

De aangenomen wapening in dwarsrichting is **Ø20-100** aan de bovenzijde (trekzone) en **Ø12-100** aan de onderzijde (drukzone) met een dekking **c_{toeg}=25 mm** en betonkwaliteit **C20/25**. Uit constructief onderzoek moet blijken wat daadwerkelijk aanwezig is.



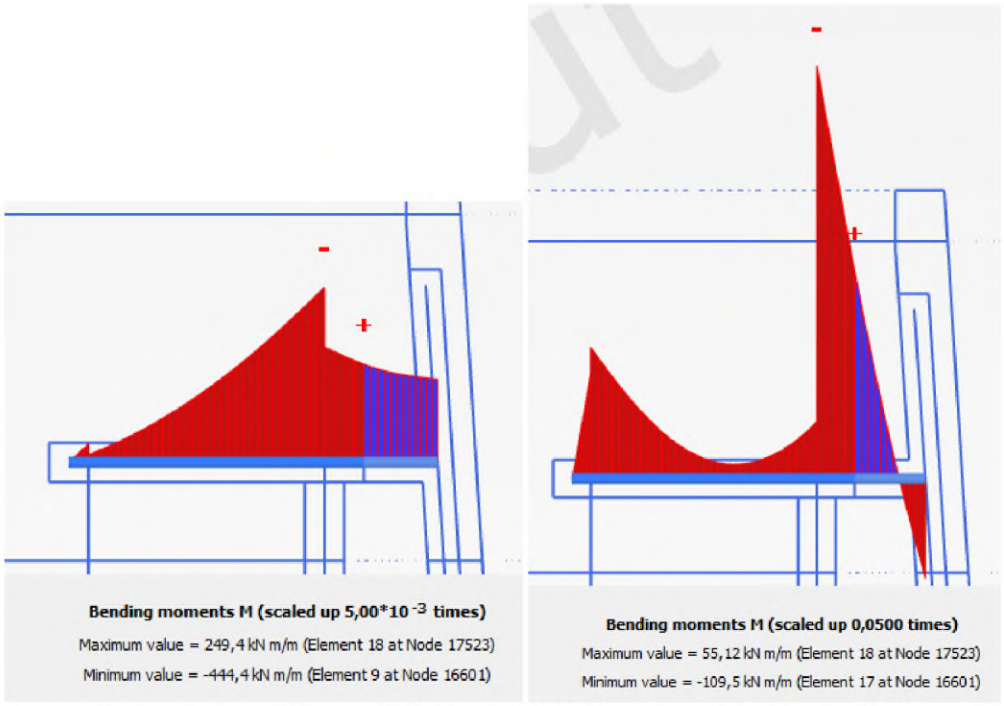
Figuur 4-30 Wapening in ontlastvloer tijdens bouw kade (verkregen van Brabants Historisch Informatie Centrum, identificatienummer 1907-003883, fotograaf Jean Smeets)

Maatgevende interne krachten ontlastvloer

De ingeschatte wapening is getoetst aan de hand van de maatgevende interne krachten. De interne krachten in de voorwand zijn afgeleid uit het Plaxis-model. Het maximaal moment treedt op bij het belastingsgeval peil na val (Figuur 4-31). Het maatgevend moment in UGT en BGT en de gelijktijdig optredende normaalkrachten zijn aangegeven in Tabel 4-19

Tabel 4-19 Maatgevende interne krachten

	M_{Erep} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]	V_{Erep} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Erep} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]
Peil na val	339,8	444,4	166,5	196,6	161,8	183,9



Figuur 4-31 Momentlijnen ontlastvloer Plaxis (links peil na val, rechts HBN)

Toetsing wapening ontlastvloer

De toetsing van de ingeschatte wapening is weergegeven in Bijlage F. De resultaten van de toetsing zijn weergegeven in Tabel 4-18. De ingeschatte wapening voldoet niet in de UGT. Echter moet uit constructief onderzoek blijken welke wapeningsconfiguratie daadwerkelijk aanwezig is en of ook deze voldoet aan de interne krachten. Het is daarnaast waarschijnlijk dat een betondekking is toegepast die te klein is conform huidige normering. Middels een visuele inspectie moet worden achterhaald of de wapening is blootgesteld aan de omgeving.

Tabel 4-20 Controle wapening ontlastvloer

Wapening	Toetsing UGT	Toetsing BGT	Oordeel
8Ø16	U.C. = M_{Ed} / M_{Rd} = 444,4 / 439,2 = **1,01**	U.C. = w_k / w_{max} = 0,23 / 0,30 = **0,77**	Voldoet NIET, en betondekking te klein

De doorsnede is ook getoetst op dwarskracht. De berekening is weergegeven in Bijlage F. Uit de toetsing volgt dat de betondoorsnede voldoet zonder toepassing van dwarskrachtwapening. Er geldt een Unity Check van **UC=0,95**.

Constructieve toetsing palenwand

De palenwand bestaat uit binten in mortelschroefpalen. Het is onbekend of de binten hechten aan de mortel. Daarom is conservatief aangenomen dat de mortel enkel een grondkerende functie heeft en dat alle krachten door de binten moeten worden afgedragen. Omdat de palenwand wel de stijfheid heeft van de gecombineerde binten met mortel, is de toetsing conservatief.

Maatgevende interne krachten palenwand

De interne krachten zijn afgeleid uit het Plaxis-model en zijn weergegeven in Tabel 4-21. De binten in de palenwand hebben een hart-op-hart-afstand van 0,45 m. De krachten per bint zijn zodoende hieronder bepaald. Voor alle krachten is belastingssituatie peil na val maatgevend.

Tabel 4-21 Interne krachten palenwand in UGT

	M- [kNm/m]	M+ [kNm/m]	N- [kN/m]	N+ [kN/m]	V- [kN/m]	V+ [kN/m]
Peil na Val	7,9	312,1	315,0	0	128,4	118
MHW	82,3	65,4	147,6	0	31,5	47,3
HBN	94,4	71	147,7	0	34,7	49,9

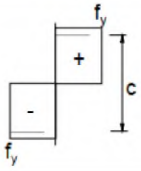
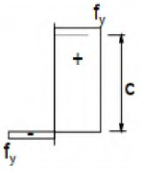
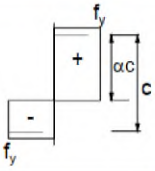
M_{Ed} = 312,2×0,45 = 140,4 kNm
$N_{Ed,t}$ = 0 kN
$N_{Ed,c}$ = 315,0×0,45 = 141,8 kNm
V_{Ed} = 128,4×0,45 = 57,8 kNm

Eigenschappen binten en doorsnedeklasse palenwand

De binten in de palenwand betreffen HE220B-profielen. Aan de hand van de afmetingen en interne krachten is middels onderstaande berekening bepaald dat een doorsnedeklasse 1 geldig is conform NEN-EN 1993-1-1 Tabel 5.2 (Figuur 4-33).

Bepaling doorsnedeklasse			
Profielafmetingen			
Vloeispanning	f_y	235	N/mm^2
E-modulus	E	210000	N/mm^2
Hoogte	h	220	mm
Breedte	b	220	mm
Flensdikte	t_f	16	mm
Lijfdikte	t_w	9,5	mm
Hoekstraal	r	18	mm
Doorsnede	A	9100	mm^2
Traagheidsmoment	I	9,09E+07	mm^4
Plastisch weerstandsmoment	W_{pl}	8,27E+05	mm^3
Spanningen			
Buigend moment	M_{Ed}	140,4	kNm
Normaalkracht (druk)	N_{Ed}	141,8	kN
Buigspanning	$\sigma_{M,Ed} = M_{Ed}/W_{pl}$ =	169,8	N/mm^2
Normaaldrukspanning	$\sigma_{N,Ed} = N_{Ed}/A$ =	15,6	N/mm^2
Spanning uiterste drukvezel	$\sigma_1 = \sigma_{M,Ed} + \sigma_{N,Ed}$	185,4	N/mm^2
Uiterste trekvezel	$\sigma_2 = \sigma_{M,Ed} - \sigma_{N,Ed}$	154,2	N/mm^2
Doorsnedeklasse			
Nulpunt vanaf uiterste drukvezel	a	99,9	mm
	c	152,0	mm
	α	0,57	
	ε	1,00	
	c/t	16,0	
Doorsnedeklasse	c/t ≤	62,2	--> Klasse 1

Figuur 4-32 Berekening doorsnedeklasse palenwand

Klasse	Onderdeel belast op buiging	Onderdeel belast op druk	Onderdeel belast op druk en buiging
Spannings-verdeling in de onderdelen (druk is positief)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	Indien $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ Indien $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$

Figuur 4-33 Doorsnedeklasse 1 (NEN-EN 1993-1-1 Tabel 5.2)

Toetsing binten op interne krachten palenwand

De binten zijn getoetst op axiale drukkracht, buigend moment, dwarskracht en de combinatie van interne krachten. De toetsingen zijn weergegeven in Figuur 4-34 t/m Figuur 4-37. Op het laatste criterium voldoen de binten maatgevend met een Unity Check van **0,74**. In de modelering is de mortel meegenomen met een stijfheid van ongescheurd beton. Het is aannemelijk dat de stijfheid in de huidige staat lager is. Bij een lagere stijfheid treedt een lager moment op. Daarnaast is in de berekening geen sterkte toegekend aan de mortel, terwijl dit in werkelijkheid een (al dan niet geringe) bijdrage levert. Dit inachtnemend is geconcludeerd dat de palenwand ruim voldoet op sterkte.

Toetsing axiale drukkracht		NEN-EN 1993-1-1 (6.10): Voor ds-klasse 1,2,3
$N_{c,Rd}$	$A \times f_y$ =	2139 kN
N_{Ed}		142 kN
UC	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =	**0,07** --> Voldoet

Figuur 4-34 Toetsing axiale drukkracht

Toetsing buigend moment		NEN-EN 1993-1-1 (6.13): Voor ds-klasse 1,2
$M_{c,Rd}$	$W_{pl} \times f_y$ =	194 kNm
M_{Ed}		140 kNm
UC	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$ =	**0,72** --> Voldoet

Figuur 4-35 Toetsing buigend moment

Toetsing dwarskracht		NEN-EN 1993-1-1 (6.18)
A_v	$A - 2 \times t_f \times B + (t_w + 2 \times r) \times t_f$ =	2788 mm^2
$V_{pl,Rd}$	$A_v \times f_y / \sqrt{3}$ =	378 kN
V_{Ed}		58 kN
UC	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ =	**0,15** --> Voldoet

Figuur 4-36 Toetsing dwarskracht

Omdat de optredende dwarskracht kleiner is dan 50% van het plastisch vermogen van de balk (namelijk 15%), hoeft conform NEN-EN 1991-1-1 6.2.8 (2) niet te worden getoetst op de combinatie van dwarskracht en buigend moment. Wel moet zijn getoetst op de combinatie van buigend moment en normaalkracht.

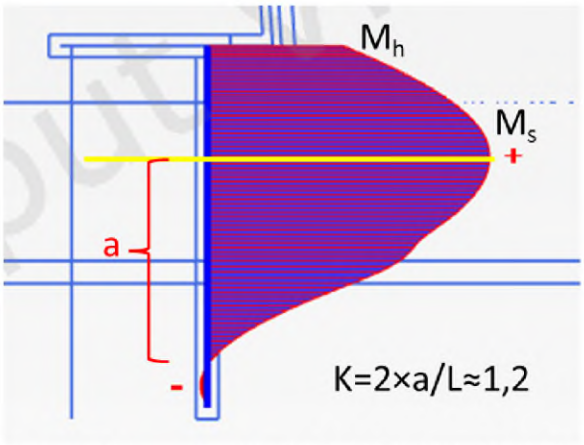
Toetsing M, N			NEN-EN 1993-1-1 6.10.9
$M_{pl,Rd}$	$W_{pl} \times f_y$ =	194	kNm
$N_{pl,Rd}$	$A \times f_y$ =	2139	kN
N_{Ed}		142	kN
$M_{N,Rd}$	$M_{pl,Rd}[1-(N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]$ =	193	kNm
M_{Ed}		140	kNm
UC	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$ =	**0,73**	--> Voldoet

Figuur 4-37 Toetsing moment en normaalkracht

De binten zijn ook getoetst op knikstabiliteit in de richting dwars op de kade. De berekening hiervan is weergegeven in Figuur 4-38. De knikvorm is bepaald aan de hand van de momentenlijn in Figuur 4-39. De palenwand voldoet ruim op knikstabiliteit.

Toetsing knikstabiliteit			NEN-EN 1993-1-1 6.3.1
Knikkromme	h/b = 1,0 ≤ 1,2 ; tf = 15 ≤ 100	y-y: b	
Imperfectiefactor α		0,34	-
Kolomlengte	L =	8,0	m
Knikvorm	K =	1,2	-
L_{cr}	K×L =	9,6	m
i	$\sqrt{(I/A)}$ =	99,9	mm
λ_1	$\pi\sqrt{(E/f_y)}$ =	93,9	-
$\bar{\lambda}$	$L_{cr}/(i \times \lambda_1)$ =	1,02	-
ϕ	$\Phi = 0,5\left[1+\alpha\left(\bar{\lambda}-0,2\right)+\bar{\lambda}^2\right]$ =	1,16	-
χ	$\chi = \frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\bar{\lambda}^2}}$ en $\chi \le 1,0$	0,58	-
γ_{M1}		1,0	-
$N_{b,Rd}$	$\chi \times A \times f_y/\gamma_{M1}$ =	1246	kN
N_{Ed}		141,8	kN
UC	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$ =	**0,11**	--> Voldoet

Figuur 4-38 Toetsing knikstabiliteit



Figuur 4-39 Knikvorm afgeleid uit momentenlijn palenwand (peil na val, UGT)

De binten zijn gecontroleerd op knikstabiliteit bij combinatie van normaaldrukkracht en buigend moment. Momenten M_h en M_s zijn afgeleid uit Figuur 4-38. Omdat de binten niet gevoelig zijn voor kip, is kipfactor λ_{LT} gelijk aan 1,0. Omdat de binten niet in doorsnedeklasse 4 vallen, zijn $\Delta M_{y,Ed}$ en $\Delta M_{z,Ed}$ gelijk aan 0. Conform de 2D-berekeningsmethode ontstaat ook geen buigend moment in de langsrichting, de Z-richting. Het buigend moment in de langsrichting zal in werkelijkheid ook een bijdrage leveren, maar significant minder dan het buigend moment dwars op de kade. Daarnaast vormen de binten in combinatie met de betonmortel waar ze in zijn gestort in langsrichting van de kade een wand, waardoor knik in deze richting nagenoeg uitgesloten is. Uit de toetsing volgt een Unity Check 0,96.

Toetsing knik en buigend moment			NEN-EN 1993-1-1 6.3.3
α_h	M_h/M_s =	0,5	-
C_{my}	$0{,}95+0{,}05\alpha_h$ =	0,975	-
k_{yy}	$C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y-0{,}2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{my}\left(1+0{,}8\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$ =	1,06	-
λ_{LT}		1	-
$M_{z,Ed}$, $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$		0,0	-
UC	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}}$ =	**0,96**	--> Voldoet

Figuur 4-40 Toetsing knik op normaaldrukkracht en buigend moment

Constructieve toetsing palenrij

Voor de achterste palenrij is (evenals bij de palenwand) aangehouden dat alle interne krachten door de bint worden opgenomen en dat de betonmortel niet bijdraagt aan de sterkte. In het Plaxis-model is ook enkel gerekend met de stijfheid van de binten. Daarom is hier geen sprake van een conservatieve aanpak.

Maatgevende interne krachten palenrij

De interne krachten zijn afgeleid uit het Plaxis-model en zijn weergegeven in Tabel 4-22. De palen zijn in tegenstelling tot de palenwand niet gemodelleerd als plaat. De krachten zijn daarom al per paal bepaald en niet per strekkende meter.

M_{Ed} = 48,2 kNm
$N_{Ed,t}$ = 0 kN
$N_{Ed,c}$ = 350,0 kNm
V_{Ed} = 25,6 kN

Tabel 4-22 Interne krachten palenrij in UGT

	M- [kNm]	M+ [kNm]	N- [kN]	N+ [kN]	V- [kN]	V+ [kN]
Peil na Val UGT	32,3	48,2	350,0	0	19,3	21,7
MHW UGT	5,6	16,4	328,1	0	5,6	16,4
HBN UGT	8,2	7,5	333,8	0	6,4	25,6

Eigenschappen binten en doorsnedeklasse palenrij

De binten in de palen betreffen HE200B-profielen (evenals in de palenwand). Aan de hand van de afmetingen en interne krachten is middels onderstaande berekening bepaald dat een doorsnedeklasse 1 geldig is conform NEN-EN 1993-1-1 Tabel 5.2 (Figuur 4-33).

Bepaling doorsnedeklasse			NEN-EN 1993-1-1 5.6
Belastingen			
Buigend moment	M_{Ed}	48,2	kNm
Normaalkracht (druk)	N_{Ed}	350,0	kN
Buigspanning	$\sigma_{M,Ed} = M_{Ed}/W_{pl}$ =	58,3	N/mm^2
Normaaldrukspanning	$\sigma_{N,Ed} = N_{Ed}/A$ =	38,5	N/mm^2
Spanning uiterste drukvezel	$\sigma_1 = \sigma_{M,Ed} + \sigma_{N,Ed}$	96,7	N/mm^2
Uiterste trekvezel	$\sigma_2 = \sigma_{M,Ed} - \sigma_{N,Ed}$	19,8	N/mm^2
Doorsnedeklasse			
Nulpunt vanaf uiterste drukvezel	a	37,4	mm
	c	152,0	mm
	α	0,98	
	ε	1,00	
	c/t	16,0	
Doorsnedeklasse	c/t ≤	33,8	--> Klasse 1

Figuur 4-41 Berekening doorsnedeklasse palenrij

Toetsing binten op interne krachten palenrij

De binten zijn getoetst op axiale drukkracht, buigend moment, dwarskracht en de combinatie van interne krachten. De toetsingen zijn weergegeven in Figuur 4-42 t/m Figuur 4-45. De palen voldoen op alle toetsingen, met als hoogste Unity Check voor de combinatie van moment, normaalkracht en dwarskracht **U.C. = 0,62**.

Toetsing axiale drukkracht			NEN-EN 1993-1-1 (6.10): Voor ds-klasse 1,2,3
$N_{c,Rd}$	$A \times f_y$ =	2139	kN
N_{Ed}		350	kN
UC	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$ =	**0,16**	--> Voldoet

Figuur 4-42 Toetsing axiale drukkracht

Toetsing buigend moment			NEN-EN 1993-1-1 (6.13): Voor ds-klasse 1,2
$M_{c,Rd}$	$W_{pl} \times f_y$ =	194	kNm
M_{Ed}		48	kNm
UC	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$ =	**0,25**	--> Voldoet

Figuur 4-43 Toetsing buigend moment

Toetsing dwarskracht			NEN-EN 1993-1-1 (6.18)
A_v	$A - 2 \times t_f \times B + (t_w + 2 \times r) \times t_f$ =	2788	mm^2
$V_{pl,Rd}$	$A_v \times f_y / \sqrt{3}$ =	378	kN
V_{Ed}		26	kN
UC	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ =	**0,07**	--> Voldoet

Figuur 4-44 Toetsing dwarskracht

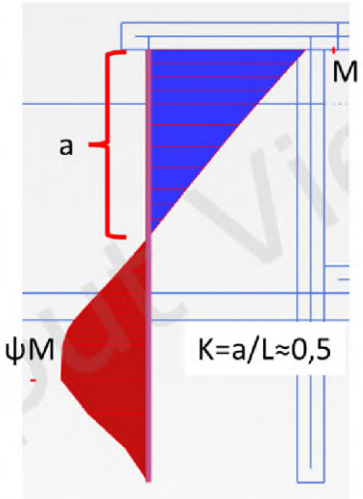
Toetsing M, N			NEN-EN 1993-1-1 6.10.9
$M_{pl,Rd}$	$W_{pl} \times f_y$ =	194	kNm
$N_{pl,Rd}$	$A \times f_y$ =	2139	kN
N_{Ed}		350	kN
$M_{N,Rd}$	$M_{pl,Rd}[1-(N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]$ =	189	kNm
M_{Ed}		48	kNm
UC	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$ =	**0,25**	--> Voldoet

Figuur 4-45 Toetsing moment en normaalkracht

De binten zijn ook getoetst op knikstabiliteit in de richting dwars op de kade. De berekening hiervan is weergegeven in Figuur 4-46. De knikvorm is bepaald aan de hand van de momentenlijn in Figuur 4-47. De palen voldoen ruim op knikstabiliteit.

Toetsing knikstabiliteit			NEN-EN 1993-1-1 6.3.1
Knikkromme	h/b = 1,0 ≤ 1,2 ; tf = 15 ≤ 100	y-y: b	
Imperfectiefactor α		0,34	-
Kolomlengte	L =	8,0	m
Knikvorm	K =	0,5	-
L_{cr}	K×L =	4	m
i	$\sqrt{(I/A)}$ =	99,9	mm
λ_1	$\pi\sqrt{(E/f_y)}$ =	93,9	-
$\bar{\lambda}$	$L_{cr}/(i \times \lambda_1)$ =	0,43	-
ϕ	$\Phi = 0{,}5\left[1+\alpha\left(\bar{\lambda}-0{,}2\right)+\bar{\lambda}^2\right]$ =	0,63	-
χ	$\chi = \frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\bar{\lambda}^2}}$ en $\chi \le 1{,}0$ =	0,92	-
γ_{M1}		1,0	-
$N_{b,Rd}$	$\chi \times A \times f_y/\gamma_{M1}$ =	1958	kN
N_{Ed}		350,0	kN
UC	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$ =	**0,18**	--> Voldoet

Figuur 4-46 Toetsing knikstabiliteit



Figuur 4-47 Knikvorm afgeleid uit momentenlijn palenrij (peil na val, UGT)

De palenrij is ook getoetst op knik bij een combinatie van normaaldrukkracht en buigend moment. Dezelfde werkwijze is gevolgd als voor de palenwand. In tegenstelling tot de palenwand zijn deze palen in langsrichting niet onderling ondersteunend tegen knik. Vanwege de lage Unity Check van 0,30 is het echter zeer waarschijnlijk dat als ook het moment in de langsrichting van de kade (dat kleiner zal zijn dan in de dwarsrichting) wordt meegenomen, de palen nog zullen voldoen.

Toetsing knik en buigend moment			NEN-EN 1993-1-1 6.3.3
ψ			-0,57 -
C_{my}	$MAX(0,4 ; 0,6+0,4\psi) =$		0,4 -
k_{yy}	$C_{my}\left(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{my}\left(1+0,8\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	=	0,42 -
λ_{LT}			1 -
$M_{z,Ed}$, $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$			0,0 -
UC	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	=	**0,30** --> Voldoet

Figuur 4-48 Toetsing knik op normaaldrukkracht en buigend moment

Gevoeligheidsanalyses

In de constructie treden hoge momenten op, met name in de ontlastvloer. Om te toetsen wat de invloed van enkele modelleringskeuzes is, zijn een aantal gevoeligheidsanalyses uitgevoerd.

In de eerste gevoeligheidsanalyse zijn de eigenschappen van de palenrij aangepast. De eigenschappen van de palenrij zijn dusdanig aangepast dat zowel het HEB220-profiel als het beton om het staal is gemodelleerd. Uit de resultaten volgt dat het maximale moment in de ontlastvloer hiermee reduceert tot 336 kN/m. De maximale ankerkracht is iets gereduceerd maar nog altijd gelijk aan 485 kN.

In de tweede gevoeligheidsanalyse is de verbinding tussen de ontlastvloer en de palenwand scharnierend gemaakt. De wijze van verbinding tussen de binten en portaalliggers is onbekend. Door de verbinding als zowel ingeklemd als scharnierend te modelleren, zijn beide uitersten verkend. Het maximaal optredend moment in de ontlastvloer blijft bij deze wijziging nagenoeg gelijk, namelijk 444 kNm. De maximale ankerkracht is tevens onveranderd en blijft circa 500 kN.

In de derde gevoeligheidsanalyse is, naast de verbinding tussen de ontlastvloer en de palenwand, ook de verbinding tussen de ontlastvloer en de voorzetwand scharnierend gemaakt. Hoewel de situatie waarin de voorwand geen moment aan de ontlastvloer kan overdragen onrealistisch is, geven de resultaten van deze modellering inzicht in het aandeel van deze krachtswerking in het totale moment in de ontlastvloer. Het maximaal optredend moment in de constructie is hiermee gereduceerd tot 392 kNm, ofwel een afname van 12%. De maximale ankerkracht blijft opnieuw onveranderd en is gelijk aan circa 500 kN.

In de vierde gevoeligheidsanalyse zijn (naast het aanbrengen van de twee hierboven beschreven scharnieren) ook de funderingsresten onder de voorzetwand stijf gemaakt om te voorzien dat de voorzetwand minder aan de ontlastvloer hangt. Het maximaal optredend moment in de constructie neemt in deze gevoeligheidsanalyse echter toe ten opzichte van de situatie met scharnieren en slappe funderingsresten, tot 425 kN. De toename bedraagt 8%. Deze toename is niet conform verwachting. Verwacht zou worden dat de krachten afnemen aangezien de voorzetwand meer gesteund wordt door de funderingsresten. Op dit moment is bij ons geen verklaring voor de toename van de krachten in de constructie. Aangezien deze berekening onderdeel is van een gevoeligheidsanalyse en de toename van de krachten beperkt, is dit in deze fase niet verder onderzocht. De maximale ankerkracht is opnieuw onveranderd en is gelijk aan circa 500 kN.

4.2.3 Conclusie sectie 266-6/7

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situatie peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN zijn gebruikt om de krachtswerking in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de Plaxis-berekening volgt dat de constructie geotechnische stabiel is. De maximaal optredende ankerkracht van 500 kN is echter groter dan de ontwerpankerkracht van 400 à 450 kN, beschreven in de brief van Grondmechanica Delft [23]. Aangezien de staalkwaliteit van de gebruikte ankers niet bekend is kunnen de ankers niet getoetst worden. Door middel van constructief onderzoek dient te worden achterhaald wat de staalkwaliteit en de dimensies van de ankers zijn. Daarnaast dient te worden achterhaald of er een corrosiebescherming is toegepast. Met behulp van deze informatie kunnen de ankers in een volgende fase getoetst worden.

De onderdelen die constructief getoetst zijn betreffen de voorwand, de ontlastvloer, de palenwand en de palenrij. De palenwand en palenrij voldoen op sterkte. Omdat geen wapeningstekeningen beschikbaar zijn, is de aanwezige wapening in de ontlastvloer en voorwand ingeschat op basis van foto's gemaakt tijdens de bouw. Uit de toetsing volgt dat het moment in de ontlastvloer in de maatgevende situatie peil na val groter is dan het maximaal opneembare moment (met slechts 1% overschrijding uitgaande van de aangenomen wapening). In de ontlastvloer ontstaat een groot moment vanuit het ophanggewicht van de voorwand, de horizontale belasting op de uitkraging van de voorwand en de reactiekracht uit de palenwand. Middels constructief onderzoek moet worden achterhaald welke wapening daadwerkelijk aanwezig is, waarna de toetsing moet worden herijkt.

Het is onbekend welke dekking is toegepast op de voorwand en de ontlastvloer. Middels een visuele inspectie moet worden achterhaald of de wapening is blootgesteld aan de omgeving.

Uit bovenstaande bevindingen kan worden opgemaakt dat de huidige constructie voldoet, indien de wapening die in de ontlastvloer en voorwand is aangenomen minimaal aanwezig is. Dit moet nog blijken uit veldonderzoek.

Aanvullende informatiebehoefte

Van een aantal onderdelen moet meer inzicht verkregen worden om überhaupt een toetsing uit te kunnen voeren. De volgende onderzoeken worden noodzakelijk geacht:

- Archiefonderzoek naar wapeningstekeningen, bestekstekeningen en as-built-tekeningen.
- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als ook boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren.
- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaande uit achterhalen van de aard en conditie van de verankering, onderzoek naar de aanwezige wapening en betondekking in de voorwand en ontlastvloer.

Advies

Op basis van de huidige analyse voldoet de constructie in sectie 266-6 en 266-7 rekentechnisch niet, ook in de huidige situatie. Geadviseerd wordt om eerst de verschillende onderzoeken uit te voeren en op basis van de resultaten het model en de constructieve toetsingen aan te passen. Indien de constructie dan nog steeds rekentechnisch onvoldoende veilig is, dienen maatregelen uitgewerkt te worden.

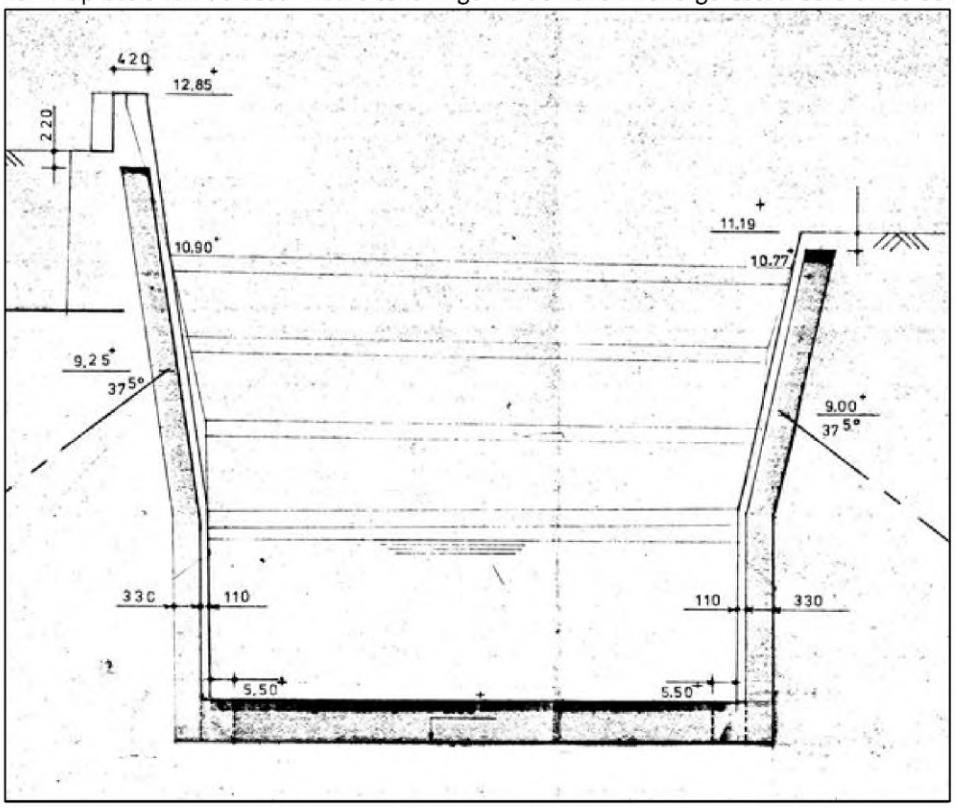
Voordat direct een volledig nieuwe onderbouw ontworpen wordt, wordt geadviseerd de mogelijkheden van het verbeteren van de bestaande constructie te onderzoeken door bijvoorbeeld het verzwaren van de vloer in combinatie met het aanbrengen van extra ankers. Het is ook mogelijk de belasting aan de actieve zijde van de keerwand te verlagen door middel van het toepassen van lichte ophoogmaterialen. De haalbaarheid van deze oplossingen dient, wanneer de resultaten van de verschillende onderzoeken niet tot een andere conclusie leiden, in een vervolgfase onderzocht te worden.

4.3 Sectie 267-1/2

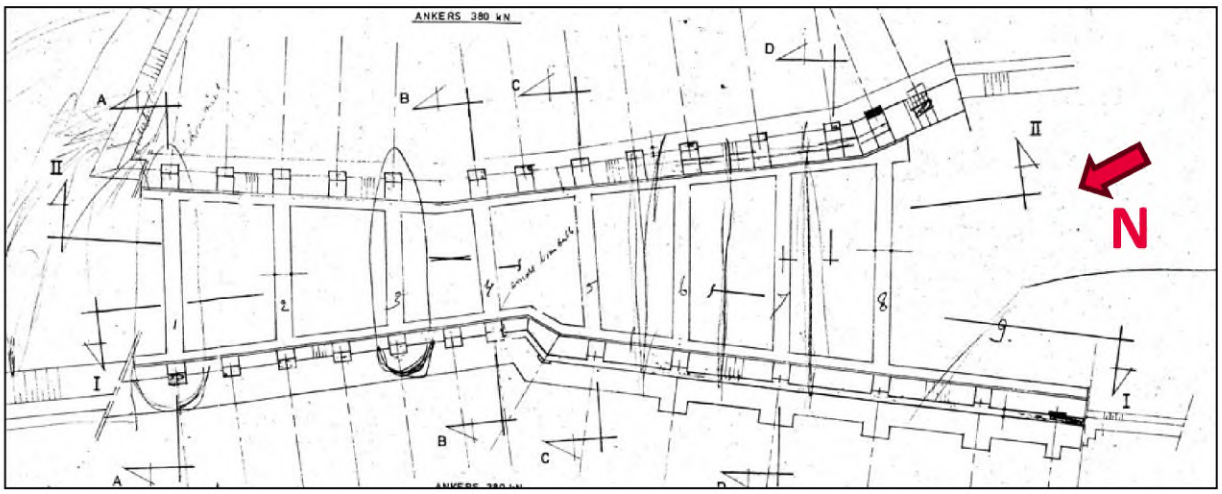
In dit hoofdstuk worden de secties 267-1 en 267-2 beschouwd.

4.3.1 Uitgangspunten

Secties 267-1 en 267-2 betreffen de havenmond. Hier bestaat de constructie uit een verankerde keerwand aan weerszijden van de haven, verbonden middels een balkenrooster (zichtbaar in Figuur 4-50). Enkel aan het zuidelijkste uiteinde van de westzijde (linksonder in Figuur 4-50) is geen balkenrooster aanwezig. Echter is hier een overlap tussen deze en de naastgelegen constructie (sectie 266-6/7), waarbij de andere constructie (niet op tekening aangegeven) de kerende functie vervult. De keerwand bestaat uit metselwerk met een betonnen kern. Op basis van de beschikbare tekeningen is de havenmond gerestaureerd omstreeks 1979.



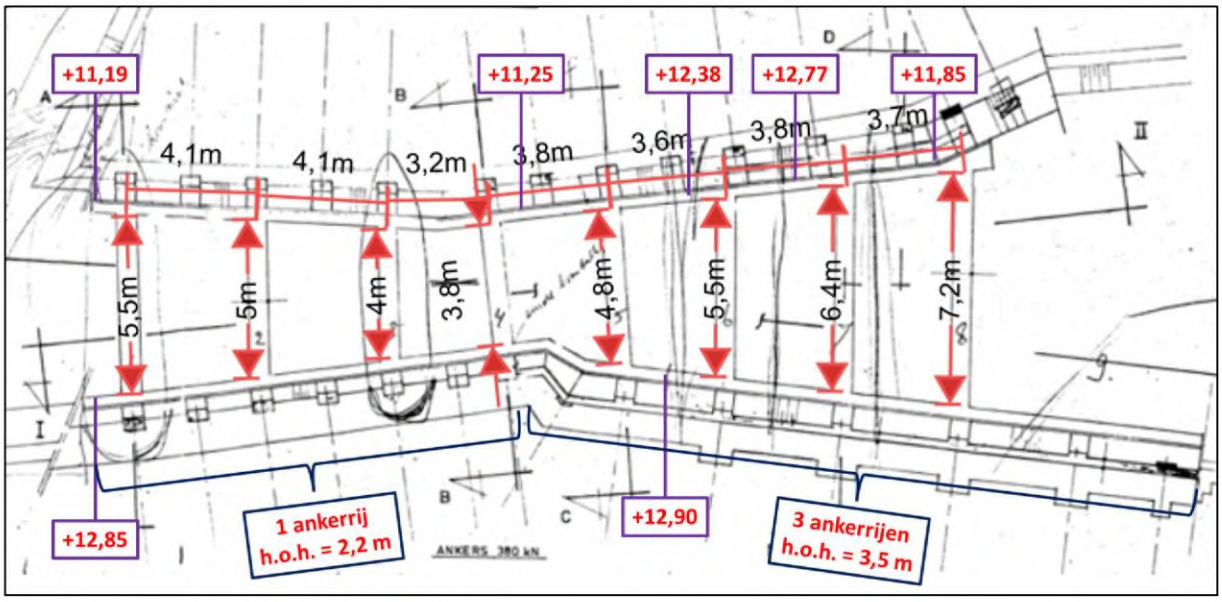
Figuur 4-49 Dwarsprofiel kade havenmond [59]



Figuur 4-50 Bovenaanzicht havenmond, waarbij balkenrooster genummerd is [59]

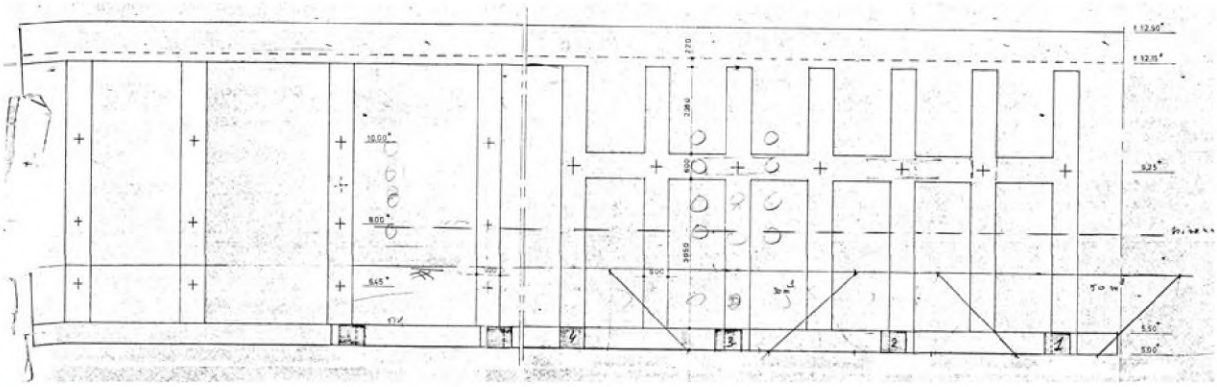
De keerwanden variëren in een aantal aspecten over de lengte van de havenmond.

- Aan de westzijde vanaf de Maas tot de knik in het lengteprofiel (tussen koppelbalk 4 en 5) is één ankerrij aanwezig met een hart-op-hart-afstand van gemiddeld circa 2,20 m. Achter de knik zijn drie ankerrijen (boven elkaar) aanwezig met een hart-op-hart-afstand van gemiddeld circa 3,50 m. Uit de oorspronkelijke stabiliteitsberekeningen is af te leiden dat in de doorsnede met één ankerrij aanzienlijk grotere momenten voorkomen [29].
- Aan de zijde van de Bomvrije is over de hele lengte één ankerrij aanwezig met een hart-op-hart-afstand van gemiddeld circa 2,20 m.
- De hart-op-hart-afstand tussen de koppelbalken varieert tussen circa 3,2 m en 4,1 m.
- De afstand tussen de westmuur en oostmuur varieert ter hoogte van de koppelbalken tussen circa 3,8 m en 7,2 m.
- Aan de westzijde varieert de bovenkant van de constructie tussen NAP+12,85 m en NAP+12,90 m.
- Aan de oostzijde varieert de bovenkant van de constructie tussen NAP+11,19 m en NAP+12,00 m.



Figuur 4-51 Variatie afmetingen [59]

Mogelijk betreffen de betonnen kernen in de keerwanden (te zien in de doorsnede in Figuur 4-49) geen doorgetrokken platen, maar bestaan ook deze uit een balkenrooster. Dit lijkt zo aangegeven te zijn op de doorsnede in Figuur 4-52. Omdat op andere tekeningen dit niet duidelijk is en de datering van de tekeningen onvolledig is, kan op basis van de beschikbare gegevens geen uitsluitsel worden gegeven. Uit het veldonderzoek, waarbij de wapening in de wand wordt gescand, zal blijken of wapening aanwezig is over de hele lengte van de kade of gestaffeld. Indien het laatste blijkt, zal inderdaad een balkenrooster aanwezig zijn in plaats van een doorgetrokken wand. In eerste instantie is uitgegaan van een doorgetrokken wand. Naar aanleiding van het veldonderzoek moeten eventueel de berekeningen worden aangepast.



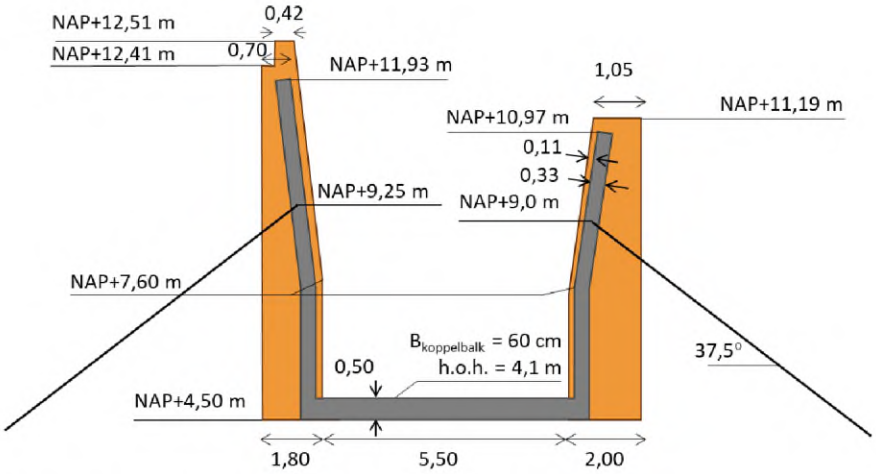
Figuur 4-52 Aanwijzing balkenrooster in keerwand [54]

Maatgevende doorsnede

Uit de oorspronkelijke stabiliteitsberekening van de keerwand is afgeleid dat de interne krachten ter plaatse van de enkele ankerrij aanzienlijk groter zijn dan de interne krachten ter plaatse van de drie ankerrijen. De volgende doorsnede is als maatgevend beschouwd, ter plaatse van koppelbalk 1, waar de afstand tussen de koppelbalken groot is.

- West- en oostzijde één ankerrij met hart-op-hart-afstand van 2,20 m.
- Bovenkant constructie westzijde is NAP+12,90 m.
- Bovenkant constructie oostzijde is NAP+11,19 m.
- Lengte koppelbalk is 5,5 m.
- Hart-op-hart-afstand koppelbalk is 4,1 m.

Door het combineren van gegevens uit verschillende tekeningen en een stabiliteitsberekening is de geometrie bepaald zoals weergegeven in Figuur 4-53 [29] [53] [59]. De originele metselwerk wand betreft het oranje gearceerde gebied. De latere betonnen versterking is weergegeven met grijs. Het niveau van bovenkant constructie en het maaiveldniveau aan de westzijde zijn gebaseerd op inmetingen uitgevoerd in 2024. Verder zijn de gehanteerde geometrische uitgangspunten weergegeven in Tabel 4-23.



Figuur 4-53 Geometrie maatgevende doorsnede

Tabel 4-23 Geometrische uitgangspunten sectie 267-1/2

Eigenschap	Waarde
Westzijde (Prinsenstal)	
• Bovenkant keerwand	NAP +12,51 m
• Hoogte maaiveld	NAP +12,41 m
• Dikte gewichtsmuur bovenzijde	42 cm
• Dikte gewichtsmuur onderzijde	180 cm
• Dikte betonkern	33 cm
Ankers westzijde	
• Ankerniveau	NAP +9,25 m
• Hoek t.o.v. horizontaal	37,5°
• Hart-op-hart-afstand	2,20 m
• Lengte	16,0 m
• Diameter	Ø32
• Lengte groutlichaam	4,0 m
Oostzijde (Bomvrije)	
• Bovenkant keerwand	NAP +11,19 m
• Hoogte maaiveld	NAP +11,19 m
• Dikte gewichtsmuur bovenzijde	105 cm
• Dikte gewichtsmuur onderzijde	200 cm
• Dikte betonkern	33 cm
Ankers oostzijde	
• Ankerniveau	NAP +9,00 m
• Hoek t.o.v. horizontaal	37,5°
• Hart-op-hart-afstand	2,20 m
• Lengte	16,0 m
• Diameter	Ø32
• Lengte groutlichaam	4,0 m
Koppelbalk	
• Hoogte	50 cm
• Breedte	60 cm
• Lengte	5,5 m
• Hart-op-hart-afstand	4,1 m
Bodemhoogte	NAP +4,50 m

In het rapport "Restauratie Oude Haven Grave, Groutverankering" van Nederhorst [30] staat aangegeven dat de kracht in de ankers maximaal 384 kN bedraagt. Alle ankers zijn, alvorens ze af te spannen, getest op een belasting van 1,2 maal de werkbelasting. Aangenomen wordt dat de ankers zijn voorgespannen op 80% van de werkbelasting, dit resulteert in een voorspanning van 300 kN. Conform TUN [45] wordt op de ankers een corrossiereductie toegepast. De aanwezige verankering is reeds vijftig jaar oud. De constructie wordt getoetst met zichtjaar 2075, vijftig jaar in de toekomst. Derhalve dient rekening gehouden te worden met een totale staaldikteafname van 11 mm behorende bij een referentieperiode van honderd jaar. Voor de elasticiteitsmodulus van het ankerstaal is $2{,}1*10^8$ kN/m^2 aangehouden. Dit resulteert in een EA van $7{,}27*10^4$kN per anker.

De in Tabel 4-24 weergegeven eigenschappen betreffen de eigenschappen van het groutlichaam, dat is gemodelleerd als embedded beam element, ter plaatse van sectie 267-1/2.

Tabel 4-24 Eigenschappen embedded beams sectie 267-1/2

	Groutlichaam	Eenheid
E	$10*10^6$	[kN/m^2]
$\gamma_{bijkomend}$	5	[kN/m^3]
Vorm	Rond	[-]
D	0,2	[m]
$L_{spacing}$	2,20	[m]
T_{skin}	150	[kN/m]
T_{lat}	5	[kN/m]
F_{max}	0	[kN]

Waarin:

E *elasticiteitsmodulus [kN/m^2];*

$\gamma_{bijkomend}$ *Bijkomend volumegewicht ten opzichte van initieel grondgewicht [kN/m^3];*

D *diameter [m];*

$L_{spacing}$ *h.o.h.-afstand [m];*

T_{skin} *axiale schachtwrijving [kN/m];*

T_{lat} *laterale schachtwrijving [kN/m];*

F_{max} *puntweerstand [kN].*

De eigenschappen van de gebruikte plates in sectie 267-2, waarmee de betonnen elementen zijn gemodelleerd, zijn weergegeven in Tabel 4-25.

Keerwand:
EA = E×h
EI = E×h^3

Koppelbalk:
EA = E×hb/hoh
EI = E×bh^3/hoh

Tabel 4-25 Eigenschappen plates sectie 267-1/2

	Beton_330	Koppelbalk
EA [kN/m]	8,25E+06	1,83E+06
EI [kNm^2/m]	7,49E+04	3,81E+04

Waarin:

EA Axiale stijfheid [kN/m];

EI Buigstijfheid [kNm^2/m].

Nieuwe constructie

Op basis van de inmeting uitgevoerd in 2024 blijkt de constructie niet te voldoen aan het benodigde niveau voor zichtjaar 2075. Conform TUN [45] dient sectie 267-1/2 een ontwerphoogte van NAP +12,84 m te krijgen voor zichtjaar 2075. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +12,94 dient te krijgen.

Constructieve uitgangspunten

Er is aangenomen dat de betonkwaliteit van de keerwanden en koppelbalk gelijk is aan die van de betonconstructies in de omgeving, namelijk B22,5. Conform RWS RBK heeft dit een karakteristieke druksterkte f_{ck} = 18 N/mm^2. Omdat het beton een lange uithardingstijd heeft gehad, wordt aangenomen dat het beton gelijkwaardig is aan de huidige betonkwaliteit C20/25. Middels constructief onderzoek moet worden achterhaald wat de huidige daadwerkelijke betonsterkte is.

Er is aangenomen dat de oorspronkelijke metselwerk gewichtsmuur geen bijdrage levert aan de sterkte van de wand.

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gelijke gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

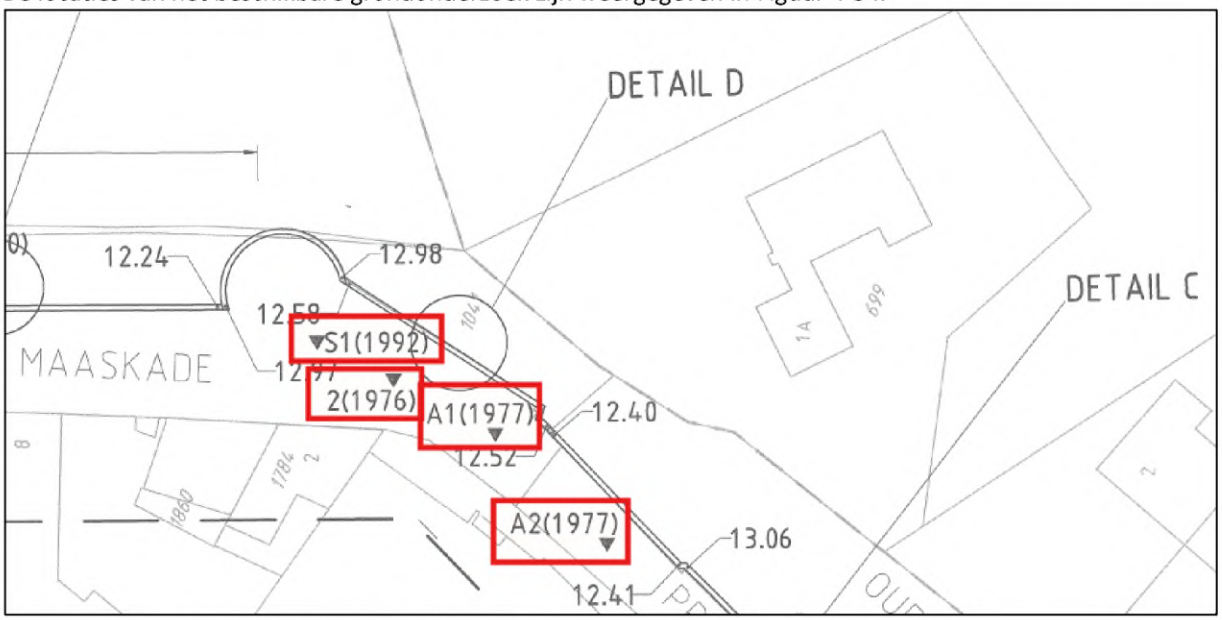
Sectie 267-1 en 267-2 bevinden zich ter hoogte van dijkpaal 267. Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,31 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor in het Plaxis-model het niveau van MHW met een opslag van 0,10 m (hoger) is ingevoerd, namelijk NAP +12,41 m. De in het Plaxis-model gehanteerde waterstanden, waarvan MHW en HBN met inbegrip van genoemde opslag van 0,10 m, zijn weergegeven in Tabel 4-26.
Aangezien de constructie een U-bak betreft met aan weerzijdes twee verschillende maaiveldniveaus zijn er twee situaties peil na val doorgerekend. De eerste situatie peil na val betreft de situatie waarin de waterstand aan de linkerzijde (ter plaatse van de Prinsenstal) gelijk is aan 0,2 m -mv en aan de rechterzijde (ter plaatse van Bomvrije) gelijk is aan de standaard gehanteerde waterstand van NAP +8,0 m. In de tweede situatie peil na val is zowel aan de linker- als rechterzijde een grondwaterstand van 0,2 m -mv gehanteerd. De gebruikte waterstanden voor de situatie peil na val ter plaatse van de Prinsenstal en Bomvrije zijn weergegeven in Tabel 4-26.

Tabel 4-26 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP267

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val (Prinsenstal)	+8,0	+12,21 (0,2 m-mv)
Na val (Bomvrije)	+8,0	+10,99 (0,2 m -mv)
MHW (+0,10 m)	+12,41	+8,0
HBN (+0,10 m)	+12,94	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 276-1/2 zijn enkele grondonderzoekspunten beschikbaar. Het beschikbare grondonderzoek bestaat uit vier sonderingen, waarvan één uitgevoerd in 1976, twee in 1977 en één in 1992. De locaties van het beschikbare grondonderzoek zijn weergegeven in Figuur 4-54.



Figuur 4-54 Locatie grondonderzoekspunten sectie 269-4 [46]

De sonderingen uitgevoerd in 1976 en 1977 bevatten enkel metingen van de conusweerstand en geen meting van de plaatselijke wrijving. De sondering uitgevoerd in 1992 bevat wel meting van de plaatselijke wrijving en het daaruit volgende wrijvingsgetal. De bodemopbouw ter plaatse van de sonderingen is redelijk homogeen. De bodemopbouw bestaat uit circa 2 m zand gevolgd door een kleilaag. De dikte van de kleilaag varieert per sondering. Onder de kleilaag wordt een sterk kleiige zandlaag gevonden, gevolgd door draagkrachtig zand. De gehanteerde bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters zijn weergegeven in Tabel 4-27.

Tabel 4-27 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters sectie 267-1/2

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, matig	mv(+12,41)	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	3,27E5	4,70E-6
Zand, los	+11,0	17/19	0	30	0	15.000	15.000	15.000	0,5	1,09E5	4,40E-5
Klei, matig*	+9,5	17/17	5	17,5	0	2.000	2.000	8.000	0,2	3,60E4	2,90E-4
Zand, sterk kleiig	+5,5	18/20	0	25,0	0	15.000	15.000	45.000	0,5	2,73E5	4,30E-5
Zand, matig	+3,0	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	2,05E5	1,40E-4

**In de kleilaag is een POP van 10 kN/m² gemodelleerd*

Waarbij geldt:

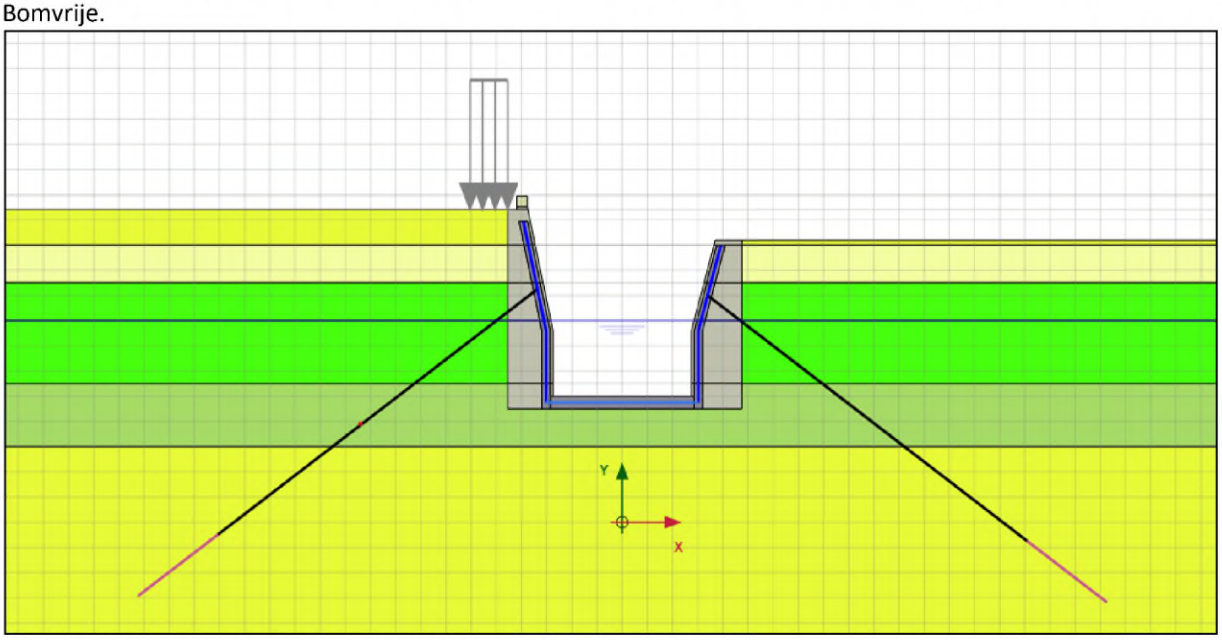
γ_d/γ_n Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];
c' Effectieve cohesie [kN/m²];
ϕ' Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];
ψ Hoek van dilatantie [°];
E_{50}^{ref} Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];
E_{oed}^{ref} Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];
E_{ur}^{ref} Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];
m machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];
G_0^{ref} Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];

$\gamma_{0,7}$ De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].

4.3.2 Resultaten

Resultaten Plaxis

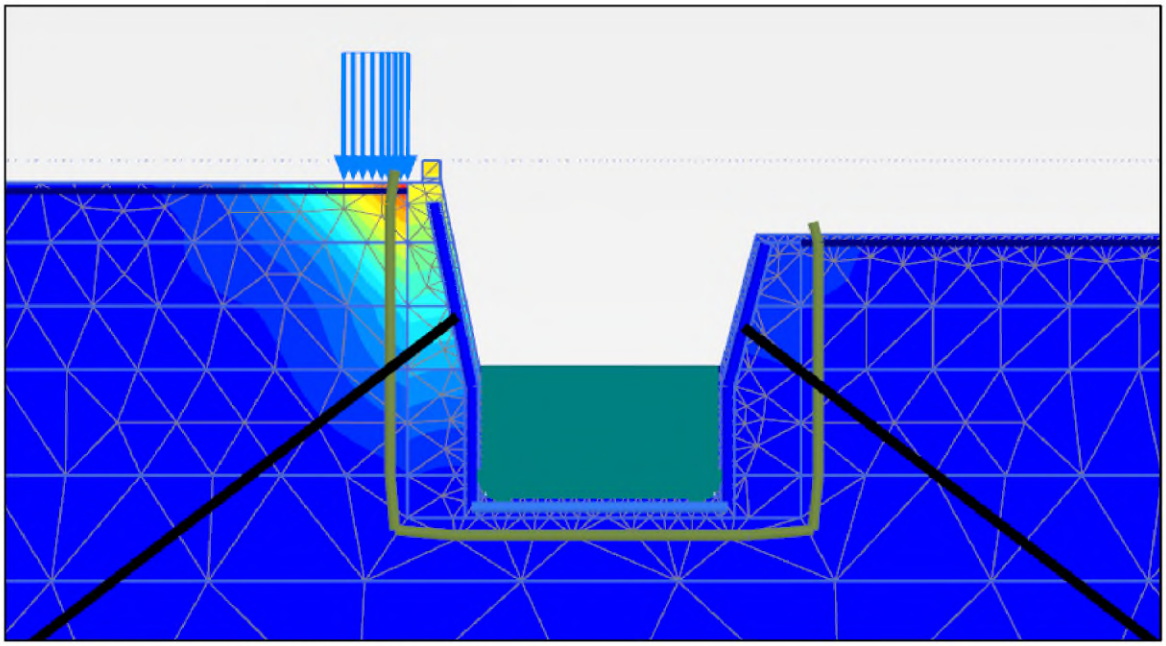
Op basis van de gehanteerde uitgangspunten is een Plaxis-model opgezet. Het berekeningsmodel is weergegeven in Figuur 4-55. Aan de linkerzijde bevindt zich de Maaskade/Prinsenstal en de rechterzijde Bomvrije.



Figuur 4-55 Impressie Plaxis-model sectie 267-1/2

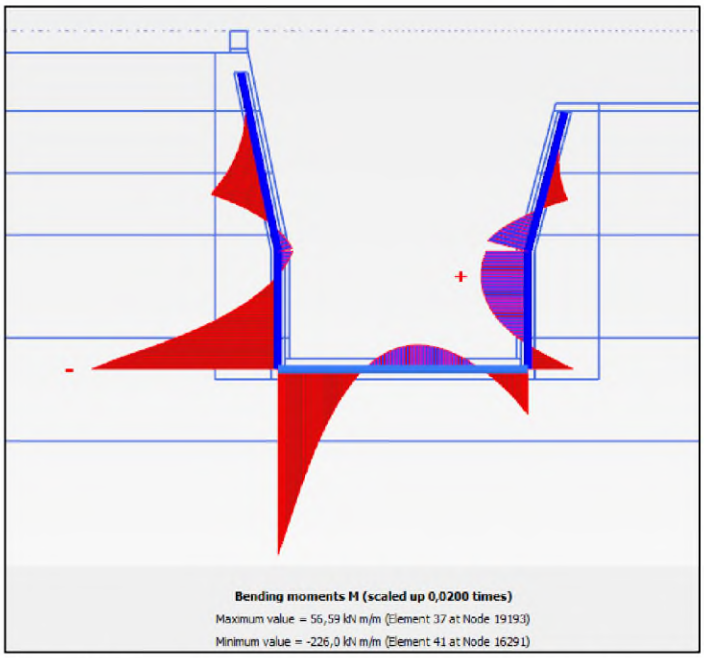
In totaal zijn vier belastingssituaties doorgerekend, twee situaties peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de berekeningen volgt dat constructie geotechnisch stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. In Figuur 4-56 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val) weergegeven in de situatie waarin een waterstand van 0,2 m -mv aan beide zijden is gemodelleerd. Deze situatie is maatgevend voor de constructie. De maximale vervorming van de constructie is gelijk aan 0,03 m en de Factor of Safety bedraagt 1,01. De constructie voldoet dus minimaal op basis van de gehanteerde uitgangspunten. De Factory of Safety in de binnenwaartse stabiliteitsanalyse (MHW) is gelijk aan 1,03.



Figuur 4-56 Resultaat STBU (FoS = 1,01)

De momentenlijn in de constructie in de maatgevende situatie peil na val is weergegeven in Figuur 4-57.



Figuur 4-57 Momentenlijn sectie 267-4 (peil na val)

De maximaal optredende ankerkracht aan de westzijde van het model (Prinsenstal) is gelijk aan circa 380 kN. De maximale optredende ankerkracht aan de oostzijde van het model (Bomvrije) is gelijk aan circa 300 kN. De maximale kracht in de ankers aan de westzijde komt daarmee overeen met de ankerkracht in het rapport "Restauratie Oude Haven Grave, Groutverankering" van Nederhorst [30] waarin staat aangegeven dat de kracht in de ankers op basis van de toenmalige gehanteerde uitgangspunten maximaal gelijk is aan 384 kN. De toenmalig gehanteerde uitgangspunten zijn echter niet bekend.

Om te controleren of de ankers over voldoende capaciteit beschikken voor zichtjaar 2075 dienen deze te worden getoetst. In het rapport "Restauratie Oude Haven Grave, Groutverankering" van Nederhorst [30] staat aangegeven dat er gebruik is gemaakt van dywidag-staven Ø32 st 85/105 (= FeP 1030). De vloeigrens ($f_{y;d}$) is

gelijk aan 1030 N/mm^2. De breukgrens ($f_{u;a}$) is niet aangegeven maar is bepaald met behulp van tabel 3.8 van de RBK (Richtlijn Beoordeling Kunstwerken) van Rijkswaterstaat [15]. In deze tabel staat aangegeven dat de breukgrens van een ankerstaaf met een vloeigrens van 1.030 N/mm^2 gelijk is aan 1.275 N/mm^2. Rekening houdend met een staalafname van 11,0 mm bij een levensduur van honderd jaar conform TUN [45] kan zowel de vloei- als de breuksterkte worden berekend.

$$A_{corr} = \frac{1}{4} * \pi * (32 - 11)^2 = 346\ mm^2$$

$$R_{tt;vloei;d} = f_{y;d} * \frac{A_{corr}}{1000} = 1030 * \frac{346}{1000} = 356\ kN$$

$$R_{tt;breuk;d} = 0{,}9 * (f_{u;a} * \frac{A_{corr}}{1000}) / 1{,}25 = 318\ kN$$

De optredende ankerkracht in de ankers aan de westzijde (380 kN) is groter dan de maatgevende breukgrens (318 kN). Hieruit volgt dat de ankers niet voldoen voor zichtjaar 2075 uitgaande van 11 mm staaldikteafname in honderd jaar (2075). De optredende ankerkracht aan de oostzijde (300 kN) is wel kleiner dan de maatgevende breukgrens, waardoor deze wel voldoet voor zichtjaar 2075.

Constructieve toetsing keerwanden en koppelbalk

De volgende constructieve toetsingen zijn uitgevoerd:

- keerwand: toetsing wapening op moment + normaalkracht en dwarskracht;
- koppelbalk: toetsing wapening op moment + normaalkracht en dwarskracht.

Keerwanden

Het is onbekend welke wapeningsconfiguratie in de keerwanden aanwezig is. Om een inschatting te maken van de aanwezige wapening, is bepaald hoeveel wapening nodig is conform de norm die geldig was in 1979 (het jaar van het ontwerp), de NEN 3880. Vervolgens is aan de hand van de Eurocode bepaald of de wapening voldoet bij het optreden van de interne krachten die resulteren uit het Plaxis-model.

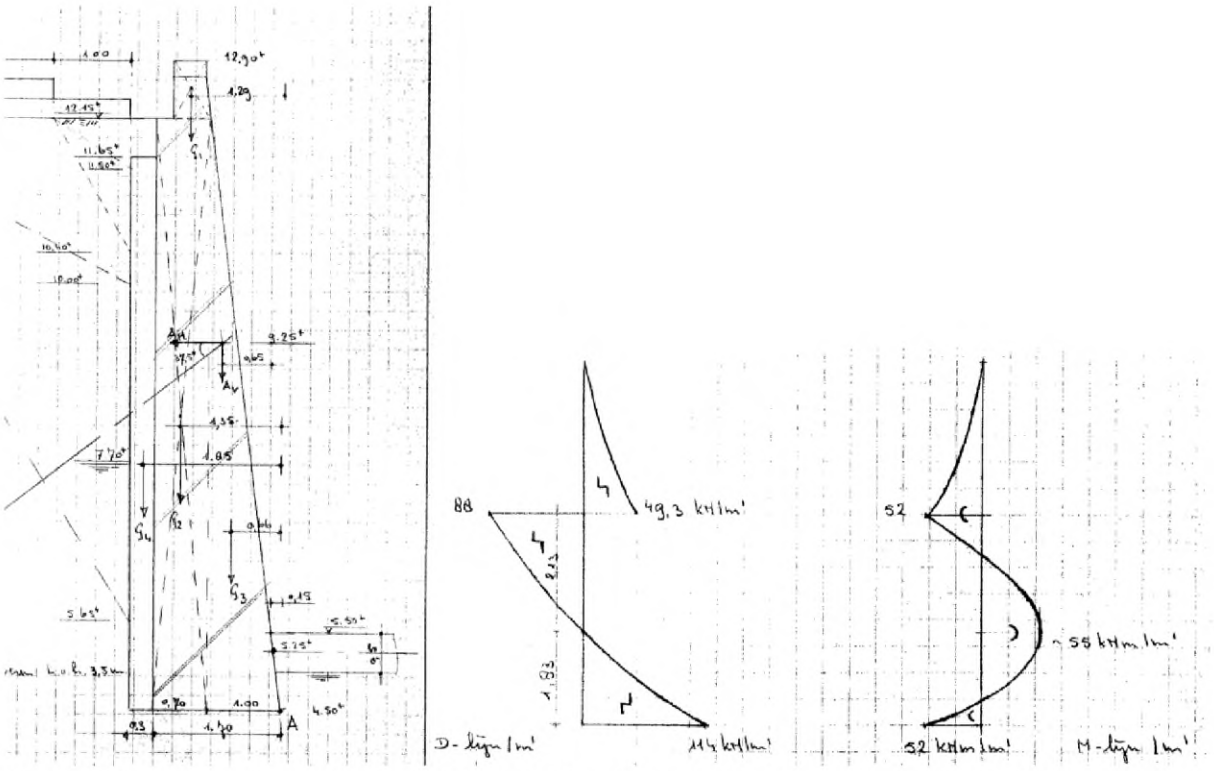
Inschatting aanwezige wapening conform NEN 3880

De NEN 3880 wijkt af van de huidige Eurocode op de relevante punten aangegeven in Tabel 4-28.

Tabel 4-28 Overzicht verschillen NEN 3880 en Eurocode en TUN

	NEN 3880	EC2-1 en TUN
Spanning-rekdiagram	Art. 204.5.4: ε_{c3} = 2,5‰ en ε_{cu3} = 3,5‰	ε_{c3} = 1,75‰ en ε_{cu3} = 3,5‰
Belastingsfactor	Art. 401.2.2: γ = 1,7	Permanent: γ_G = 1,485 Variabel: γ_Q = 1,65
Materiaalfactor	Art. 401.2.2: γ_c = 1,0 γ_s = 1,0	γ_c = 1,5 γ_s = 1,15
Betondekking	Art. A-707.1: c = 25 mm (wand vochtig milieu, betonkwaliteit B22,5)	c_{min} = 40 mm (milieucategorie XC2, nat, zelden droog)
Maximale scheurwijdte	Art. E-401.4: $w \leq 0{,}25 c_{toeg}/c_{min}$ w_{max} = 0,25 mm	w_{max} = 0,30 mm

Om de minimale wapening in de keerwand conform NEN 3880 te berekenen, is het maximale moment in de wand bepaald. In de oorspronkelijke stabiliteitsberekening is een maximaal moment bevonden van 55 kNm/m (rechts in Figuur 4-58). Het moment is maximaal in het midden tussen het anker en de onderkant van de constructie, ter hoogte van NAP+6,90 m. Hoewel de status van deze berekening niet bekend is, komen de afmetingen van de beschouwde constructie overeen met wat is aangetroffen op tekeningen (links in Figuur 4-58). Daarom is ingeschat dat de momentlijn een goede benadering is van de interne krachtwerking waarop de wapening is bepaald.



Figuur 4-58 Beschouwde constructie (links) en resulterende dwarskracht- en momentlijn (rechts) oorspronkelijke stabiliteitsberekening [29]

Zodoende is rekening gehouden met het volgende buigend moment:
M_{Ek} = 55,0 kNm/m
NEN 3880: $M_{Ed} = M_{Ek} \times 1,7 = 93,5$ kNm/m

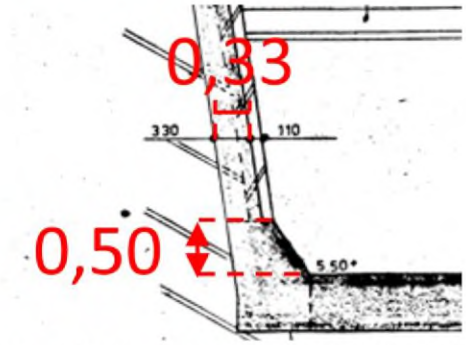
In de wand ontstaat een drukkracht vanwege het eigen gewicht. Omdat dit een gunstige werking heeft op de benodigde hoeveelheid wapening, is deze niet meegenomen in de berekening.

Aan de hand van de hiervoor benoemde interne krachten is de minimaal benodigde wapening bepaald conform NEN 3880. In de oorspronkelijke stabiliteitsberekening staat staalkwaliteit FeB 400 vermeld. De wapening is bepaald voor geribde staven. Middels de berekening weergegeven in Bijlage F is bepaald dat conform NEN 3880 de minimaal benodigde wapening **8Ø12 per meter** bedraagt.

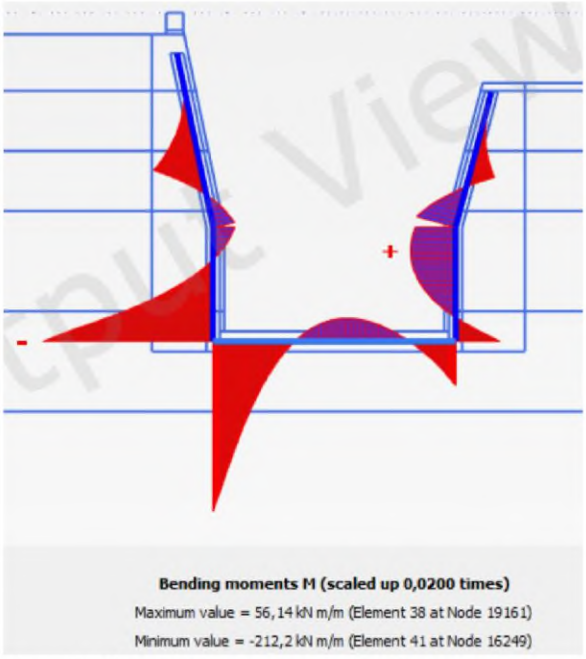
Maatgevende interne krachten
De minimale wapening bepaald conform de NEN3880 is getoetst conform de huidige Eurocode. De interne krachten in de keerwanden zijn afgeleid uit het Plaxis-model. De momentlijnen in peil na val en HBN zijn weergegeven in Figuur 4-60 en Figuur 4-61. Boven de koppelbalk is een verdikking aanwezig van circa 0,50 m (Figuur 4-59). De interne krachten zijn direct hier boven uitgelezen. De maximale interne krachten op deze hoogte zijn aangegeven in Tabel 4-29.
Het Plaxis-model is een 2D-model, wat resulteert in interne krachten per meter. In werkelijkheid zal ter plaatse van de koppelbalk een geconcentreerd moment ontstaan, hoger dan uit het model volgt. Echter is de wapening in voorgaande paragraaf ook bepaald op basis van de oorspronkelijke 2D-stabiliteitsberekening. Toentertijd zal ook meer wapening zijn ontworpen rond de koppelbalk. De vergelijking tussen de Plaxis-resultaten en de stabiliteitsberekening zal dus waarschijnlijk representatief zijn.

Tabel 4-29 Interne krachten keerwand

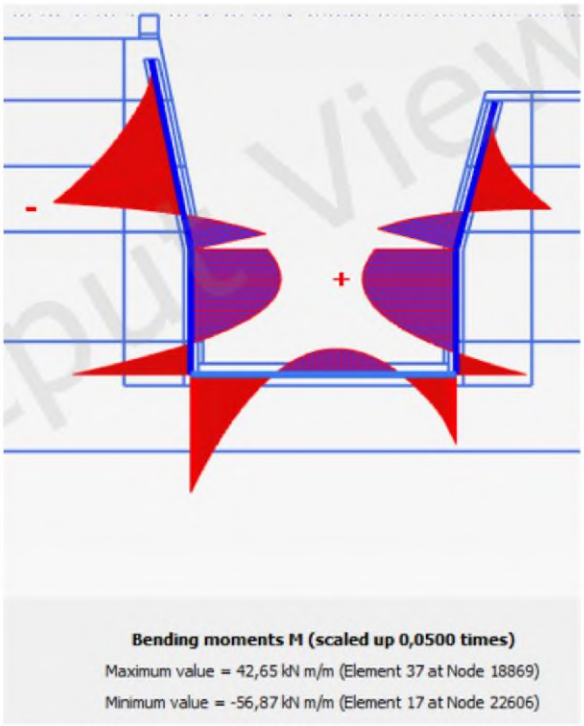
	M_{Erep} [kNm/m]	M_{Ed} [kNm/m]	V_{Erep} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Erep} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]
Peil na val	86,0	124,6	119,3	127,0	-173,1	-207,5



Figuur 4-59 Verdikking boven koppelbalk



Figuur 4-60 Momentlijn peil na val in UGT



Figuur 4-61 Momentlijn toetspeil HBN in UGT

Toetsing wapening keerwand

De wapeningsberekening is weergegeven in Bijlage F. De resultaten van de toetsing zijn weergegeven in Tabel 4-30. Uit het toetsen van de minimale wapening conform de NEN 3880 volgt dat deze wapening volgens de huidige berekeningsmethode en huidige normering niet voldoet. Echter moet uit constructief onderzoek blijken welke wapeningsconfiguratie daadwerkelijk aanwezig is en of ook deze voldoet aan de interne krachten. De wapening ter hoogte van het maximaal moment kan niet eenvoudig worden achterhaald, omdat dit onder water ligt. Wel kan hoger gelegen de aanwezige wapening worden bepaald, waarop met meer zekerheid een inschatting kan worden gemaakt van de wapening ter hoogte van de koppelbalk. Het is daarnaast waarschijnlijk dat een betondekking is toegepast die te klein is conform huidige normering. Middels een visuele inspectie moet worden achterhaald of de wapening is blootgesteld aan de omgeving. Ook dit kan niet ter hoogte van de koppelbalk. Wel kan de resterende betondekking hoger gelegen worden gecontroleerd, wat een beeld kan geven van de algehele staat van het betonwerk.

Tabel 4-30 Controle wapening keerwand conform Eurocode

Wapening	Minimale wapening NEN 3880	EC2-1 UGT	EC2-1 BGT	Oordeel
FeB 400, geribd	9Ø10	U.C. = M_{Ed} / M_{Rd} = 125 / 118 = **1,06**	U.C. = w_k / w_{max} = 0,23 / 0,30 = **0,76**	Voldoet niet in UGT

De doorsnede is ook getoetst op dwarskracht. De berekening is weergegeven in Bijlage F. Omdat onbekend is of dwarskrachtwapening is toegepast, is enkel de betondoorsnede getoetst. Uit de toetsing volgt dat de betondoorsnede *niet* voldoet zonder toepassing van dwarskrachtwapening. Er geldt een Unity Check van **UC=1,13**.

De doorsnede voldoet niet op dwarskracht zonder dwarskrachtwapening. Middels constructief onderzoek moet de aanwezigheid van dwarskrachtwapening worden achterhaald.

Koppelbalken

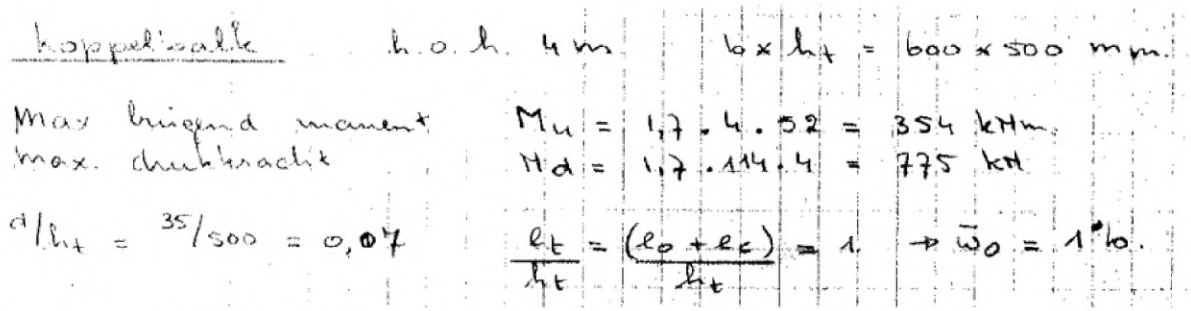
Ook van de koppelbalken is het onbekend welke wapening aanwezig is. Daarom is eerst bepaald wat de minimale wapening is die in 1979 zou zijn ontworpen conform de norm die toen vigerend was, de NEN 3880. Vervolgens is deze wapening getoetst aan de hand van de huidige normering.

Inschatting aanwezige wapening conform NEN 3880

In de oorspronkelijke stabiliteitsberekening is een eerste inschatting gemaakt van de benodigde langswapening in de koppelbalk (Figuur 4-62), namelijk ω_0 = 1%. De minimale wapening waarbij de hart-op-hart-afstand groter is dan 60 mm bedraagt **7Ø25**:

$A_{s;min}$ = 600×500×0,01 = 3000 mm²

A_s = 7× ¼π25² = 3436 mm² > 3000 mm²



Figuur 4-62 Bepaling wapeningspercentage koppelbalk [29]

In de oorspronkelijke stabiliteitsberekening is geen beschouwing gedaan van de dwarskracht in de koppelbalk. Er zijn geen andere aanwijzingen om de aanwezige dwarskrachtwapening op te baseren. Omdat het element een balk betreft, is het wel zeker dat er dwarskrachtwapening is. Anders dan voor de langswapening, is voor de dwarskrachtwapening bepaald wat conform de huidige norm minimaal nodig is, waarna een inschatting is gemaakt of het realistisch is dat dit ook is aangebracht.

Maatgevende interne krachten

In de koppelbalk zijn de interne krachten rechts van de verdikking uitgelezen (Figuur 4-59), op een afstand van 0,25 m uit de keerwand. De krachten zijn vermenigvuldigd met 4,1 m, de beschouwde hart-op-hart-afstand tussen de koppelbalken. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 4-31.

Tabel 4-31 Interne krachten koppelbalk

	M_{Erep} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	V_{Erep} [kN]	V_{Ed} [kN]	N_{Erep} [kN]	N_{Ed} [kN]
Peil na val	477,2	604,3	505,1	599,4	-721,2	-753,6

Toetsing wapening koppelbalk

De wapeningsberekening is weergegeven in Bijlage F. De resultaten van de toetsing zijn weergegeven in Tabel 4-32. Te zien is dat indien deze langswapening is toegepast (met ω_0=1%), de wapening voldoet. Het is echter onbekend welke wapening daadwerkelijk aanwezig is. De berekening waar het wapeningspercentage uit gehaald is, komt uit een vroeg stadium van het ontwerpproces. Van latere fases dichter op de uitvoering zijn geen berekeningen of tekeningen beschikbaar. De langswapening voldoet met een UC = 0,92. Dit betekent dat zelfs indien in een latere fase slechts een geringe optimalisatie is gedaan, de wapening al niet meer voldoet conform huidige normering. Het is daarom wenselijk dat de wapening in de koppelbalk wordt achterhaald middels constructief onderzoek.

Tabel 4-32 Controle wapening koppelbalk conform Eurocode

Wapening	Ingeschatte wapening	EC2-1 UGT	EC2-1 BGT	Oordeel
FeB 400, geribd	10Ø20	U.C. = M_{Ed} / M_{Rd} = 604 / 660= **0,92**	U.C. = w_k / w_{max} = 0,17 / 0,30 = **0,57**	Voldoet op betondekking na

Omdat er geen aanknopingspunt is om te kunnen bepalen hoeveel dwarskrachtwapening in de koppelbalk aanwezig is, is getoetst hoeveel wapening conform de Eurocode aanwezig moet zijn. Op basis hiervan is een inschatting gemaakt of het realistisch is of dit aanwezig is. De berekening is weergegeven in Bijlage F. Hieruit blijkt dat minimaal nodig is 9-snedig Ø25-100 of 6-snedig Ø32-100. Hoewel dit relatief veel dwarskrachtwapening is, past het binnen de balk en is het dus niet onmogelijk dat deze wapening is aangebracht. Wel moet benoemd worden dat in verhouding met de buigwapening deze bepaalde wapening zeer substantieel is. Uiteraard moet middels constructief onderzoek worden achterhaald welke dwarskrachtwapening daadwerkelijk aanwezig is om een echt oordeel uit te brengen. Bij de herijking van de berekening na constructief onderzoek kan het tevens lonend zijn om de bepaling van de dwarskracht nader te beschouwen middels een 3D-model, wat voor de koppelbalken nauwkeurigere resultaten zal opleveren.

Advies vervolg
Middels constructief onderzoek de wapening in de koppelbalk achterhalen is onhaalbaar zonder grote ingrepen. De koppelbalk ligt altijd onder water. Daarnaast is recent gebleken dat de diepgang in de Oude Haven kleiner is dan gedacht. Het is daarom zeer waarschijnlijk dat de koppelbalken onder een laag sediment en/of slib bedolven zijn. Het scannen van de wapening in de balken vergt afgraving en droogzetting. Dit is op zichzelf al kostbaar, maar vergt ook extra maatregelen om te voorkomen dat de keerwanden bezwijken. Het verlagen van de waterstand en het grondniveau levert namelijk zeer kritische belastingssituaties op, maatgevender dan is meegenomen in de huidige toetsing (waarvan ook nog niet zeker is of de keerwand voldoet, afhankelijk van de aangebrachte wapening).

Daarom wordt geadviseerd om (indien archiefonderzoek niet lonend blijkt) de koppelbalken niet verder te onderzoeken, maar de constructie te versterken. Bijvoorbeeld door het toepassen van een extra ankerrij of een stempel.

4.3.3 Conclusie sectie 267-1/2

Gevolgde aanpak in het kort
Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN zijn gebruikt om de krachtswerking in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen
In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de resultaten volgt dat geotechnisch stabiliteit van de constructie net voldoet. De optredende ankerkracht in de ankers aan de zijde van de Prinsenstal is echter groter dan de capaciteit van de ankers in zichtjaar 2075 waardoor deze niet voldoen.

De keerwand en koppelbalk zijn constructief getoetst, waarbij de aanwezige wapening is ingeschat op basis van een berekening uit een vroege fase van het ontwerp van de constructie. De daadwerkelijk aanwezige wapening is onbekend. Voor de keerwand is een minimale wapening bepaald, die niet voldoet aan de huidige modellering en normering (UC = 1,06). Middels constructief onderzoek moet worden achterhaald welke wapening daadwerkelijk aanwezig is, waarna de berekening moet worden herijkt. De ingeschatte langswapening in de koppelbalk voldoet. Echter is op basis van de beschikbare gegevens geen gegronde inschatting te maken van de aanwezige dwarskrachtwapening. Constructief onderzoek uitvoeren op de koppelbalken is kostbaar en niet zonder risico's. Daarom wordt geadviseerd om direct te vervolgen met het versterken van de constructie.

Het is mogelijk dat de betonkern in de keerwanden niet bestaan uit doorgetrokken platen, maar uit een balkenrooster. Door de wapening in de wand te scannen kan worden achterhaald of over de gehele lengte wapening aanwezig is, of gestaffeld. Op basis van het veldonderzoek kan daarom uitsluitsel worden gegeven over de geometrie van de constructie, waarop indien nodig de berekeningen moeten worden aangepast.

Aanvullende informatiebehoefte

Van een aantal onderdelen moet meer inzicht verkregen worden om überhaupt een toetsing uit te kunnen voeren. De volgende onderzoeken worden noodzakelijk geacht:

- Archiefonderzoek naar wapeningstekeningen, bestekstekeningen en as-built-tekeningen.
- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisering als ook boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren.
- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaande uit onderzoek naar de aard en conditie van de verankering, onderzoek naar de aanwezige wapening en betondekking in de keerwanden (*niet* de koppelbalk).

Advies

Op basis van de huidige analyse voldoet de constructie in sectie 267-1 en 267-2 rekentechnisch niet, ook in de huidige situatie. Geadviseerd wordt om eerst de verschillende onderzoeken uit te voeren en op basis van de resultaten het model en de constructieve toetsingen aan te passen. Indien de constructie dan nog steeds rekentechnisch onvoldoende veilig is, dienen maatregelen uitgewerkt te worden.

Voordat direct een volledig nieuwe dragende constructie ontworpen wordt, wordt geadviseerd de mogelijkheden van het verbeteren van de bestaande constructie te onderzoeken door bijvoorbeeld het bijplaatsen van een extra ankerrij of stempel. Het is ook mogelijk de belasting aan de actieve zijde van de keerwand te verlagen door middel van het toepassen van lichte ophoogmaterialen. De haalbaarheid van deze oplossingen dient, wanneer de resultaten van de verschillende onderzoeken niet tot een andere conclusie leiden, in een vervolgfase onderzocht te worden.

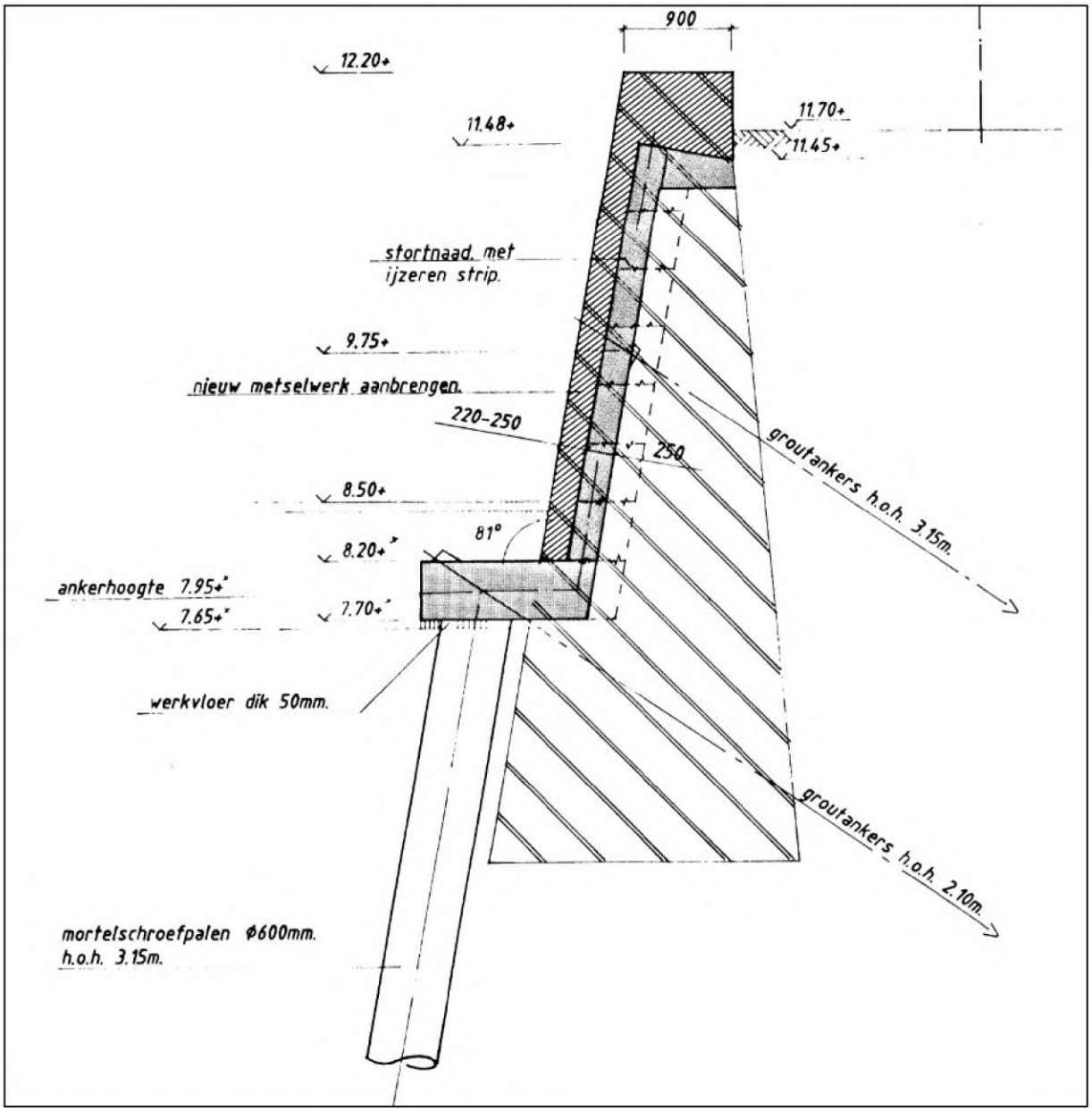
4.4 Sectie 267-4

In voorliggend hoofdstuk is sectie 267-4 beschouwd.

4.4.1 Uitgangspunten

Geometrische en constructie uitgangspunten

Sectie 267-4 betreft de sectie tussen dijkpalen 267+084 en 268+011 ter plaatse van de Maaskade. Bij de versterking in de jaren '90 is hier een op palen gefundeerde betonconstructie aangebracht, afgewerkt met metselwerk. De constructie is op twee niveaus verankerd zoals weergegeven in Figuur 4-63.



Figuur 4-63 Bestaande constructie sectie 267-4 [69]

De gehanteerde geometrische uitgangspunten zijn weergegeven in Tabel 4-33.

Tabel 4-33 Geometrische uitgangspunten sectie 267-4

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld voorzijde (waterzijde)	NAP +8,5 m
Hoogte maaiveld achterzijde (landzijde)	NAP +11,7 m
Bovenkant muur	NAP +12,2 m
Dikte wand (beton)	0,25 m
Bovenzijde vloer	NAP +8,2 m
Onderzijde vloer	NAP +7,7 m
Helling muur ten opzichte van verticaal	9°
Bovenste anker:	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +9,75 m
• Hoek t.o.v. verticaal	37,5°
• Hart-op-hart afstand	3,15 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant groutlichaam	NAP -4,0 m
• Lengte groutlichaam	5,0 m
Onderste anker	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +7,95 m
• Hoek t.o.v. verticaal	37,5°
• Hart-op-hart afstand	2,10 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant grout	NAP -4,0 m
• Lengte groutlichaam	5,0 m
Schroefpalen	
• Diameter	
• Hart-op-hart afstand	3,15 m
• Helling palen ten opzichte van verticaal	9°
• Lengte palen	7,5 m

In het ontwerprapport van de verankering [38] wordt geschreven dat de ankers beproefd moeten worden tot 120% van de werkbelasting en vervolgens af te laten tot 80% van de werkbelasting. In de ontwerprapportage is een werkbelasting van 350 kN gerapporteerd. Zodoende wordt in de Plaxis-berekening rekening gehouden met een voorspanning van 280 kN in de ankers.

De oude gewichtsmuur is globaal weergegeven op de tekening. De nieuwe constructie is voor/tegen de gewichtsmuur langs gebouwd en maakt daar contact mee, maar er is geen sprake van constructieve samenwerking. Grond- en waterdrukken aan de achterzijde van de gewichtsmuur worden in theorie doorgegeven aan de nieuwe constructie. Uit verkennende berekeningen blijkt dat het niet meenemen van de oude gewichtsmuur leidt tot de grootste krachten in de constructie. Omdat er geen zekerheid is over de eigenschappen, samenhang en geometrie van de gewichtsmuur wordt deze daarom buiten het Plaxis-model gehouden en als grond gemodelleerd. Dit is een conservatieve benadering die tot de maximale krachten in de wand leidt.

De in Tabel 4-34 weergegeven eigenschappen betreffen de elementen die worden aangetroffen in de voor het VO beschouwde sectie.

Tabel 4-34 Eigenschappen embedded beams

	Mortelschroefpaal	Groutlichaam	Eenheid
E	$10*10^6$	$10*10^6$	[kN/m^2]
γ	5	5	[kN/m^3]
Vorm	Rond	Rond	[-]
D	0,6	0,2	[m]
$L_{spacing}$	3,15	3,15 / 2,10	[m]
T_{skin}	200	80	[kN/m]
T_{lat}	50	5	[kN/m]
F_{max}	1000	0	[kN]

Waarin:

E *elasticiteitsmodulus [kN/m^2];*

γ *volumegewicht [kN/m^3];*

D *diameter [m];*

$L_{spacing}$ *h.o.h.-afstand [m];*

T_{skin} *axiale schachtwrijving [kN/m];*

T_{lat} *laterale schachtwrijving [kN/m];*

F_{max} *puntweerstand [kN].*

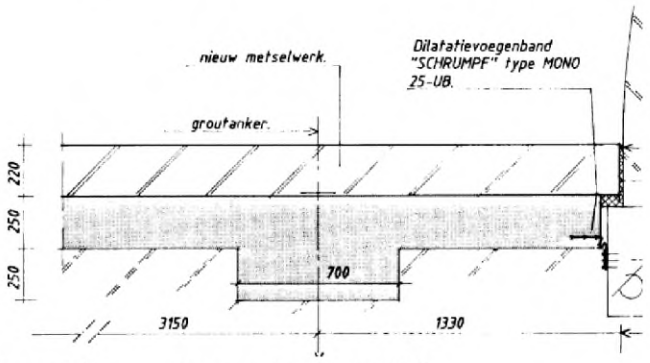
Voor de ankerbuizen die zijn toegepast in de beschouwde sectie wordt conform de ontwerprapportage van M.U.C. [38] uitgegaan van ankerbuizen met een diameter van 52 mm, een wanddikte van 14,2 mm en een staalkwaliteit St 52.3. Hierop is een corrosiereductie van 11,0 mm per honderd jaar toegepast conform TUN [45]. Aangezien wordt aangenomen dat de ankers zijn aangebracht tijdens de restauratie omstreeks 1990 resulteert dit in een totale corrosiereductie voor zichtbaar 2075 van circa 9,35 mm op basis van 85 jaar. Voor de elasticiteitsmodulus van het ankerstaal is $2,1*10^8$ kN/m^2 aangehouden. Dit resulteert in een EA van $2,08*10^5$ kN per anker.

Nieuwe constructie

Conform TUN [45] dient sectie 267-4 een ontwerphoogte van NAP +12,83 m te krijgen voor zichtjaar 2075. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +12,93 dient te krijgen. Om deze ontwerphoogte te realiseren zijn in het Plaxis-model het metselwerk en de betonkern verlengd. Achter de muur is het maaiveld verhoogd tot 0,5 m onder de ontwerphoogte. Dit resulteert in een maaiveldniveau van NAP +12,43 m. Het ophoogmateriaal is gemodelleerd als matig gepakt zand.

Schematisering betonconstructie

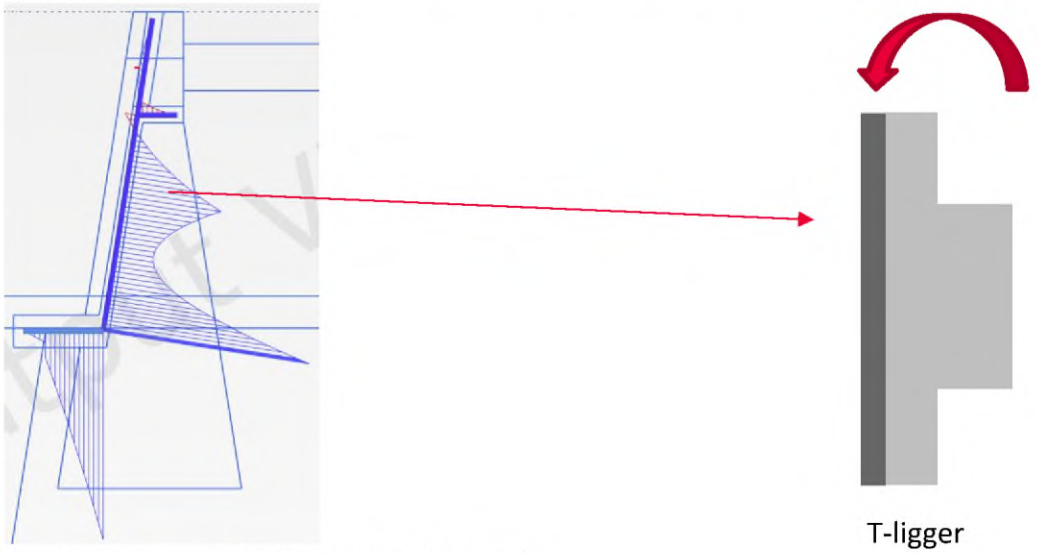
De palen en bovenste ankers zijn aangebracht in een stramien van 3,15 m. Achter iedere paal is de wand aan de achterzijde verstijfd met een rib waarvan het principedetail in bovenaanzicht getoond wordt:



Figuur 4-64 Doorsnede T-ligger [67]

De wand met rib is op te vatten als een T-ligger. Bij lage rivierwaterstand ondergaat de T-ligger een buigend moment dat de wapening in de rib op trek belast. De wand – voor zover deze deel uitmaakt van de T-ligger – bevindt zich dan in de drukzone. De meewerkende flensbreedte is afhankelijk van de hart-op-hart-afstand van de ribben en van de overspanning van de ligger. De meewerkende flensbreedte werd in de oorspronkelijke ontwerpberekeningen op 2,20 m breed vastgesteld.

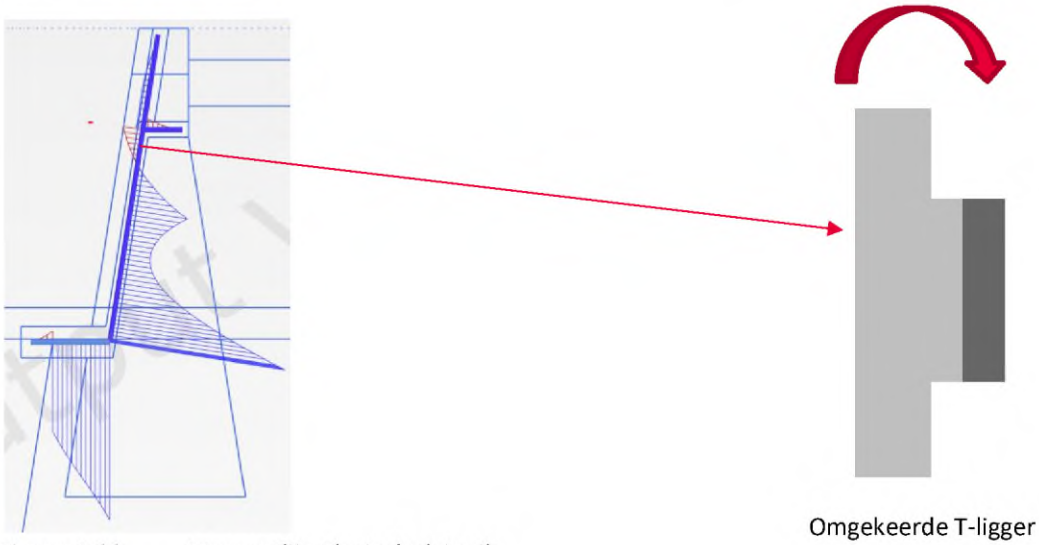
De huidige voorschriften resulteren in een andere meewerkende breedte. De meewerkende breedte is afhankelijk van de afstand tussen de momentennulpunten. In onderhavige situatie is die afstand niet op voorhand exact te bepalen. Echter kan conform NEN-EN 1992-1-1 [8] Figuur 5.2 een inschatting worden gemaakt. De afstand van het bovenste anker tot de bovenkant van de wand wordt ingeschat op L = 2,0 m.



Figuur 4-65 Momentlijn Plaxis druk in wand

Het buigend moment ter plaatse van het bovenste anker wordt gehanteerd. De situatie nabij de aansluiting met de vloer levert weliswaar de kortste afstand, maar wordt niet als maatgevend gezien vanwege de monoliete verbinding met de vloer waardoor de gehele wand daar constructief meewerkt. Het moment wordt getoetst als een uitkraging met L=2,0 m. Met vergelijking 5.7 uit NEN-EN1992-1-1 volgt hieruit een totale flensbreedte van 1,52 m.

Dezelfde situatie blijkt ook maatgevend voor de situatie waarin de rib zich in de drukzone bevindt, in het rode gebied boven in de wand:



Figuur 4-66 Momentlijn Plaxis druk in rib

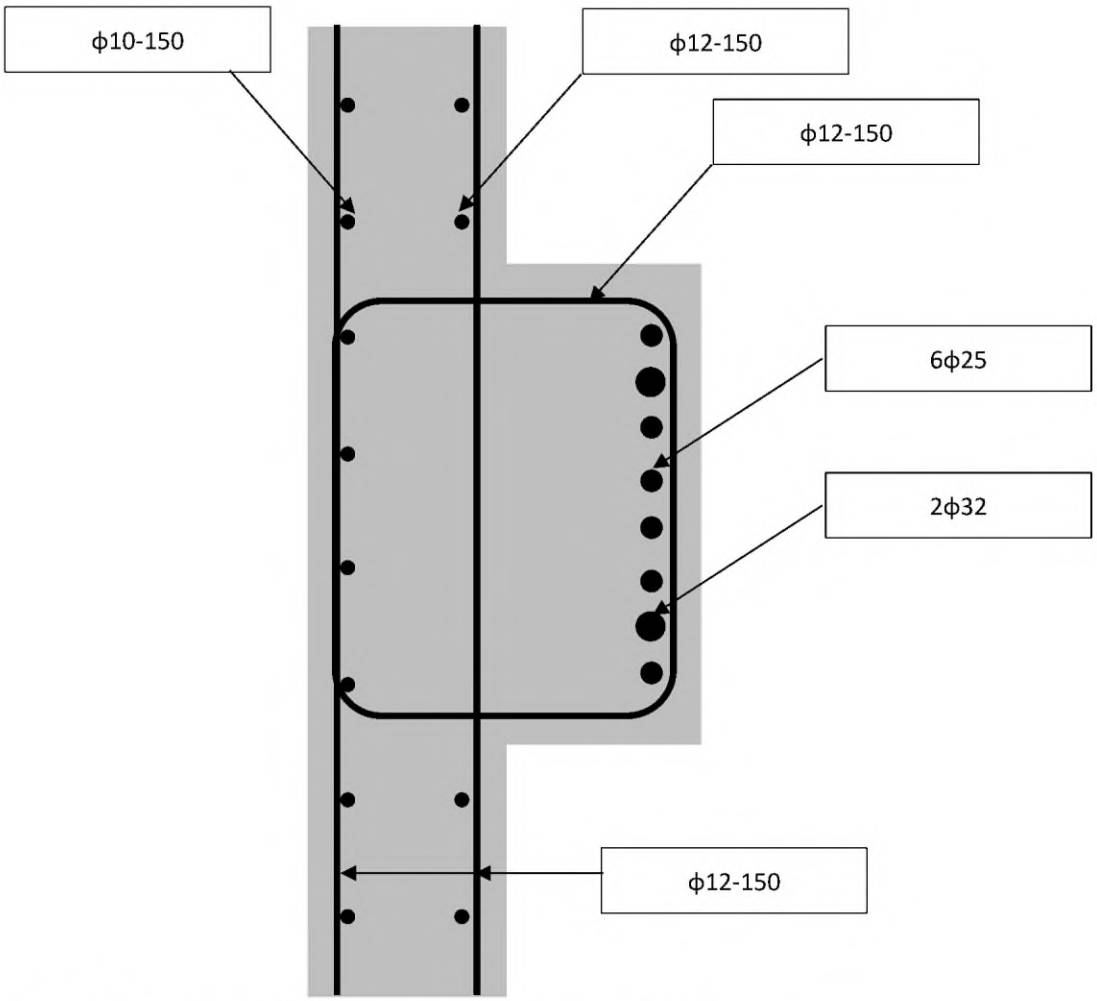
Noemenswaardige negatieve (rood in de figuur) momenten doen zich niet voor in een van de berekende situaties. Een gedetailleerde beschouwing van de krachtswerking in de wand (T-ligger analogie) bij een negatief buigend moment wordt daarom niet ondernomen. Er wordt ook in deze situatie gerekend met een meewerkende breedte van 1,5 m, met dien verstande dat dit slechts betrekking heeft op de in rekening te brengen wapening. Wanneer de rib zich in de drukzone bevindt wordt daarom gerekend met een breedte van de drukzone van 700 mm, maar wordt daaraan alle trekwapening toegekend die zich binnen de totale meewerkende flensbreedte van 1,5 m bevindt.

Wapening betonconstructie

Uit de ontwerprapportage van de kademuren (1993) [37] volgt:

- Betonkwaliteit B25 => RBK (RWS): gelijkwaardig aan C20/25.
- Milieuklasse 2, dekking 50 mm, w_{max} = 0,30 mm.
- Wapening FeB500 HWL.
- Er is in het oorspronkelijk ontwerp gerekend met een overall veiligheidsfactor van 1,7 die in de doorsnedetoetsing in rekening is gebracht. Deze veiligheidsfactor drukt zowel de onzekerheid in de materiaaleigenschappen als ook de onzekerheid in de belastingen uit.

Een wapeningstekening is niet in de archiefstukken aangetroffen. Ook in de berekeningsrapportage is geen wapeningschets opgenomen. Uit de berekeningsrapportage wordt – met alle denkbare voorbehouden – afgeleid dat waarschijnlijk onderstaande wapeningsconfiguratie is toegepast:

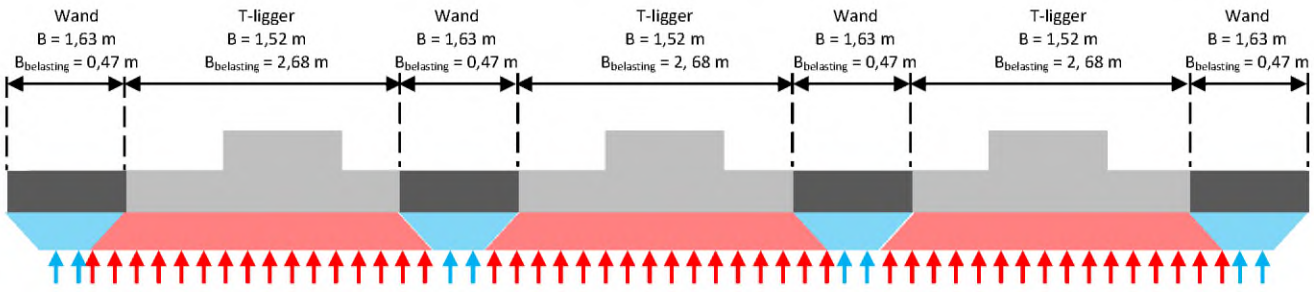


Figuur 4-67 Interpretatie wapening betonkern sectie 267-4

Afdracht belastingen naar T-ligger

De oorspronkelijke ontwerpberekeningen gingen ervan uit dat 90% van de horizontale belasting tegen de wand door de T-liggers werd gedragen [37]. Omdat volgens huidige rekenregels de T-ligger smaller dient te worden verondersteld, wordt deze verhouding enigszins aangepast. Voor de stijfheidsverhouding tussen T-ligger en de dunne wand wordt daarom in voorliggende berekening 85/15 aangehouden.

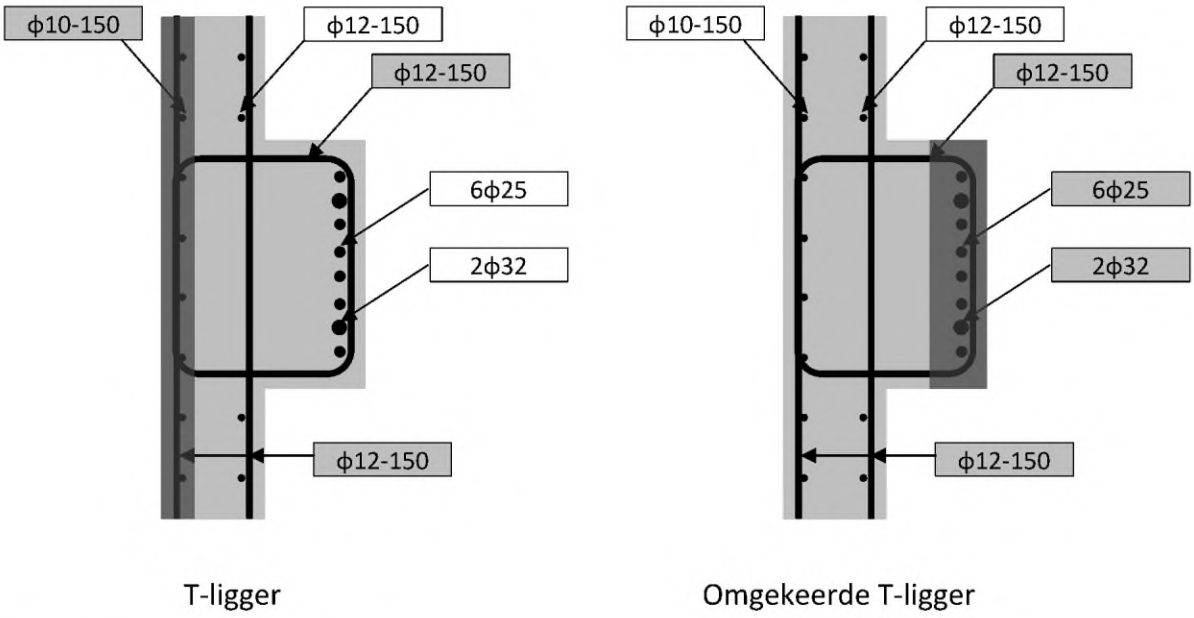
Bij een stramienmaat van 3,15 m trekt de T-ligger zodoende belasting naar zich toe van 2,68 m kadelengte. De dunne wand trekt belasting aan van 0,47 m. De T-ligger is 1,52 m breed, het resterende deel van de wand is 1,63 m breed. De breedte- en belastingsverhoudingen zijn weergegeven in onderstaande afbeelding:



Figuur 4-68 Schematisering afdracht belasting naar T-liggers

Sterkte betonconstructie

Voor de bepaling van het bezwijkmoment van de gewapend betonnen doorsnede zijn onderstaande situaties doorgerekend. De donkergrijze vlakken zijn de drukzones, de witte tekstvakken geven de actieve wapening weer:



Figuur 4-69 Druk- en trekzones

Er wordt geen normaalkracht meegenomen. Direct boven het anker is deze namelijk niet aanwezig. De voorspanning wordt naar beneden afgedragen. Verder wordt uitgegaan van milieuklasse XC4 (carbonatatie: wisselend nat/droog).

De berekeningsresultaten staan in onderstaande tabel weergegeven. De berekening is weergegeven in Bijlage F.

Tabel 4-35 Berekeningsresultaten constructieve toetsing

	T-ligger	Omgekeerde T-ligger
$B_{drukzone}$ [mm]	1520	700
As,1.1 (1e laag)	6 ϕ 25	10 ϕ 10
d1.1 [mm]	426	433
As,1.2 (1e laag, bijleg)	2 ϕ 32	
d1.2 [mm]	422	
Mu [kNm]	743	147
M_{bgt} bij w_{max} [lkNm]	325	88
M_{ugt} bij w_{max} [lkNm]	553	150

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

Sectie 267-4 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 268. Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,31 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m bodemdaling waardoor is gerekend met een MHW van NAP +12,41 m. De gehanteerde waterstanden zijn weergegeven in Tabel 4-36. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de grondwaterstand aan de binnenzijde niet hoger kan zijn dan het maaiveldniveau en wordt de grondwaterstand gelijk gesteld aan 0,2 m-mv.

Tabel 4-36 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP268

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+12,23 (0,2 m-mv)
MHW (+0,1m)	+12,41	+8,0
HBN (+0,1m)	+12,93	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 267-4 zijn meerdere boringen en sonderingen beschikbaar. De bodemopbouw is overwegend zandig maar er is een klei- en zavelpakket aanwezig. De gehanteerde bodemschematisering volgt uit het in 1992 uitgevoerde stabiliteitsonderzoek [32]:

> *"Aan de achterzijde van de muur is tot een niveau van NAP +7 à 8 m een plaatselijk sterk puinhoudende zandlaag aanwezig. Beneden deze zandlaag bevindt zich een circa 3 à 4 m dik zavel- en kleipakket waarvan de basis is gelegen op een niveau van NAP +4 à 5 m. Beneden het klei- en zavelpakket gaat de bodemopbouw over in de pleistocene zandondergrond die is opgebouwd uit matig tot zeer grof puinhoudend zand."*

De gehanteerde bodemschematisatie met bijbehorende parameters is weergegeven in Tabel 4-37. De parameters zijn bepaald aan de hand van tabel 2.b uit NEN 9997-1[5], CUR2003-7[7] en ervaringswaarden.

Tabel 4-37 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, matig	mv	18/20	0	30,0	0	30.000	30.000	90.000	0,5	1,09E05	1,3E-04
Klei, zwak zandig	+8,0	18/18	5	22,5	0	3.000	3.000	9.000	0,8	2,2E04	6,4E-04
Zand, Pleistoceen	+4,0	18/20	0	30,0	0	30.000	30.000	90.000	0,5	1,09E05	1,3E-04

Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

Ontbrekende informatie

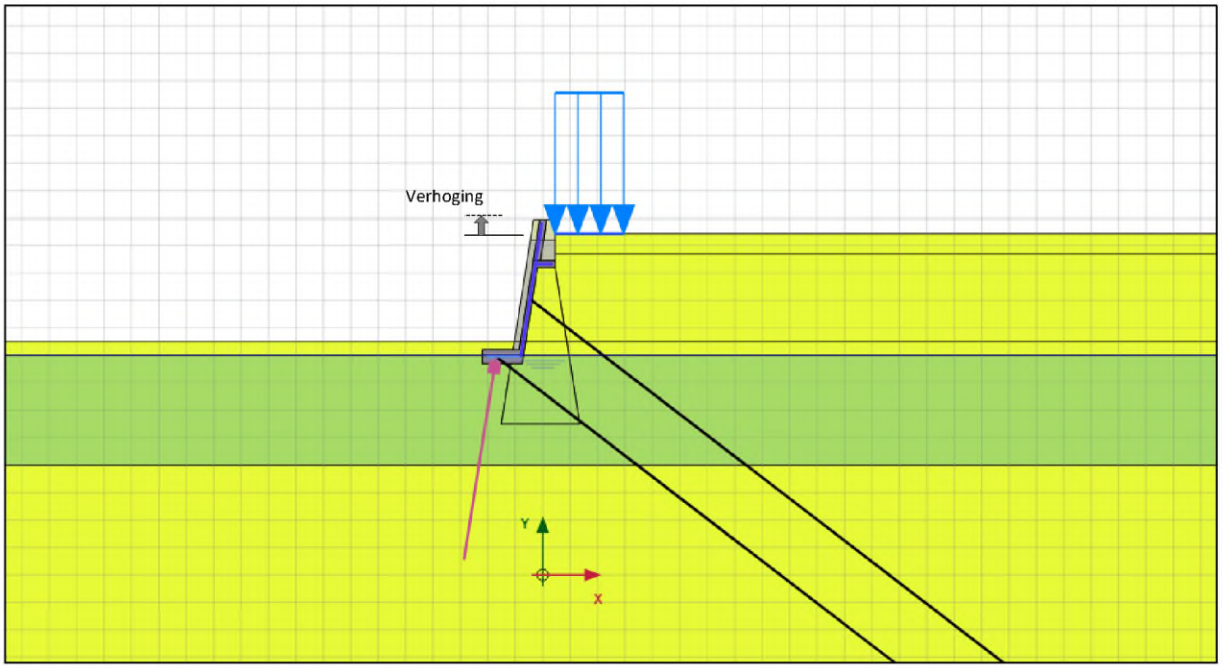
Voor deze sectie is voldoende informatie beschikbaar voor een geotechnische beschouwing. Vooralsnog is het veilige uitgangspunt dat de oude gewichtsmuur niet wordt meegenomen in de berekeningen. Indien de oude gewichtsmuur moet worden meegenomen in de berekening, ontbreekt de informatie over het exacte niveau van de onderzijde van deze muur.

Daarnaast is er enige onzekerheid met betrekking tot het toegepaste anker. Het ankertype in het bestek [35] komt niet overeen met het ankertype uit de ontwerprapportage van M.U.C. [38]. Omdat het rapport van M.U.C. van een latere datum is, is het ankertype uit dat rapport toegepast in de berekeningen. De lagere staalsterkte die vermoedelijk is toegepast vergt dikkere ankerstaven, die daardoor tevens stijver zijn waardoor deze in de berekeningen iets hogere krachten zullen ontwikkelen. De gekozen aanpak is daarmee conservatief.

4.4.2 Resultaten

Resultaten Plaxis

Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is het Plaxis-model opgezet. Figuur 4-70 geeft een impressie weer van het berekeningsmodel. In de figuur is de contour van de oude gewichtsmuur zichtbaar, maar deze maakt geen onderdeel uit van de berekening. De gewichtsmuur is in het Plaxis-model als grond gemodelleerd.

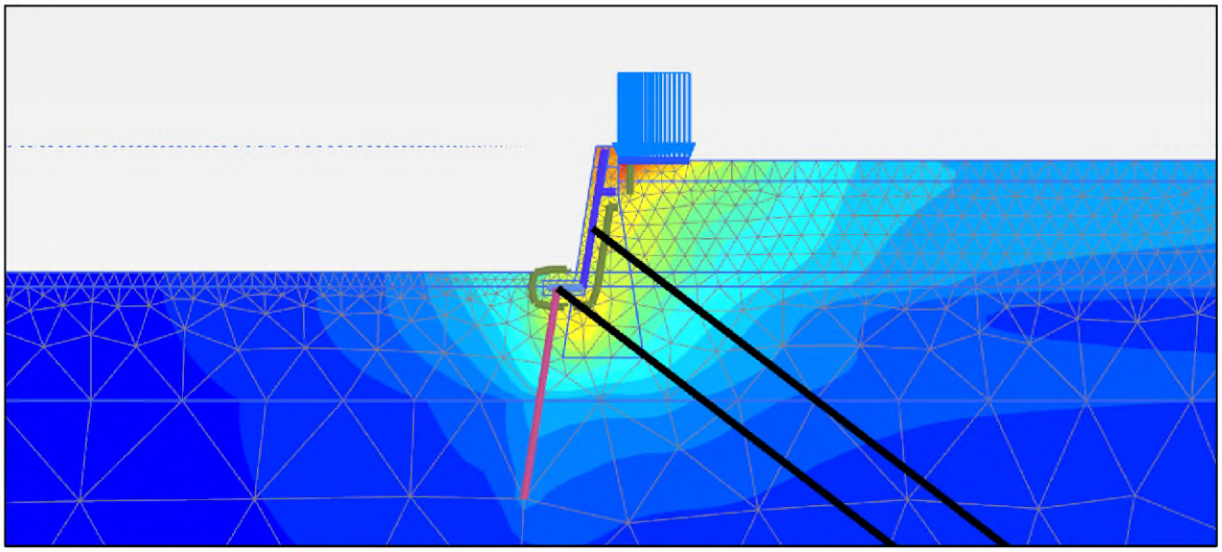


Figuur 4-70 Berekeningsmodel sectie 267-4

In de figuur is tevens te zien dat de betonkern in het rekenmodel is verlengd tot boven het huidige niveau van de constructie. Dit is het niveau dat nodig is voor zichtjaar 2075.

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de berekeningen volgt dat de kadeconstructie geotechnisch stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. In Figuur 4-71 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val), welke maatgevend is voor de stabiliteit van de constructie, te zien waarbij een voorspanning in de ankers wordt toegepast van 280 kN conform het ontwerprapport [38].



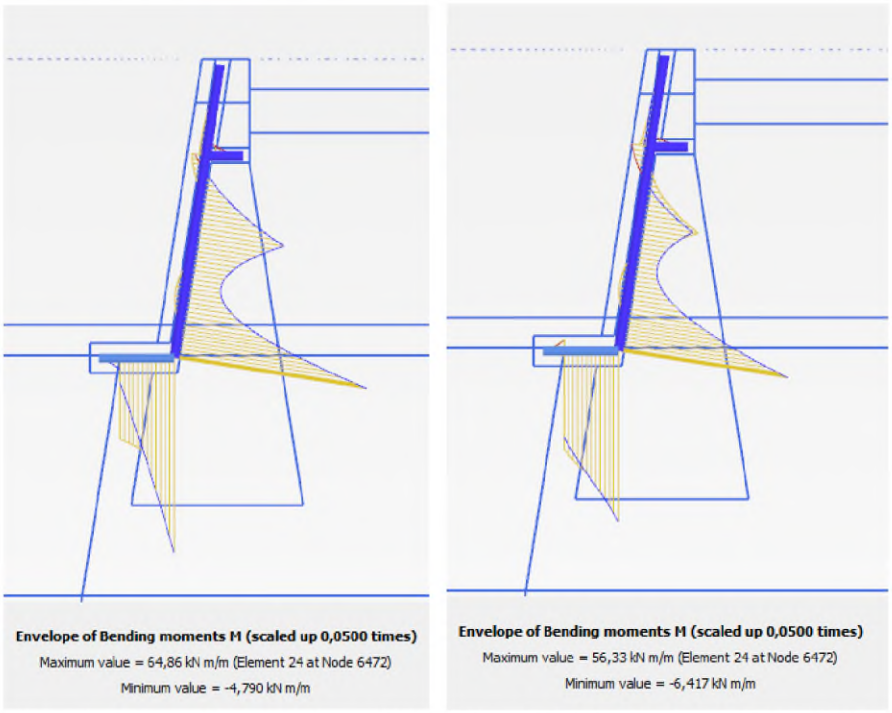
Figuur 4-71 Resultaat STBU (FoS = 1,86)

De paalfundering in combinatie met de verankering zorgt ervoor dat ook onder maatgevende omstandigheden de constructie goed op zijn plek blijft. Bij een voorspanning van 280 kN blijft de verplaatsing beperkt tot maximaal 0,01 m in BGT.

De maximale ankerkracht ligt in de orde van 310 kN. Uitgaande een ankerbuis Ø52 mm met een wanddikte van 14,2 mm en een staalkwaliteit S355 conform de rapportage van M.U.C. [38] na corrosiereductie een capaciteit van 351 kN. De verankering heeft voldoende capaciteit.

Wapeningscontrole

De momenten in de constructie zijn weergegeven in onderstaande afbeeldingen. Links de situatie peil na val, rechts de situatie met HBN.



Figuur 4-72 Omhullende momentlijnen in stap 5 (UGT) voor peil na val (links) en HBN (rechts)

De maatgevende momenten in de wand bedragen:

Tabel 4-38 Momenten uit Plaxis model, uitwendige belastingen UGT (Sweco)

Positie	Draagwerking	Na val, $M_{E;d}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;d}$ [kNm/m]	Na val, $M_{E;k}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;k}$ [kNm/m]
Aansluiting op vloer	T-ligger	64,9	56,3	54,3	53,5
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger	-4,7	-6,4	-4,4	-5,7

Deze waarden dienen te worden vermenigvuldigd met de breedte van 2,68 m waarover de T-ligger belasting aantrekt. Dit geeft de volgende tabel:

Tabel 4-39 Totale momenten in T-ligger, uitwendige belastingen UGT (Sweco)

Positie	Draagwerking	Na val, $M_{E;d}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;d}$ [kNm/m]	Na val, $M_{E;k}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;k}$ [kNm/m]
Aansluiting op vloer	T-ligger	173,9	150,9	145,5	143,4
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger	-12,6	-17,2	-11,8	-15,3

Bij het bepalen van de weerstand van de betonwanden zijn geen normaalspanningen meegenomen. Vanuit de ankers wordt een drukkracht ingeleid. Deze heeft een beperkt positief effect op de weerstand. De controle van de langswapening is weergegeven in Bijlage F. De unity checks bedragen:

Tabel 4-40 Unity checks (UGT)

Positie	Draagwerking	PnV, UGT U.C.	HBN, UGT U.C.	PnV, BGT U.C.	HBN, BGT U.C.
Aansluiting op vloer	T-ligger, $M_{r;d}$ = 546 kNm, $M_{r;k}$ = 214	0,23	0,20	0,45	0,44
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger, $M_{r;d}$ = 298 kNm	0,02	0,03	0,06	0,07

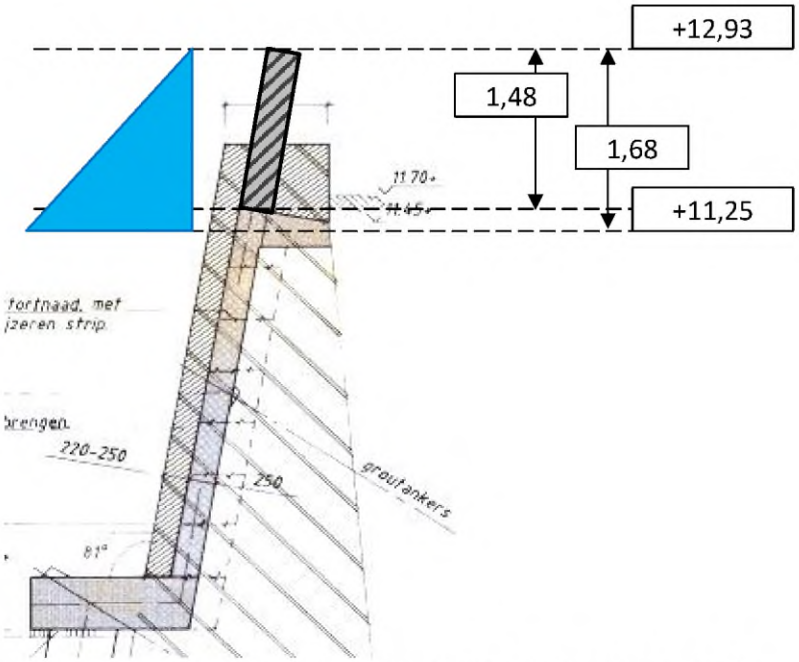
Alle unity checks voldoen.

De dwarskrachtcapaciteit van de rib met beugelwapening bedraagt $V_{Rd,s}$ = 251 kN. De maximaal optredende dwarskracht bedraagt circa 81 kN/m ter plaatse van de aansluiting wand-vloer. De T-ligger trekt belasting aan van 2,68 m van de wand, dus totaal 217 kN. De U.C. bedraagt dan 217/251 = 0,86. Dit voldoet.

Verbinding ophoging aan bestaande betonconstructie

Er is nog geen principiële keuze gemaakt over de vormgeving van de ophoging. Zowel glaspanelen in sponningen als ook een doorgaande betonnen wand zijn opties die nog in overweging zijn. In geval van glaspanelen zullen er staanders worden toegepast waardoor de krachtsdoorgifte discreet (gelokaliseerd ter plaatse van verbindingen aan de onderbouw) plaatsvindt. Echter, dergelijke staanders zullen een relatief korte hart-op-hart-afstand hebben wegens beperkingen aan de afmetingen van glaspanelen. Derhalve wordt aangenomen dat een dergelijke discrete krachtsinleiding zich relatief gelijkmatig effectueert. Op basis daarvan kan de verbinding in deze fase van het ontwerp berekend worden als een continue verbinding.

De doorsnede met ophoging ziet er schematisch als volgt uit:



Figuur 4-73 Principedoorsnede verhoging bestaande constructie

De afstand vanaf de hartlijn van de nok tot bovenkant ophoging bedraagt 1,68 m. De waterdruk levert dan een buigend moment van 7,90 kNm/m op basis van karakteristieke waarde van de waterbelasting. De rekenwaarde van het buigend moment bedraagt 1,65 * 7,90 = 13,03 kNm/m.

De wapeningsconfiguratie is weergegeven in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** in paragraaf 4.4.1. De r elevante gegevens van de betondoorsnede zijn:

- H_{beton} = 250 mm;
- Dekking = 50 mm;
- $D_{langswapening}$ = 12 mm;
- $D_{hoofdwapening}$ = 10 mm;
- $f_{y,d}$ = 435 N/mm^2;
- Betonsterkteklasse B25 => C20/25 hanteren.

De momentcapaciteit van de betondoorsnede bedraagt:

- Mu = 39,7 kNm/m;
- MBGT,w = 26,0 kNm/m (buigend moment waarbij een scheurwijdte van 0,30 mm wordt bereikt).

Vrep=14,1
Vd = 1.65* 14.1 = 23.27

Tabel 4-41 Unity checks (UGT en BGT)

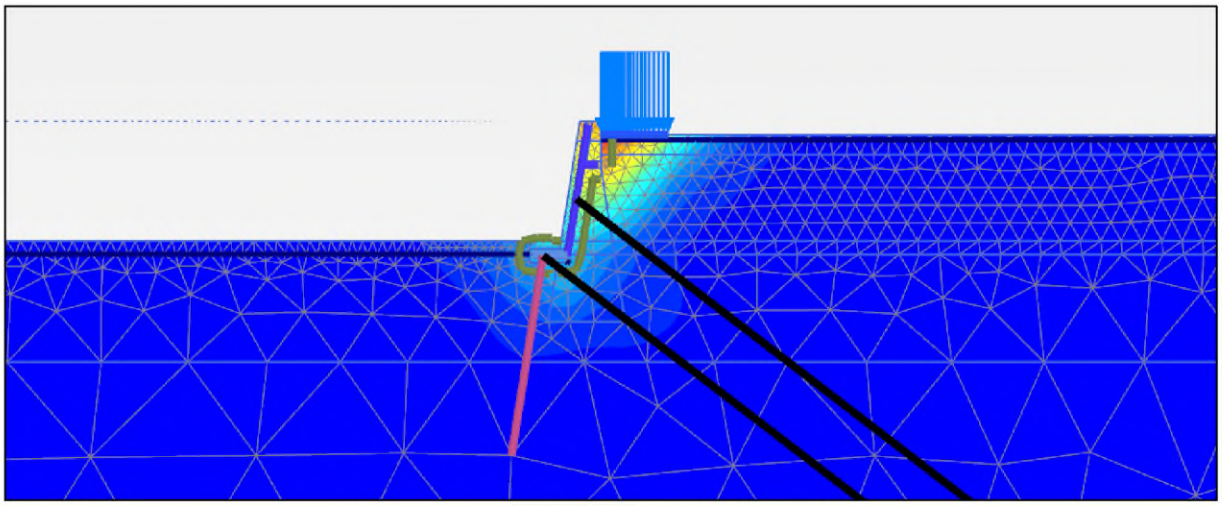
Positie	Interne kracht	Opneembaar	HBN, U.C
Wand, t.h.v. hartlijn nok	M_d = 13,03 kNm/m	M_u = 39,7 kNm/m	0,30
Wand, t.h.v. hartlijn nok	M_{BGT} = 7,90 kNm/m	$M_{BGT,wmax}$ = 26,0 kNm/m	0,33

De constructie voldoet ruimschoots op buigend moment. Omdat de UC's laag zijn is er voldoende zekerheid dat eventuele ongunstiger krachtsinleiding ten gevolge van, bijvoorbeeld, toepassen van glaspanelen met staanders opneembaar is, mits de staanders ordegrootte 1 m hart-op-hart geplaatst worden.

Uit verkennende berekening met Hilti-software is gebleken dat de buigende momenten opneembaar zijn te maken met ingelijmde ankers met dezelfde diameter en hart-op-hart-afstand als de in de kop van de wand aanwezige wapening. Een wapeningsdetail wordt in een volgende fase nader uitgewerkt. De aanwezigheid van de nok aan de bovenkant van de constructie geeft voldoende ontwerpvrijheid om een functionerende verbinding te realiseren.

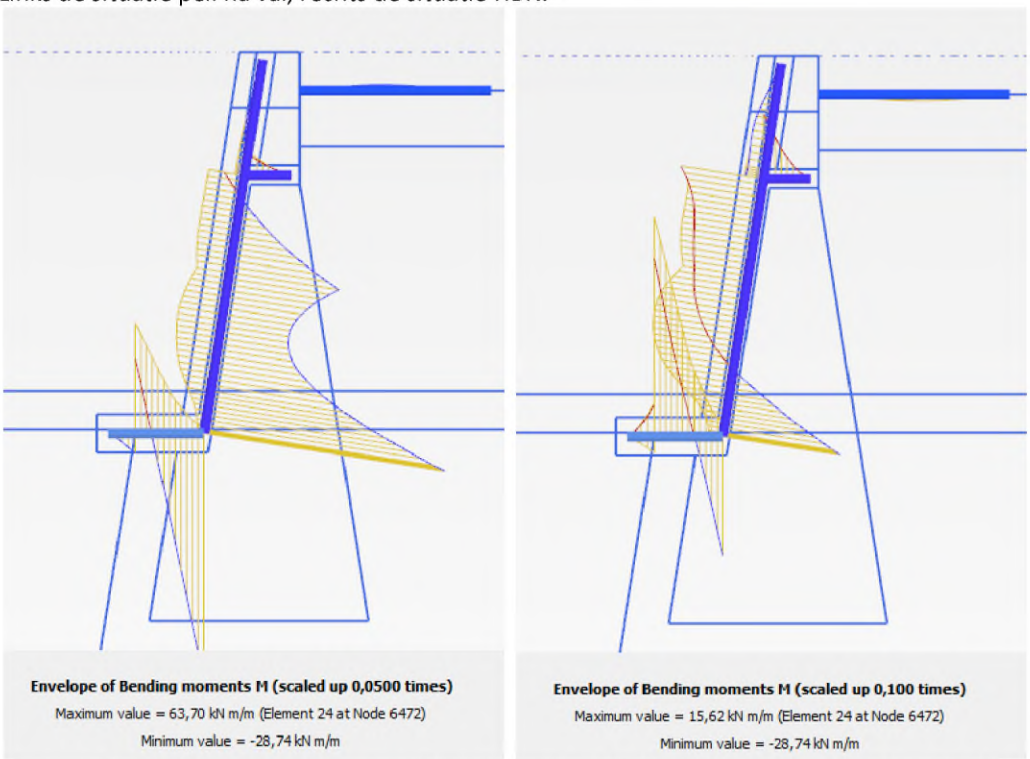
Gevoeligheidsanalyse voorspanning

Om te inventariseren wat het effect is van het voorspannen van de ankers is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd waarin geen voorspanning in de ankers is gemodelleerd. In Figuur 4-74 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (situatie peil na val) te zien zonder voorspanning in de ankers.



Figuur 4-74 Resultaat verplaatsingen STBU geen voorspanning (FoS = 1,77)

Uit de resultaten volgt dat de constructie nog steeds geotechnisch stabiel is. De verplaatsing neemt wel toe tot maximaal 0,05 m in BGT. De momenten in de constructie zijn weergegeven in onderstaande afbeeldingen. Links de situatie peil na val, rechts de situatie HBN.



Figuur 4-75 Omhullende momentlijnen in stap 5 (UGT) voor peil na val (links) en golfslag (HBN) (rechts) zonder voorspanning

4.4.3 Conclusie sectie 267-4

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen. Op basis van de berekeningsresultaten wordt vastgesteld dat de huidige constructie in de maatgevende situatie (peil na val) geotechnisch voldoet aan de gestelde eisen voor wat betreft de algehele stabiliteit van de constructie, ankerkrachten en de vervorming/verplaatsing van de constructie. Vanuit constructief oogpunt is voor de onderkant van de wand de situatie peil na val maatgevend. Ter hoogte van de verankering en de verbinding met de verhoging is HBN maatgevend. De constructie voldoet op alle onderdelen aan de sterkte-eisen. Zodoende wordt het, op basis van de gehanteerde archiefinformatie en onder het voorbehoud dat de door ons gehanteerde uitgangspunten in de veldonderzoeken correct blijken, mogelijk geacht de bestaande constructie te behouden en te versterken bij blootstelling aan belastingen behorend bij de hoogteopgave voor zichtjaar 2075.

Aanvullende informatiebehoefte

Voor deze sectie is veel informatie beschikbaar inclusief as-built-tekeningen. Desondanks is er een informatiebehoefte.

- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren.
- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaande uit onderzoek naar de aard en conditie van de verankering. Alle andere informatie die eenvoudig tijdens dit onderzoek kan worden bepaald om de overige uitgangspunten te valideren.

Advies

Op basis van de huidige analyse voldoet sectie 267-4 en is de versterking door middel van het verhogen van de constructie haalbaar. Geadviseerd wordt te verifiëren of deze conclusie van toepassing blijft met de geüpdatete uitgangspunten op basis van de resultaten van de onderzoeken.

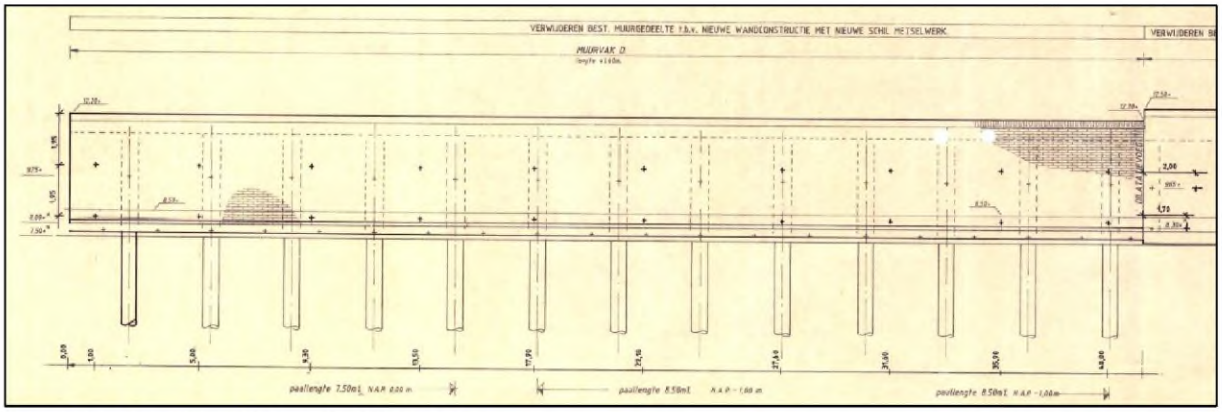
4.5 Sectie 268-1

In voorliggend hoofdstuk is sectie 268-1 beschouwd.

4.5.1 Uitgangspunten

Geometrische en constructieve uitgangspunten

Sectie 268-1 betreft de sectie tussen dijkpaal 268+011 en 268+053 ter plaatse van de Maaskade. De constructie is vergelijkbaar met sectie 267-4 en ook versterkt in de jaren '90. Echter is dit gedeelte van de kade niet op palen gefundeerd. Reden hiervoor is dat tijdens het aanbrengen van de funderingspalen problemen zijn ondervonden met het op diepte komen van de palen [36]. Tijdens de versterking van de kade in jaren '90 is de nieuwe betonconstructie aan de oude gewichtsmuur gehangen door middel van een zogenaamde hangwandconstructie. Om deze reden heeft de oude gewichtsmuur ook een functie en dient deze gemodelleerd te worden in de Plaxis-berekening. Van sectie 268-1 is geen dwarsprofiel beschikbaar. Het lengteprofiel van sectie 268-1 is weergegeven in Figuur 4-76. Opgemerkt dient te worden dat het in Figuur 4-76 lijkt alsof de constructie op palen is gefundeerd terwijl dit in werkelijkheid niet het geval is.



Figuur 4-76 Lengteprofiel sectie 268-1 [35]

De gehanteerde geometrische uitgangspunten voor sectie 268-1 zijn weergegeven in Tabel 4-42

Tabel 4-42 Geometrische uitgangspunten sectie 267-4

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld voorzijde (waterzijde)	NAP +8,5 m
Hoogte maaiveld achterzijde (landzijde)	NAP +11,7 m
Bovenkant muur	NAP +12,2 m
Dikte wand (beton)	250 mm
Dikte wand (metselwerk)	250 mm
Bovenzijde vloer	NAP +8,2 m
Onderzijde vloer	NAP +7,7 m
Helling muur ten opzichte van verticaal	9°
Onderkant gewichtsmuur	NAP +5,50 m
Bovenste anker:	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +10,25 m
• Hoek t.o.v. verticaal	37,5°
• Hart-op-hart-afstand	4,20 m

Eigenschap	Waarde
• Lengte ankerstaven	16,00 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant groutlichaam	NAP +0,0 m
• Lengte groutlichaam	5,0 m
Onderste anker	
• Ankerstaven	
• Ankerniveau	NAP +8,25 m
• Hoek t.o.v. verticaal	37,5°
• Hart-op-hart afstand	4,20 m
• Lengte akerstaven	13,20 m
• Groutlichaam	
• Bovenkant grout	NAP +0,0 m
• Lengte groutlichaam	5,0 m

Net als voor sectie 267-4 is in de Plaxis-berekening rekening gehouden met een voorspanning van 280 kN in de ankers en een EA van $2{,}08*10^5$ kN per anker.

De in Tabel 4-43 weergegeven eigenschappen betreffen de elementen die worden aangetroffen in de voor het VO beschouwde sectie.

Tabel 4-43 Eigenschappen embedded beams

	Groutlichaam	Eenheid
E	$10*10^6$	[kN/m²]
γ	5	[kN/m³]
Vorm	Rond	[-]
D	0,2	[m]
$L_{spacing}$	4,2	[m]
T_{skin}	100	[kN/m]
T_{lat}	5	[kN/m]
F_{max}	0	[kN]

Waarin:

E *elasticiteitsmodulus [kN/m²];*

γ *volumegewicht [kN/m³];*

D *diameter [m];*

$L_{spacing}$ *h.o.h.-afstand [m];*

T_{skin} *axiale schachtwrijving [kN/m];*

T_{lat} *laterale schachtwrijving [kN/m];*

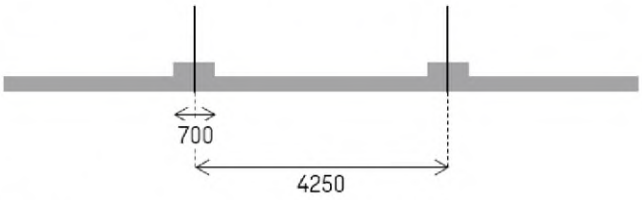
F_{max} *puntweerstand [kN].*

Nieuwe constructie

Conform TUN [45] dient sectie 268-1 een ontwerphoogte van NAP +12,84 m te krijgen voor zichtjaar 2075. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +12,94 dient te krijgen. Om deze ontwerphoogte te realiseren zijn in het Plaxis-model het metselwerk en de betonkern verlengd. Achter de muur is het maaiveld verhoogd tot 0,5 m onder de ontwerphoogte. Dit resulteert in een maaiveldniveau van NAP +12,44 m. Het ophoogmateriaal is gemodelleerd als matig gepakt zand.

Schematisering betonconstructie

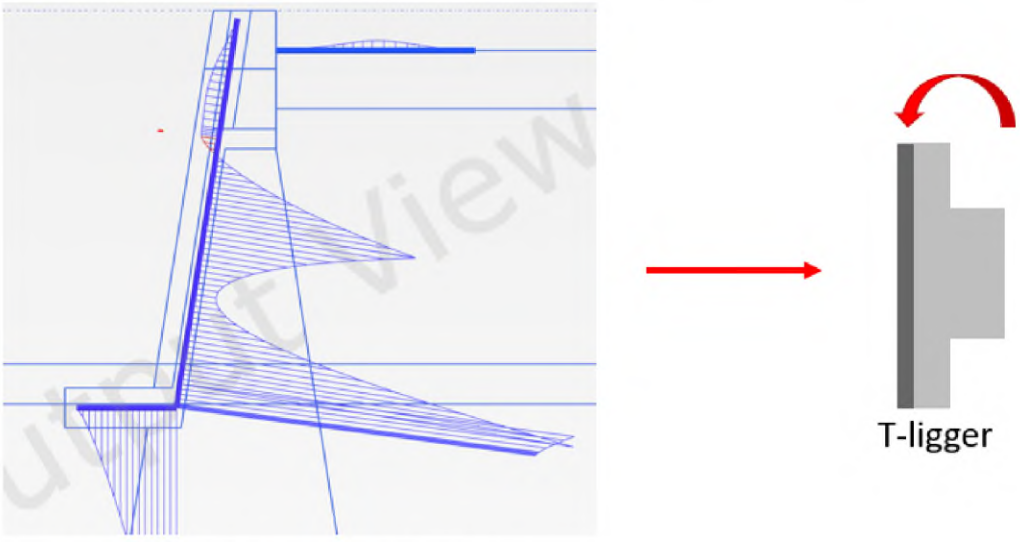
De bovenste ankers zijn aangebracht in een stramien van 4,25 m. Achter iedere paal is de wand aan de achterzijde verstijfd met een rib waarvan het principedetail in bovenaanzicht getoond wordt:



Figuur 4-77 Doorsnede T-ligger [67]

De wand met rib is op te vatten als een T-ligger, evenals de wand behorende bij sectie 267-4. Bij een lage rivierwaterstand ondergaat de T-ligger een buigend moment dat de wapening in de rib op trek belast. De wand – voor zover deze deel uitmaakt van de T-ligger – bevindt zich dan in de drukzone. De meewerkende flensbreedte is afhankelijk van de hart-op-hart-afstand van de ribben en van de overspanning van de ligger.

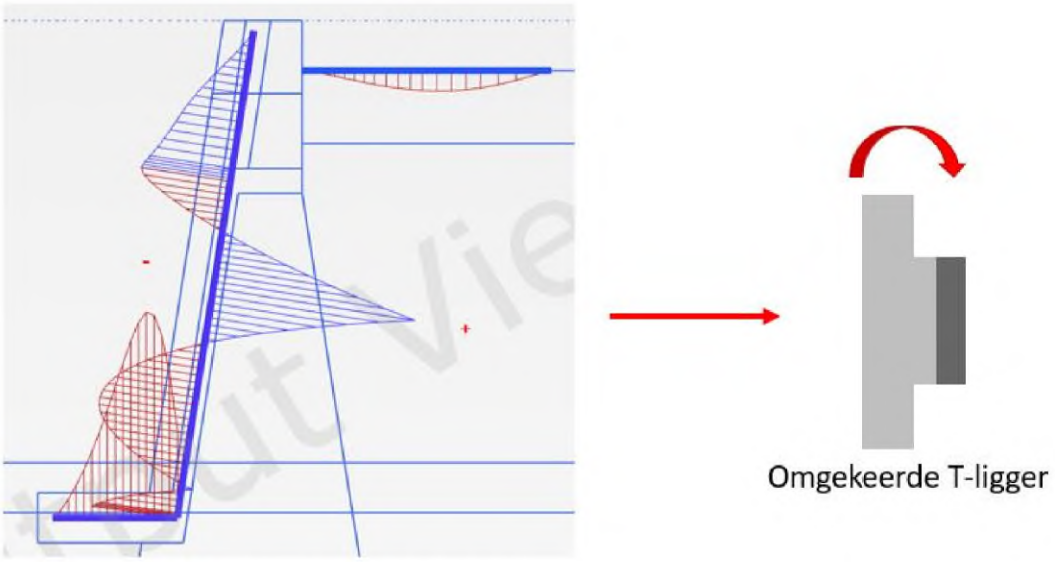
De meewerkende breedte is afhankelijk van de afstand tussen de momentennulpunten. In onderhavige situatie is die afstand niet op voorhand exact te bepalen. Echter kan conform NEN-EN 1992-1-1 [8] Figuur 5.2 een inschatting worden gemaakt. De afstand van het bovenste anker tot de bovenkant van de wand wordt ingeschat op L = 1,75 m.



Figuur 4-78 Momentlijn Plaxis druk in wand

Het buigend moment ter plaatse van het bovenste anker wordt gehanteerd. De situatie nabij de aansluiting met de vloer levert weliswaar de kortste afstand, maar wordt niet als maatgevend gezien vanwege de monoliete verbinding met de vloer waardoor de gehele wand daar constructief meewerkt. De afstand (dagmaat) tussen de ribben bedraagt 3,55 m. Met vergelijking 5.7 uit NEN-EN1992-1-1 volgt hieruit een totale flensbreedte van 1,5 m.

Dezelfde situatie blijkt ook maatgevend voor de situatie waarin de rib zich in de drukzone bevindt, in het rode gebied boven in de wand:



Figuur 4-79 Momentlijn Plaxis druk in rib

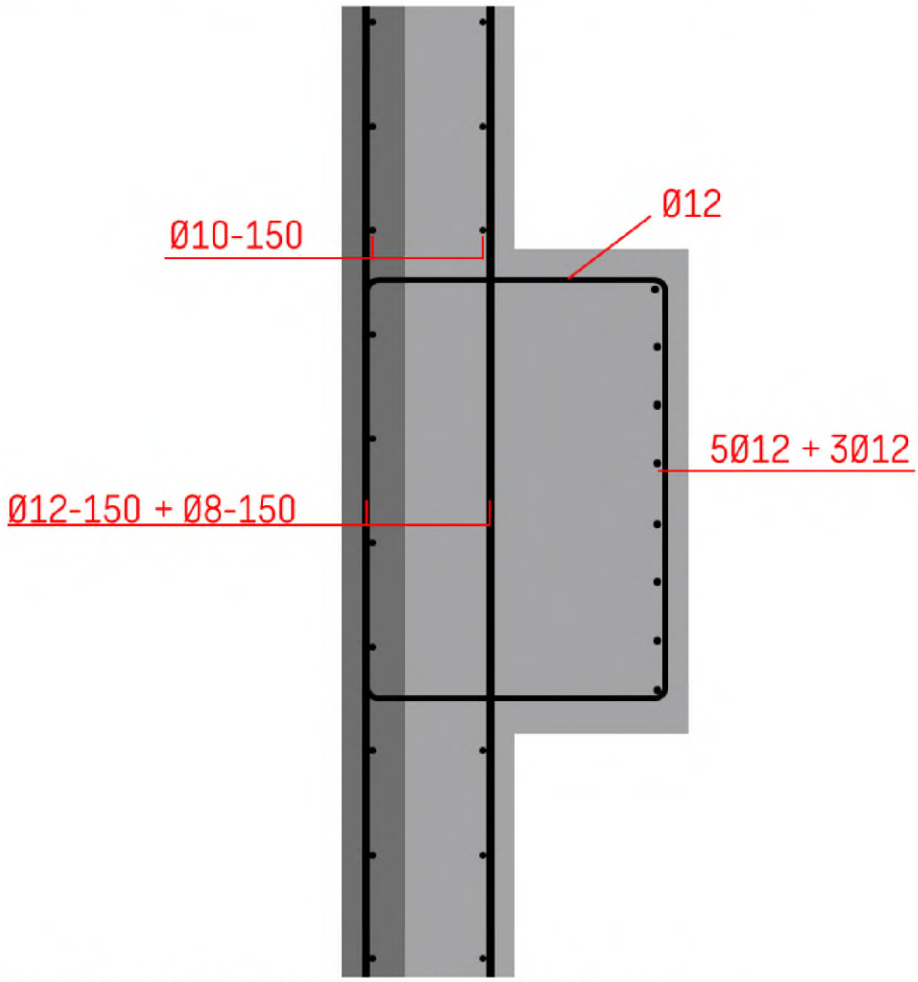
Er wordt ook in deze situatie gerekend met een meewerkende breedte van 1,5 m, met dien verstande dat dit slechts betrekking heeft op de in rekening te brengen wapening. Wanneer de rib zich in de drukzone bevindt wordt daarom gerekend met een breedte van de drukzone van 700 mm, maar wordt daaraan alle trekwapening toegekend die zich binnen de totale meewerkende flensbreedte van 1,5 m bevindt.

Wapening betonconstructie

Uit de ontwerprapportage van de kademuren (1993) [37] volgt:

- Betonkwaliteit B25 => RBK (RWS): gelijkwaardig aan C20/25.
- Milieuklasse 2, dekking 50 mm, w_{max} = 0,30 mm
- Wapening FeB500 HWL
- Er is in het oorspronkelijk ontwerp gerekend met een overall veiligheidsfactor van 1,7 die in de doorsnedetoetsing in rekening is gebracht. Deze veiligheidsfactor drukt zowel de onzekerheid in de materiaaleigenschappen als ook de onzekerheid in de belastingen uit.

Een wapeningstekening is niet in de archiefstukken aangetroffen. Ook in de berekeningsrapportage is geen wapeningschets opgenomen. Uit de berekeningsrapportage wordt – met alle denkbare voorbehouden – afgeleid dat waarschijnlijk onderstaande wapeningsconfiguratie is toegepast:



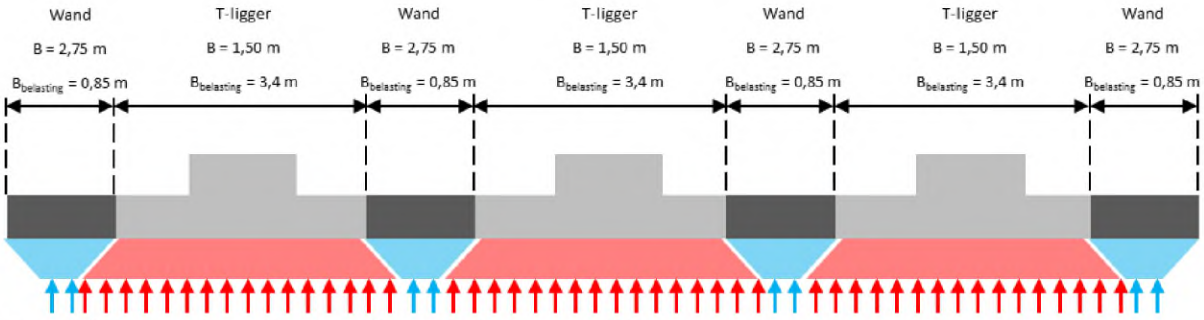
Figuur 4-80 Interpretatie wapening betonkern sectie 268-1

Afdracht belastingen naar T-ligger

Het aandeel van de belasting dat door de T-ligger en door de wand wordt aangetrokken wordt bepaald aan de hand van de traagheidsmomenten van de secties:

$a_{T\text{-}balk}$ = (250*700*375 + 1500*250*125)/(1500*250+700*250) = 205 mm
$I_{T\text{-}balk}$ = 1/12*700*250^3 + (375-205)^2*700*250 + 1/12*1500*250^3 + (205-125)*1500*250 = 1,46*10^6 mm^4
I_{wand} = 1/12*2750*250^3 = 3,58*10^9 mm^4
$I_{T\text{-}balk}/I_{wand}$ = 80/20

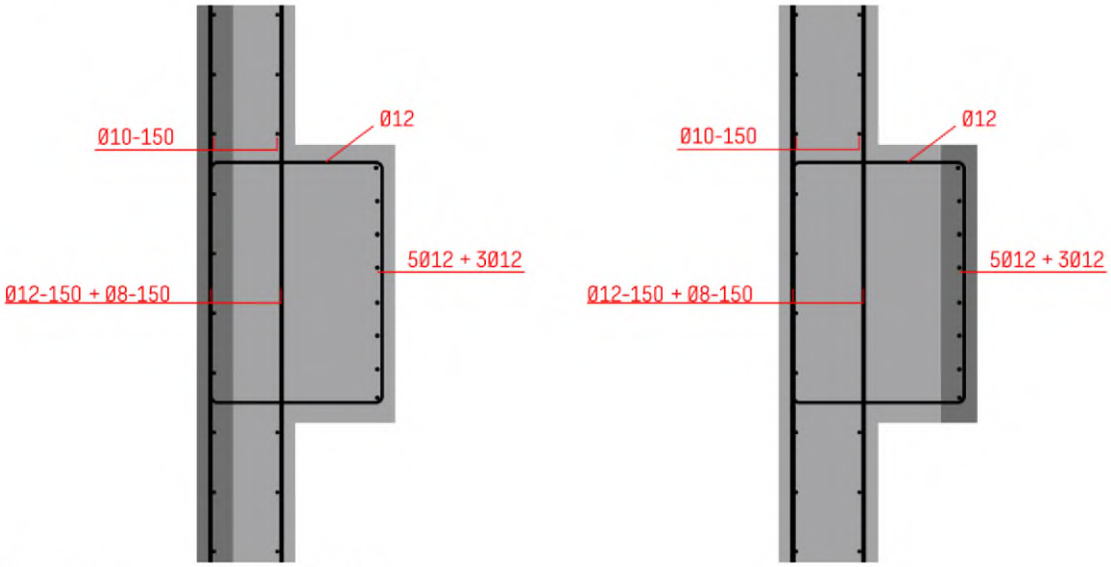
Bij een stramienmaat van 4,25 m trekt de T-ligger zodoende belasting naar zich toe van 3,4 m kadelengte. De dunne wand trekt belasting aan van 0,85 m. De T-ligger is 1,5 m breed, het resterende deel van de wand is 2,75 m breed. De breedte- en belastingsverhoudingen zijn weergegeven in onderstaande afbeelding:



Figuur 4-81 Schematisering afdracht belasting naar T-liggers

Sterkte betonconstructie

Voor de bepaling van het bezwijkmoment van de gewapend betonnen doorsnede zijn onderstaande situaties doorgerekend. De donkergrijze vlakken zijn de drukzones, de witte tekstvakken geven de actieve wapening weer:



Figuur 4-82 Druk- en trekzones

Er wordt geen normaalkracht meegenomen. Direct boven het anker is deze namelijk niet aanwezig. De voorspanning wordt naar beneden afgedragen. Verder wordt uitgegaan van milieuklasse XC4 (carbonatatie: wisselend nat/droog).

De berekeningsresultaten staan in Tabel 4-44 weergegeven. De berekening is uitgevoerd in Bijlage F.

Tabel 4-44 Berekeningsresultaten constructieve toetsing

	T-ligger	Omgekeerde T-ligger
$B_{drukzone}$ [mm]	1500	700
As,1.1 (1e laag)	5 ϕ 12	10 ϕ 10
d1.1 [mm]	432	433
As,1.2 (1e laag, bijleg)	3 ϕ 12	
d1.2 [mm]	432	
Mu [kNm]	176	143
M_{bgt} bij w_{max} [kNm]	111	102
M_{ugt} bij w_{max} [kNm]	189	204

De bezwijkmomenten van de doorsneden bedragen 176 respectievelijk 143 kNm. De onderste regel in de tabel toont de rekenwaarde van de buigende momenten waarbij de scheurwijdtetoets nog net voldoet. Deze momenten zijn groter dan de bezwijkmomenten. Hieruit volgt dat de sterkte van de doorsnede het maatgevende toetsingscriterium is: voldoet de constructie op sterkte, dan voldoet deze ook op scheurwijdte.

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

Sectie 268-1 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 268. Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,31 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m bodemdaling waardoor is gerekend met een MHW van NAP +12,41 m. De gehanteerde waterstanden zijn weergegeven in Tabel 4-45. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de grondwaterstand aan de binnenzijde niet hoger kan zijn dan het maaiveldniveau en wordt de grondwaterstand gelijk gesteld aan mv – 0,2 m.

Tabel 4-45 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP268

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+12,24 (mv - 0,2 m)
MHW (+0,1 m)	+12,41	+8,0
HBN (+0,1 m)	+12,93	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Voor de bodemopbouw ter plaatse van sectie 268-1 is dezelfde bodemopbouw gebruikt als voor sectie 267-4. De gehanteerde bodemopbouw is weergegeven in Tabel 4-46. Opgemerkt dient te worden dat deze bodemopbouw is gebaseerd op oude sonderingen en boringen waardoor er getwijfeld kan worden aan de betrouwbaarheid van dit grondonderzoek. In het vervolg van dit rapport zal nog een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd waarin gebruik is gemaakt van een andere bodemopbouw.

Tabel 4-46 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters

Grondlaag	b.k. laag	γ/γ_{sat}	c'	ϕ'	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	G_0^{ref}	$\gamma_{0,7}$
	[m NAP]	[kN/m³]	[kPa]	[°]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]
Zand, matig	mv	18/20	0	30,0	0	30.000	30.000	90.000	0,5	1,09E05	1,3E-04
Klei, zwak zandig	+8,0	18/18	5	22,5	0	3.000	3.000	9.000	0,8	2,2E04	6,4E-04
Zand, Pleistoceen	+4,0	18/20	0	30,0	0	30.000	30.000	90.000	0,5	1,09E05	1,3E-04

Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*

c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*

ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*

ψ *Hoek van dilatantie [°];*

E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*

E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*

E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*

m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*

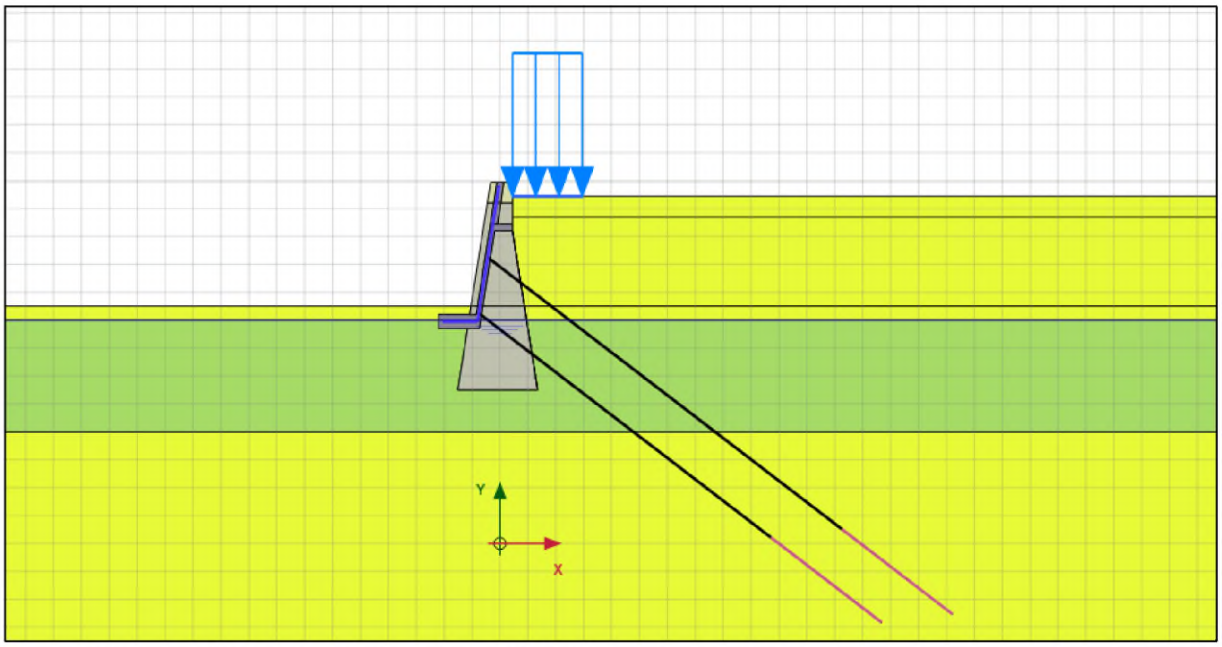
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*

$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

4.5.2 Resultaten

Resultaten Plaxis

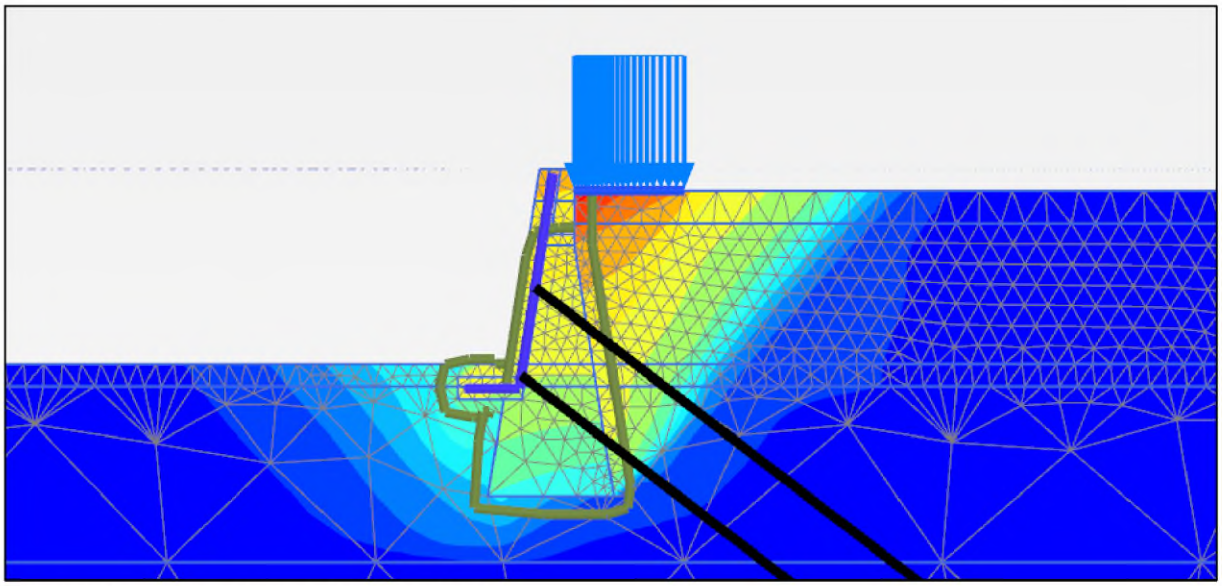
Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is het Plaxis-model opgezet. In Figuur 4-83 is een impressie weergegeven van het berekeningsmodel. Zichtbaar is dat de gewichtsmuur in dit model wel is gemodelleerd.



Figuur 4-83 Plaxis berekeningsmodel sectie 268-1

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend, peil na val, MHW en HBN. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de krachtswerking in de (verhoogde) constructie te bepalen.

Uit de berekening volgt dat de kadeconstructie in de maatgevende situatie (peil na val) geotechnisch stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. In Figuur 4-84 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val) te zien.

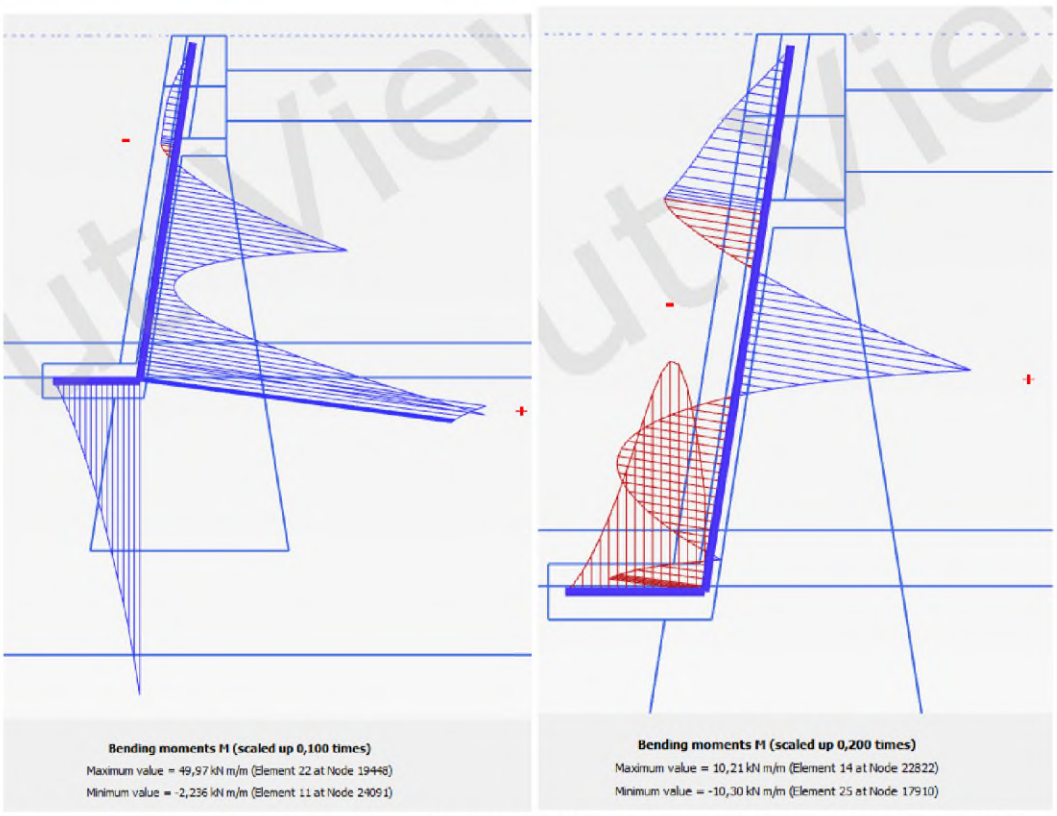


Figuur 4-84 Resultaat STBU (FoS = 1,09)

De vervorming ter plaatse van de bovenkant van de constructie is gelijk aan circa 0,03 m in BGT. In de situatie MHW bedraagt de FoS 2,02. De krachten in zowel het bovenste als onderste anker bedragen circa 500 kN. Dit is meer dan de capaciteit van het anker van 350 kN zoals berekend bij sectie 267-4. Het ontwerprapport van M.U.C. [38] lijkt geen rekening te houden met een corrosiereductie. Dit kan een indicatie zijn dat corrosiebescherming is toegepast. In het geval het anker niet gecorrodeerd is, heeft het anker voldoende capaciteit. Dit dient echter gevalideerd te worden door middel van het constructieve onderzoek.

Controle langswapening

De momenten in de constructie zijn weergegeven in onderstaande afbeeldingen. Links de situatie peil na val, rechts de situatie met HBN.



Figuur 4-85 Omhullende momentlijnen in stap 5 (UGT) voor peil na val (links) en HBN (rechts)

De maatgevende momenten in de wand bedragen:

Tabel 4-47 Momenten uit Plaxis-model, uitwendige belastingen UGT (Sweco)

Positie	Draagwerking	Na val, $M_{E;d}$ [kNm/m]	MHW, $M_{E;d}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;d}$ [kNm/m]
Aansluiting op vloer	T-ligger	50,0	12,7	10,2
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger	-2,2	-5,9	-10,3

Deze waarden dienen te worden vermenigvuldigd met de breedte van 3,4 m waarover de T-ligger belasting aantrekt. Dit geeft de volgende tabel:

Tabel 4-48 Totale momenten in T-ligger, uitwendige belastingen UGT (Sweco)

Positie	Draagwerking	Na val, $M_{E;d}$ [kNm]	MHW, $M_{E;d}$ [kNm]	HBN, $M_{E;d}$ [kNm]
Aansluiting op vloer	T-ligger	170	43,2	34,7
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger	-7,5	-20,1	-35,0

Bij het bepalen van de weerstand van de betonwanden zijn geen normaalspanningen meegenomen. Vanuit de ankers wordt een drukkracht ingeleid. Deze heeft een beperkt positief effect op de weerstand. De wapeningscontrole is uitgevoerd in Bijlage F. De unity checks bedragen:

Tabel 4-49 Unity checks (UGT)

Positie	Draagwerking	PnV, U.C.	MHW, U.C.	HBN, U.C
Aansluiting op vloer	T-ligger, $M_{r;d}$ = 176 kNm	0,97	0,25	0,20
Tussen vloer en anker	Omgekeerde T-ligger, $M_{r;d}$ = 143 kNm	0,05	0,14	0,24

Alle unity checks voldoen ruimschoots.

De dwarskrachtcapaciteit van de rib van de T-ligger bedraagt $V_{Rd,s}$ = 256 kN (zie Bijlage F). De maximaal optredende dwarskracht bedraagt circa 82 kN/m ter plaatse van de aansluiting wand-vloer.
De T-ligger trekt belasting aan van 2,68 m van de wand, dus totaal 217 kN. De U.C. bedraagt dan 217/256= 0,85. Dit voldoet.

Gevoeligheidsanalyse bodemopbouw

In het berekeningsmodel weergegeven in Figuur 4-83 is gebruik gemaakt van dezelfde bodemopbouw als voor sectie 267-4. Op basis van het beschikbare grondonderzoek kan er ook een andere bodemopbouw worden gehanteerd. Deze bodemopbouw is gebaseerd op sondering S2 [34] en boring 9 [32] en is weergegeven in Tabel 4-50.

Tabel 4-50 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters (gevoeligheidsanalyse)

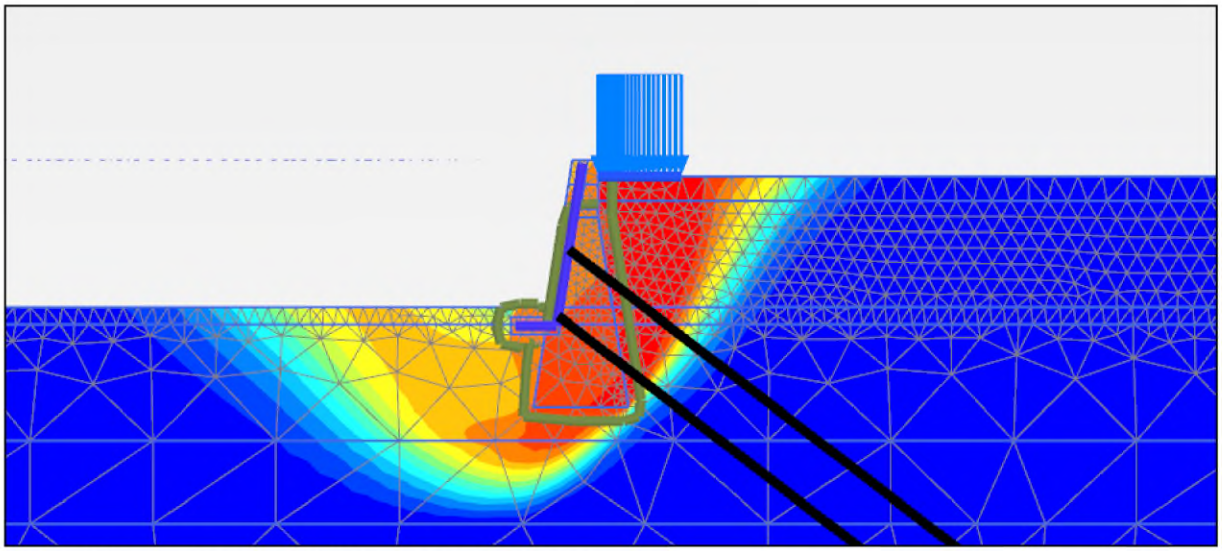
Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, zwak siltig	mv	18/20	0	27,0	0	35.000	35.000	140.000	0,5	89.000	1,7E-05
Klei, zavel	+8,00	18/18	5	22,5	0	3.000	3.000	12.000	0,8	8.000	6,2E-04
Klei, matig*	+4,50	17/17	5	17,5	0	2.000	2.000	8.000	0,8	13.000	4,1E-04
Zand, Pleistoceen	+2,00	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	286.000	2,0E-05

**In de laag klei, matig is een POP aangehouden van 20 kN/m²*

Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

Uit de resultaten volgt dat indien deze grondopbouw gehanteerd wordt de constructie geotechnisch niet stabiel is. In Figuur 4-86 is het resultaat van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val) te zien.



Figuur 4-86 Resultaat STBU gevoeligheidsanalyse

In de figuur is te zien dat de constructie onderuitglijdt vanwege het gebrek aan weerstand aan de passieve zijde van de constructie. Hieruit kan worden opgemaakt dat de constructie gevoelig is voor de gekozen bodemopbouw en dat voor de volgende fase nieuw grondonderzoek nodig is om te bepalen of de constructie stabiel is.

4.5.3 Conclusie sectie 268-1

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn gebruikt om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situaties peil na val en HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

Op basis van de berekeningsresultaten wordt vastgesteld dat de huidige constructie geotechnisch voldoet aan de gestelde eisen wat betreft de algehele stabiliteit van de constructie en de vervorming/verplaatsing van de constructie mits dezelfde bodemopbouw wordt gehanteerd als ter plaatse van sectie 276-4. Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt echter dat de constructie gevoelig is voor de gekozen bodemopbouw. Bij een bodemopbouw met minder weerstand aan de passieve zijde glijdt de constructie in de situatie peil na val onderuit vanwege het gebrek aan verticale ondersteuning in de vorm van funderingspalen. Zodoende wordt geadviseerd om nader grondonderzoek uit te voeren voordat met zekerheid kan worden vastgesteld dat de bestaande constructie behouden kan worden bij blootstelling aan belastingen behorend bij de hoogteopgave voor zichtjaar 2075. Vanuit constructief oogpunt is voor de vloer en onderkant L-wand peil na val maatgevend. Voor de verbinding van de demontabele kering is HBN maatgevend. De constructie voldoet op alle onderdelen aan de sterkte-eisen. Vanuit constructief oogpunt is voor de onderkant van de wand situatie peil na val maatgevend. Ter hoogte van de verankering en de verbinding met de verhoging is HBN maatgevend. De constructie voldoet op alle onderdelen aan de sterkte-eisen.

Aanvullende informatiebehoefte

Net als voor sectie 276-4 is voor sectie 268-1 veel informatie beschikbaar inclusief as-built-tekeningen. Desondanks is er een informatiebehoefte:

- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek

om de gehanteerde grondparameters te valideren. Dit is erg relevant aangezien uit de gevoeligheidsanalyse is gebleken dat de constructie hier gevoelig voor is.

- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaande uit onderzoek naar de aard en conditie van de verankering. Alle andere informatie die eenvoudig tijdens dit onderzoek kan worden bepaald om de overige uitgangspunten te valideren.

Advies

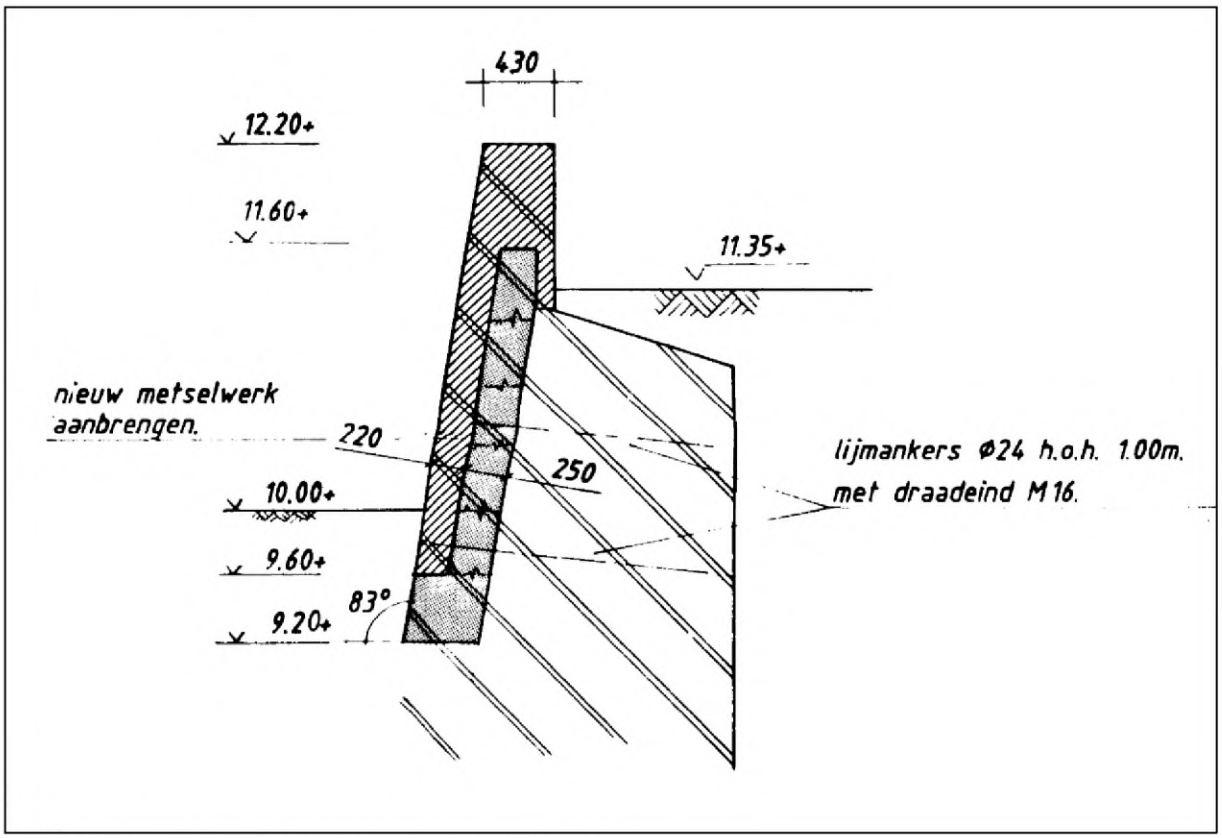
Op basis van de huidige analyse voldoet sectie 268-1 en is het mogelijk de constructie te versterken door middel van het ophogen van de constructie. Er dient hierbij echter te worden opgemerkt dat de constructie gevoelig is voor de gekozen bodemopbouw waardoor extra grondonderzoek nodig is om vast te stellen of de huidige uitgangspunten juist zijn.

4.6 Sectie 269-4

4.6.1 Uitgangspunten

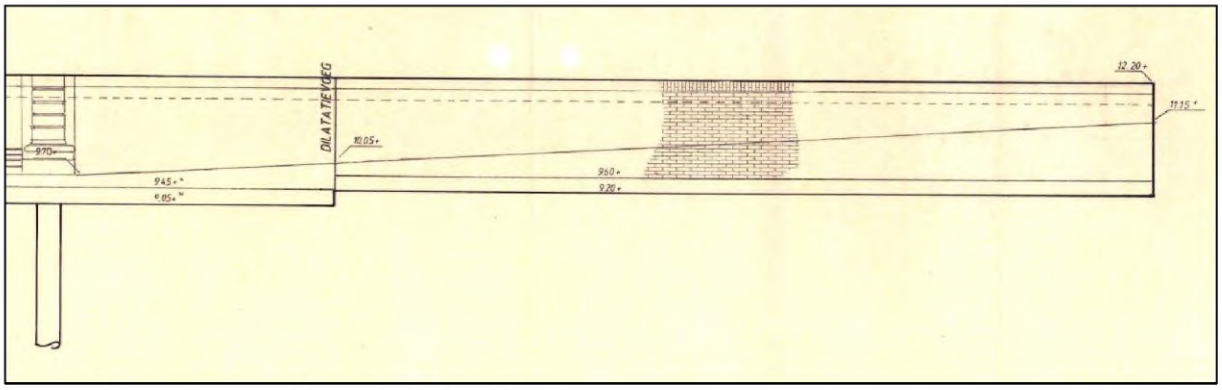
Geometrische en constructieve uitgangspunten

Sectie 269-4 bevindt zich tussen dijkpalen 269+067 en 269+096, oftewel tussen de Maaspoort en de coupure aan het einde van de Maaskade. De sectie bestaat uit een op staal gefundeerde, van metselwerk gemaakte, gewichtsmuur waar later, tijdens de versterking in de jaren '90, een betonnen wand voorlangs is aangebracht. Voor de betonnen wand is opnieuw metselwerk aangebracht. De oude gewichtsmuur, de betonkern en het nieuwe metselwerk zijn met elkaar voorbonden door middel van lijmankers. Een dwarsdoorsnede van de constructie is weergegeven in Figuur 4-87.



Figuur 4-87 Bestaande constructie sectie 269-4 [67]

In Figuur 4-88 is aan vooraanzicht van sectie 269-4 weergegeven. Het maaiveldniveau aan passieve zijde van de sectie loopt af van NAP +11,15 m tot NAP +9,70 m. Op de locatie waar het maaiveldniveau aan passieve zijde gelijk is aan NAP +10,05 m is ook een sprong in de constructie van 15 cm aanwezig. In voorliggende rapportage zijn daarom twee doorsnedes getoetst. De locatie waarvan het maaiveldniveau aan passieve zijde gelijk is aan NAP +9,70 m en onderkant constructie aan NAP +9,05 m en de locatie waar het maaiveldniveau aan passieve zijde gelijk is aan NAP +10,05 m en onderkant constructie aan NAP +9,20 m.



Figuur 4-88 Vooraanzicht sectie 269-4 [34]

De geometrische eigenschappen van sectie 269-4 zijn weergegeven in Tabel 4-51.

Tabel 4-51 Eigenschappen sectie 269-4

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld voorzijde (waterzijde)	NAP +9,70 (of +10,05) m
Hoogte maaiveld achterzijde (landzijde)	NAP +11,50 m (volgt uit inmeting 2024)
Nieuw metselwerk:	
• Bovenkant nieuwe metselwerk	NAP +12,16 m (volgt uit inmeting 2024)
• Onderkant nieuw metselwerk	NAP +9,45 m (of NAP +9,60 m)
• Dikte nieuw metselwerk	430 mm (bovenaan), 220 mm (midden)
Betonkern:	
• Bovenkant betonkern	NAP +11,60 m
• Onderkant betonkern	NAP +9,05 m (of NAP +9,20 m)
• Dikte betonkern	250 mm
Gewichtsmuur:	
• Bovenkant gewichtsmuur	NAP +11,5 m
• Onderkant gewichtsmuur	NAP +8,00 m
• Dikte gewichtsmuur	Circa 1,20 m (bovenzijde) of 2,05 m (onderzijde)
Helling muur ten opzichte van verticaal	7°

Op de tekening weergegeven in Figuur 4-87 is te zien dat er geen niveau onderkant gewichtsmuur is gegeven. Daarnaast is in de tekening ook niet duidelijk aangegeven of de gewichtsmuur ook stopt op het niveau waar de gewichtsmuur volgens de tekening stopt. Om deze reden is aangenomen dat onderkant gewichtsmuur op hetzelfde niveau ligt als de sectie voor de Maaspoort, sectie 268-3. Uit tekeningen [67] kan worden opgemaakt dat onderkant gewichtsmuur hier op NAP +8,00 m ligt. Deze waarde dient bevestigd te worden door middel van constructief onderzoek.

Nieuwe constructie

Conform TUN [45] dient sectie 269-4 een ontwerphoogte van NAP +12,79 m te krijgen voor zichtjaar 2075. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +12,89 dient te krijgen. Om deze ontwerphoogte te realiseren is in het Plaxis-model het metselwerk verlengd. Achter de muur is het maaiveld conservatief verhoogd met dezelfde afstand als de verhoging van de keerwand (0,73 m) om rekening te houden met eventuele verhoging van het maaiveldniveau in de toekomst. Dit resulteert in een maaiveldniveau van NAP +12,23 m. Het ophoogmateriaal is gemodelleerd als matig gepakt zand. Hoe het maaiveld achter de keerwand er exact uit komt te zien, dient nog nader te worden bepaald.

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

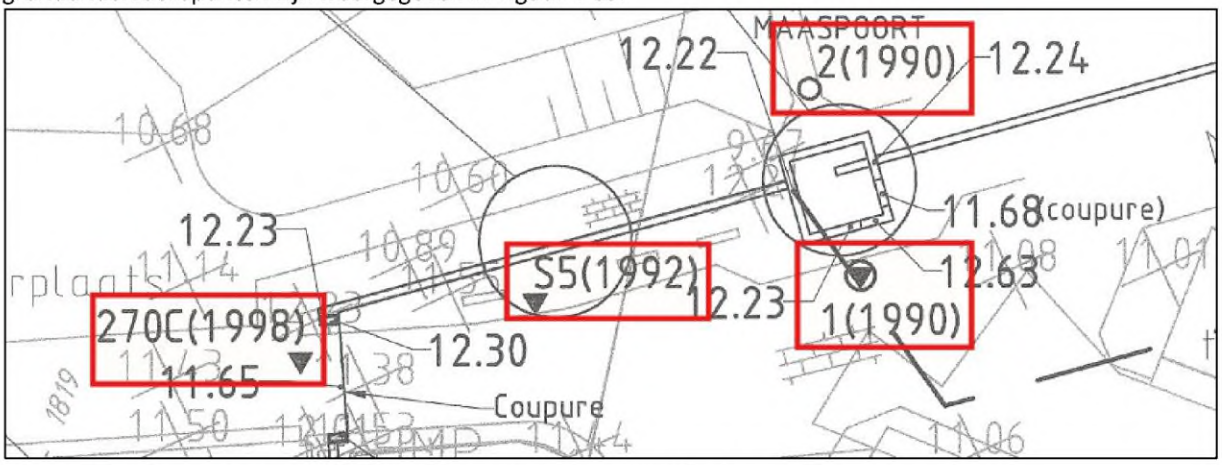
Sectie 269-4 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 269 Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,27 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m bodemdaling waardoor is gerekend met een MHW van NAP +12,37 m. De gehanteerde waterstanden zijn weergegeven in Tabel 4-36. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de grondwaterstand aan de binnenzijde niet hoger kan zijn dan het toekomstige maaiveldniveau en wordt de grondwaterstand gelijk gesteld aan 0,2 m-mv.

Tabel 4-52 In Plaxis-model gehanteerde waterstanden DP269

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,00	+8,00
Na val	+8,00	+12,03 (0,2 m-mv)
MHW (+0,1m)	+12,37	+8,00
HBN (+0,1m)	+12,89	+8,00

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 269-4 zijn enkele grondonderzoekspunten beschikbaar. Het beschikbare grondonderzoek ter plaatse van sectie 269-4 bestaat uit drie sonderingen en twee boringen. De locaties van de grondonderzoekspunten zijn weergegeven in Figuur 4-89.



Figuur 4-89 Locatie grondonderzoekspunten sectie 269-4 [46]

Ter plaatse van de Maaspoort zijn twee boringen uitgevoerd in 1990. Eén boring aan de hoge zijde van de keerwand en één boring aan de lage zijde van de keerwand. Ter plaatse van de hoge zijde is in 1990 op dezelfde locatie ook een sondering uitgevoerd. Het grondonderzoek aan de hoge zijde van de wand laat zien dat de bodemopbouw ter plaatse van de eerste 3,5 m voornamelijk uit zand bestaat gevolgd door circa 1,5 m kleiig zand. Vervolgens wordt circa 2 m klei gevonden waarna draagkrachtig zand wordt gevonden. De boring aan de lage zijde van de wand laat zien dat de bodemopbouw over de eerste 5 m uit kleiig zand bestaat. Sondering 5 is uitgevoerd in 1992 en laat zien dat de bodemopbouw vanaf 4 m -mv tot circa 6,5 m -mv uit matig gepakt klei bestaat gevolgd door draagkrachtig zand. Vanaf maaiveldniveau tot 4 m -mv is voorgeboord, helaas zijn hier geen resultaten van beschikbaar.
Sondering 270C is uitgevoerd ter plaatse van de coupure. De bodemopbouw is hier slapper vergeleken met de overige grondonderzoekspunten. De voorboorstaat schrijft voor dat vanaf maaiveldniveau (NAP +11,5 m) tot NAP +10,0 m de ondergrond voornamelijk bestaat uit zandige leem. Vervolgens wordt tot circa NAP +8,5 m fijn zand gevonden gevolgd door 2 m sterk kleiig zand tot NAP +6,5 m. Vanaf NAP +6,5 m wordt tot NAP +3,5 m matig gepakt klei gevonden. Vanaf NAP +3,5 m wordt draagkrachtig zand gevonden.

Op basis van bovenstaande bevindingen is een maatgevende bodemopbouw bepaald. Aangezien de situatie peil na val hoogstwaarschijnlijk maatgevend zal zijn, zal een bodemopbouw met een hoog gewicht aan actieve zijde van de wand maatgevend zijn. De bodemopbouw is weergegeven in Tabel 4-53. Deze bodemopbouw dient in een volgende fase te worden geverifieerd door middel van geotechnisch grondonderzoek.

Tabel 4-53 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters sectie 269-4

Grondlaag	b.k. laag	γ/γ_{sat}	c'	ϕ'	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	G_0^{ref}	$\gamma_{0,7}$
	[m NAP]	[kN/m³]	[kPa]	[°]	[°]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]
Zand, los	mv (+11,5)	17/19	0	30,0	0	15.000	15.000	60.000	0,5	1,09E+05	3,40E-05
Zand, sterk kleiig	+8,5	18/20	0	25,0	0	15.000	15.000	60.000	0,5	1,09E+05	7,50E-05
Klei, matig*	+6,5	17/17	5	17,5	0	2000	2000	8000	0,8	3,60E+04	3,60E-04
Zand, matig	+3,5	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	8,18E+05	3,80E-05

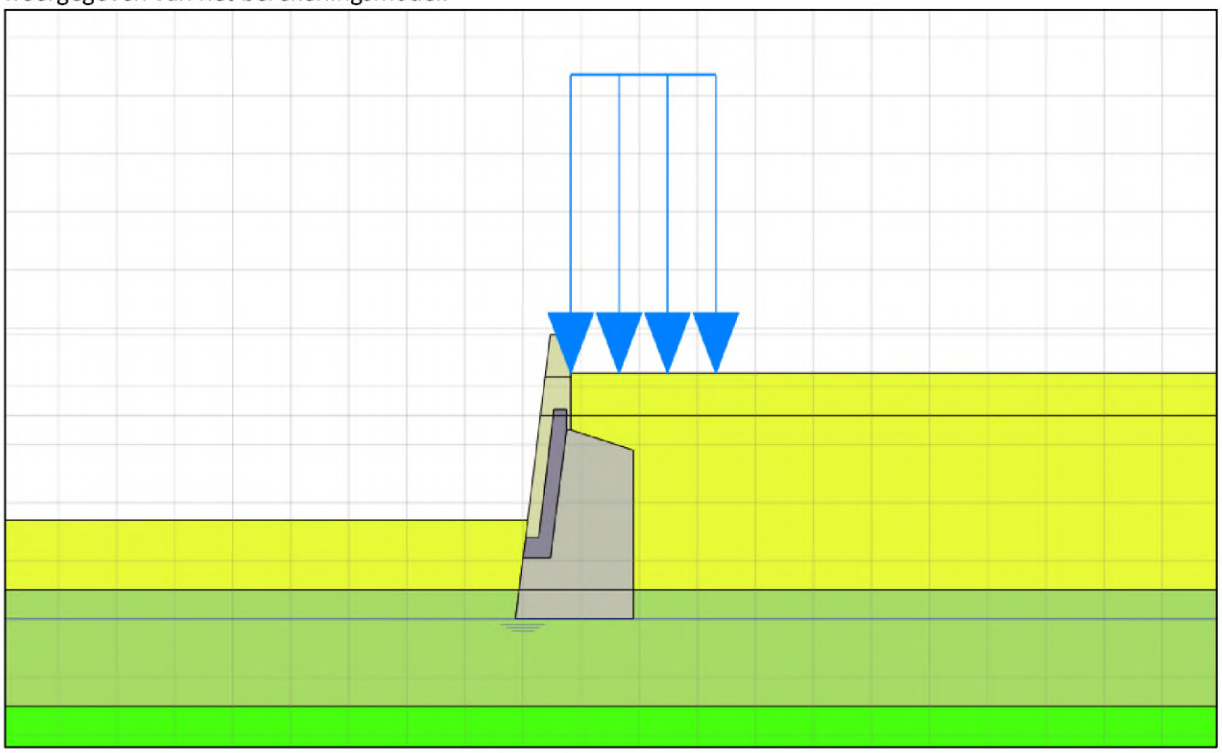
**In de kleilaag is een POP van 10 kN/m² gemodelleerd.*

Waarbij geldt:

γ_d/γ_n Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];
c' Effectieve cohesie [kN/m²];
ϕ' Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];
ψ Hoek van dilatantie [°];
E_{50}^{ref} Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];
E_{oed}^{ref} Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];
E_{ur}^{ref} Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];
m machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];
G_0^{ref} Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];
$\gamma_{0,7}$ De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].

4.6.2 Resultaten

Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is een Plaxis-model opgezet waarin het maaiveldniveau aan passieve zijde gelijk is aan NAP +9,70 en onderkant betonkern aan NAP +9,05 m. In Figuur 4-90 is een impressie weergegeven van het berekeningsmodel.

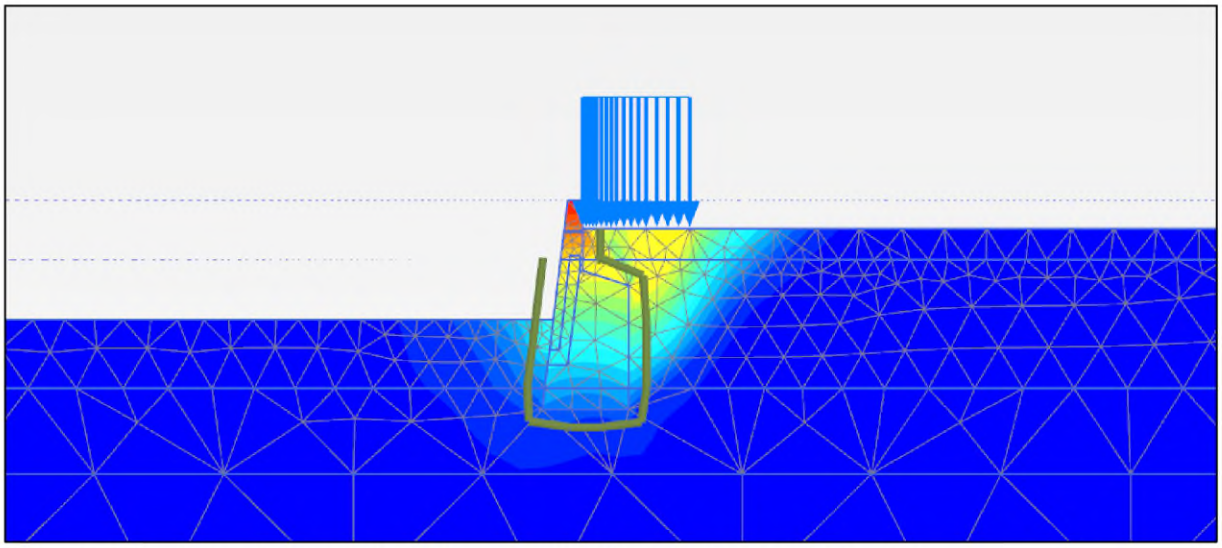


Figuur 4-90 Plaxis-berekeningsmodel sectie 269-4

In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de constructieve krachten in de constructie te bepalen. Aangezien de constructie een gewichtsmuur betreft is voornamelijk de stabiliteit van de constructie van belang is. De krachten in de constructie zijn om deze reden niet beschouwd.

Uit de berekening volgt dat de constructie geotechnisch niet stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. Aangezien het nog onduidelijk is hoe het maaiveld aan de actieve zijde van de keerwand er in de toekomst uit komt te zien is geïnventariseerd bij welk maaiveldniveau aan passieve zijde van de keerwand de constructie stabiel is. Hieruit volgt dat bij een maaiveldniveau van NAP +10,10 m (+0,4 m ten opzichte van voorgaande model) de constructie stabiel is. Indien het maaiveldniveau aan actieve zijde niet wordt verhoogd is de constructie geotechnisch wel stabiel bij een passief maaiveldniveau van NAP +9,70 m.

In Figuur 4-91 is het resultaat (de vervorming) van de buitenwaartse stabiliteitsanalyse (peil na val) weergegeven bij een maaiveldniveau van NAP +10,10 m aan passieve zijde. Uit de resultaten volgt dat er een FoS (Factor of Safety) van 1,03 geldt. De maximale verplaatsing aan de bovenzijde van de wand is gelijk aan circa 0,04 m in BGT.



Figuur 4-91 Resultaten STBU maaiveldniveau passieve zijde NAP +10,10 m (FoS = 1,03)

In Figuur 4-88 is weergegeven dat er halverwege de constructie een sprong van 0,15 m in de constructie aanwezig is. Daarnaast is het maaiveldniveau aan passieve zijde hier gelijk aan NAP +10,05 m. Om te inventariseren of de constructie hier wel voldoet indien het maaiveldniveau aan passieve zijde wordt verhoogd is ook hier een model van gemaakt. Uit de resultaten volgt dat de constructie ook hier niet voldoet. Opnieuw is geïnventariseerd hoeveel het maaiveldniveau aan passieve zijde van de keerwand dient te worden verhoogd om ervoor te zorgen dat de constructie stabiel is. Hieruit volgt dat bij een maaiveldniveau van NAP +10,10 m (+0,05 m ten opzichte van origineel model) de constructie opnieuw stabiel is. Er geldt dan opnieuw een FoS van 1,03.

4.6.3 Conclusie sectie 269-4

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situaties peil na val en MHW zijn doorgerekend om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen. De situaties peil na val en HBN zijn doorgerekend om de constructieve krachten in de constructie te bepalen. Aangezien de constructie een gewichtsmuur betreft is voornamelijk de stabiliteit van de constructie van belang is. De krachten in de constructie zijn om deze reden niet beschouwd.

Samenvatting resultaten en bevindingen

Uit de resultaten volgt dat in de situatie peil na val, oftewel de situatie waarin de buitenwaartse stabiliteit wordt beschouwd, de constructie niet stabiel is. In het model is echter rekening gehouden met een ophoging van het maaiveldniveau aan actieve zijde van de keerwand welke gelijk is aan de totale ophoging van de keerwand (0,73 m) om te voldoen aan de eisen voor zichtjaar 2075. Het is momenteel nog onduidelijk of en hoe het maaiveld er aan actieve zijde van de damwand uit komt te zien. Om deze reden is geïnventariseerd tot welk niveau het maaiveld aan passieve zijde verhoogd dient te worden om de constructie geotechnisch stabiel te krijgen. Hieruit volgt dat bij een maaiveldniveau van NAP +10,10 m aan passieve zijde de constructie stabiel is. Indien het maaiveldniveau aan actieve zijde van de keerwand niet wordt verhoogd is de constructie wel geotechnisch stabiel bij het huidige maaiveldniveau aan passieve zijde van NAP +9,70 m.

Aanvullende informatiebehoefte

Voor sectie 269-4 geldt de volgende informatiebehoefte:

- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren.
- Geohydrologisch onderzoek bestaande uit peilbuizen om meer inzicht te krijgen in de waterstand achter de muur en met name het gedrag van de grondwaterstand als gevolg van wijzigingen in de buitenwaterstand.
- Constructief onderzoek bestaande uit onderzoek naar niveau onderkant gewichtsmuur. Alle andere informatie die eenvoudig tijdens dit onderzoek kan worden bepaald om de overige uitgangspunten te valideren.
- In samenspraak met de landschapsarchitect dient te worden bepaald hoe het maaiveld aan actieve zijde van de keerwand eruit dient te komen te zien.

Advies

Vanwege een aantal onzekerheden zoals het exacte niveau onderkant gewichtsmuur, inrichting van het maaiveldniveau aan actieve zijde van de keerwand en de exacte bodemopbouw, kan nog niet met zekerheid worden bepaald of de constructie voldoet of niet voldoet. Geadviseerd wordt om eerst nader onderzoek uit te voeren naar de benoemde onzekerheden voordat kan worden bepaald of de constructie voldoet of niet.

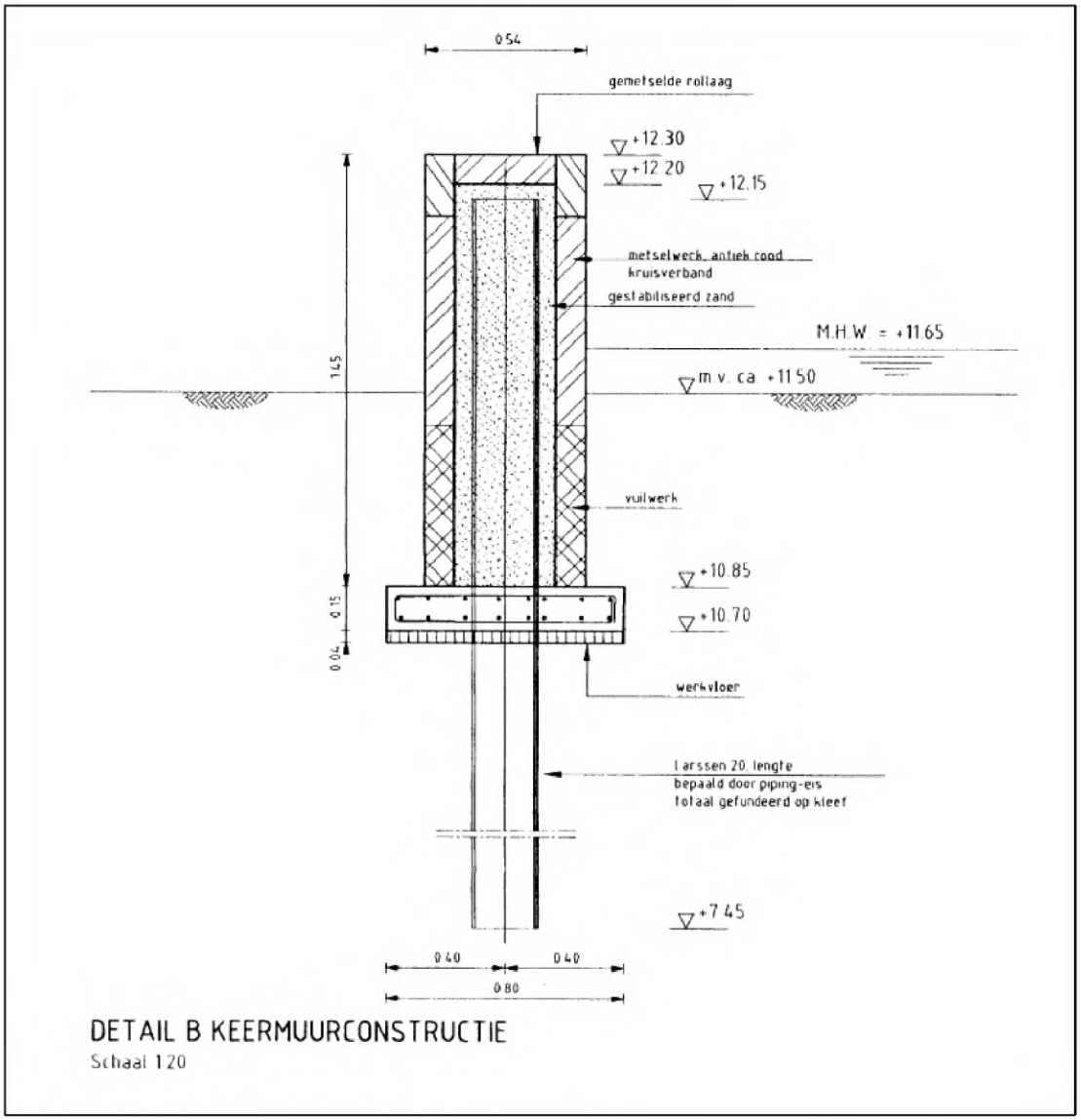
4.7 Sectie 270-1

4.7.1 Uitgangspunten

Geometrische en constructieve uitgangspunten

Sectie 270-1 betreft de overgang tussen de Maaskade en het halfbastion Bekaf. De sectie bevindt zich tussen dijkpalen 269+105 en 270+037. Op basis van de beschikbare tekeningen is de constructie aangelegd omstreeks 1997. De huidige constructie bestaat uit een Larssen 20 damwand, die boven maaiveld is omhuld door een metselwerk schil. Tussen het metselwerk en de damwand is gestabiliseerd zand aangebracht. De metselwerk schil rust op een betonnen sloof die aan de damwand verbonden is. Door gaten in de damwand zijn haarspelden aangebracht die in de sloof zijn opgenomen. Daarnaast zijn er stalen strips aan de damwand gelast die waarschijnlijk bedoeld zijn om (een gedeelte van) het gewicht van de muur rechtstreeks de damwand in te leiden. De sloof is vanwege de wapening die door de damwand steekt goed verbonden aan de damwand. Het metselwerk vervult geen constructieve functie.

De muur kent volgens de ontwerptekening twee hoogtes, maar de daadwerkelijk gerealiseerde muur is uitgevoerd op één constante hoogte. De gerealiseerde constructie is weergegeven in Figuur 4-92.



Figuur 4-92 Bestaande constructie sectie 270-1 [79]

De geometrische uitgangspunten op basis van Figuur 4-92 zijn weergegeven in Tabel 4-54.

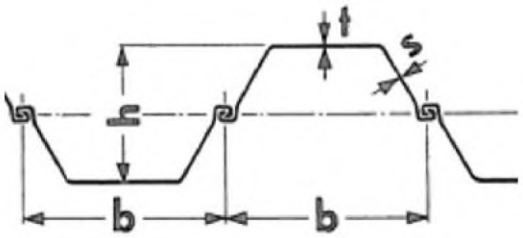
Tabel 4-54 Geometrische uitgangspunten sectie 270-1

Eigenschap	Waarde
Hoogte maaiveld voorzijde (waterzijde)	NAP +11,5 m
Hoogte maaiveld achterzijde (landzijde)	NAP +11,5 m
Bovenkant muur	NAP +12,3 m
Dikte muur	540 mm
Bovenkant vloer	NAP +10,85 m
Onderkant vloer	NAP +10,7 m

Voor de constructie is gebruik gemaakt van een Larssen 20 damwand. De lengte van damwand is volgens de tekening in [79] bepaald door de pipingeis. De corrosiereductie is voor voorliggende controleberekening berekend conform NEN6766 [6]. In 2075 heeft de damwand een leeftijd van circa tachtig jaar op basis van bouwjaar 1997. Uitgaande van schone grond welke zich niet permanent beneden de laagste grondwaterspiegel bevindt, resulteert dit in een bijbehorende corrosie van in totaal 3,5 mm (totale dikte-afname). De relevante eigenschappen van de Larssen 20 damwand en de bijbehorende sterkteparameters van de damwand voor en na corrosie zijn weergegeven in Tabel 4-55. De benoemde dimensies in Tabel 4-55 zijn weergegeven in Figuur 4-93.

Tabel 4-55 eigenschappen Larssen 20 damwand en bijbehorende sterkteparameters

Eigenschap	Waarde
Larssen 20:	
• Staalsoort	Onbekend
• h	220 mm
• b	500 mm
• s	6 mm
• t	7 mm
• Bovenkant damwand	NAP +12,15 m
• Onderkant damwand	NAP +7,45 m
• Lengte damwand	4,7 m
Eigenschappen voor corrosie:	
• A (oppervlakte)	100,6 cm^2/m
• I (traagheidsmoment)	6.600 cm^4/m
• W (weerstandsmoment)	600 cm^3/m
• EA (rekstijfheid)	2.113.376 kN/m
• EI (buigstijfheid)	13.860 kNm^2/m
Eigenschappen na corrosie:	
• A (oppervlakte)	54,4 cm^2/m
• I (traagheidsmoment)	3.125 cm^4/m
• W (weerstandsmoment)	289 cm^3/m
• EA (rekstijfheid)	1.142.630 kN/m
• EI (buigstijfheid)	6563 kNm^2/m



Figuur 4-93 Dimensies damwand

Nieuwe constructie

Conform TUN [45] dient sectie 270-1 een ontwerphoogte van NAP +12,72 m te krijgen. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +12,82 dient te krijgen. De constructie ontleent haar sterkte aan de damwand die de kern van de muur vormt.

Schematisering constructie

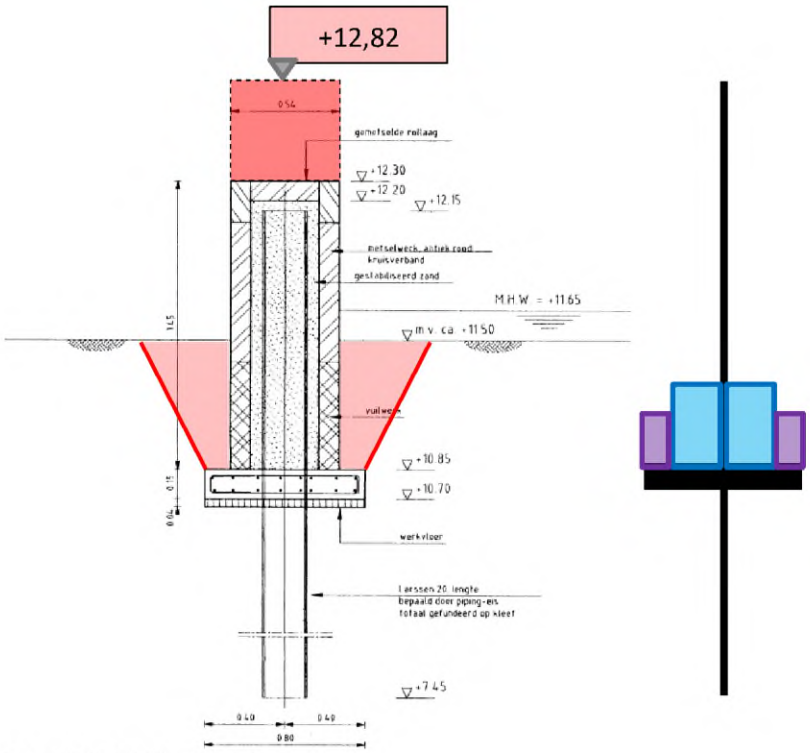
De constructie bestaat uit een damwand met puntniveau 3,95 m onder maaiveld en kopniveau 0,65 m boven maaiveld. De bovenkant van het metselwerk bevindt zich op 0,80 m boven maaiveld. Volgens de ontwerp-tekening is de damwand gefundeerd op kleef en is de lengte van de damwand bepaald door de pipingeis.

Het metselwerk is aan beide zijden halfsteens uitgevoerd. De ruimte tussen het metselwerk en de damwand is gevuld met gestabiliseerd zand. Gestabiliseerd zand heeft een druksterkte in de orde van 3 MPa en is daarom niet aan te merken als, of vergelijkbaar met constructief beton. Waarschijnlijk is het toegepast om een hoge (water)belasting aan één zijde van de constructie rechtstreeks door te geven aan de damwand, zonder daarbij krachtswerking in het metselwerk zelf te veroorzaken. Hieruit volgt dat de damwand waarschijnlijk niet slechts als pipingscherm is bedoeld, maar dat deze ook is bedoeld als draagconstructie voor het opnemen van de horizontale belasting ten gevolge van. water.

Tot slot zal het metselwerk dankzij de vulling minder kwetsbaar zijn in geval van stootbelastingen, bijvoorbeeld ten gevolge van parkerende auto's. Echter, als de damwand op enig moment ten gevolge van corrosie constructief geen rol van betekenis meer speelt, dan resteert nog slechts de relatief kwetsbare metselwerk muur. Ook vanuit die invalshoek kan gesteld worden dat de damwand niet slechts als pipingscherm bedoeld kan zijn, maar dat de damwand als hoofddraagconstructie fungeert, ook voor belastingen anders dan waterbelasting die aangrijpen op het bovengrondse deel.

Om bovenstaande redenen wordt de constructie gemodelleerd als een damwand, op kleef gefundeerd, die zelfstandig alle belastingen dient te dragen. De betonsloof draagt het gewicht van het metselwerk en geeft dit vervolgens door aan de damwand. Hetzelfde geldt voor grondwiggen aan beide zijden van de damwand die een verticale belasting op de betonsloof uitoefenen die vervolgens aan de damwand worden afgedragen.

De betonsloof zelf wordt als uitkragend liggertje beschouwd. De lengte van de uitkraging varieert in werkelijkheid wegens de profielvorm van de damwand, maar de lengte van de uitkraging wordt voor de berekening aangenomen op de afstand vanaf de hartlijn van de damwand tot de rand van de sloof. De lengte bedraagt aldus 0,40 m. Onderstaand zijn de bijdragen aan de belasting op de sloof geschetst, met inbegrip van de toekomstige ophoging van de muur. Rechts is de schematisering ten behoeve van de sterktetoets getekend.



Figuur 4-94 Belastingen op sloof

Berekening van de verticale belastingen op de sloof:

Eigen gewicht sloof

De dikte van de vloer bedraagt 0,15 m. Bij een dichtheid van 25 kN/m^3 (TUN [45], tabel 12-5) levert dit een verdeelde last op van 3,75 kN/m^2.

Metselwerk

Voor niet-constructief metselwerk wordt een dichtheid van 21 kN/m^3 (TUN [45], tabel 12-5) aangehouden. Bij een toekomstige hoogte van 1,97 m levert dit een verdeelde last op van 41,37 kN/m. In de huidige situatie bedraagt de hoogte van het metselwerk 1,45 m en de daaruit volgende verdeelde last 30,45 kN/m^2.

Grond

De grondwig wordt aangenomen te bestaan uit losgepakt zand met een dichtheid van 17 kN/m^3 (NEN-EN9997-1 [5], tabel 2b). Een correctie voor het onderwater gewicht wordt niet gemaakt, aangezien de grond aan de stadskant mogelijk niet verzadigd zal zijn bij hoog water. Een enkele grondwig heeft een oppervlakte van 0,19 m^2. Het gewicht van de grondwig bedraagt dan 3,23 kN/m. Dit wordt afgedragen op een stukje vloer van 0,13 m lang. De verdeelde last op de sloof ten gevolge van grond (de paarse blokken in voorgaande afbeelding) bedraagt dan 24,87 kN/m^2.

Maaiveldbelasting

Boven de sloof kan een maaiveldbelasting van 5 kN/m^2 werken. De deksloof heeft een uitkraging van 0,13 m. Deze geeft op de betonsloof een dwarskracht van 5*(0,13+(11,5-10,85)/2)/0,13 = 17,7 kN/m.

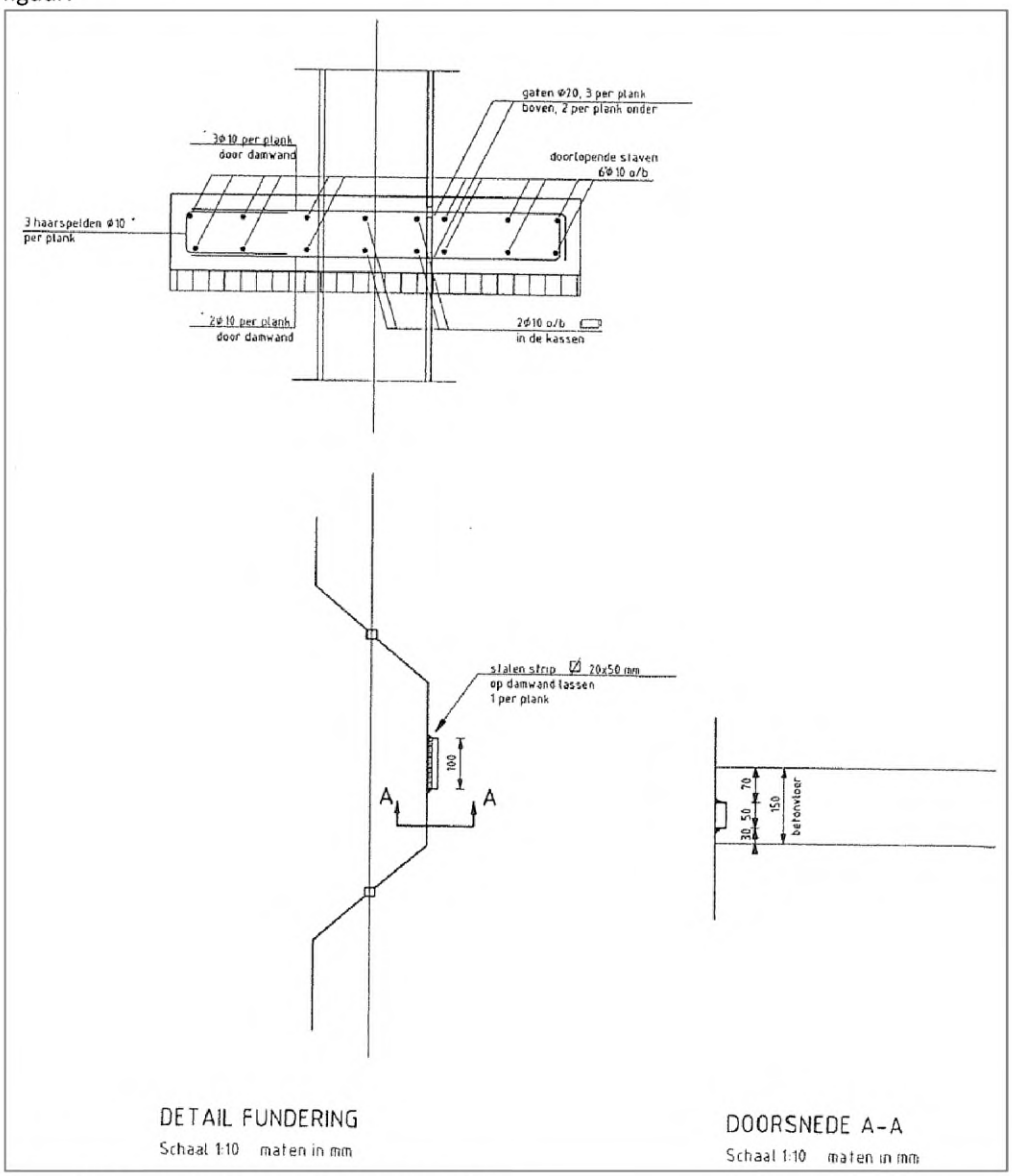
Samenvatting belastingen op de betonsloof

- eigen gewicht betonvloer: 3,75 kN/m^2 over een lengte van 0,40 m;
- eigen gewicht metselwerk in huidige situatie: 30,45 kN/m^2 over een lengte van 0,27 m;
- eigen gewicht metselwerk in toekomstige situatie: 41,37 kN/m^2 over een lengte van 0,27 m;
- gewicht grondwig in huidige en toekomstige situatie: 24,87 kN/m^2 over een lengte van 0,13 m;
- maaiveldbelasting: 17,7 kN/m^2 over een lengte van 0,13 m.

Dit resulteert in de huidige situatie in een verticale belasting van 1,5 + 8,22 + 3,23 + 2,3 = 15,25 kN/m per zijde en in de toekomstige situatie in een verticale belasting van 1,5 + 11,17 + 3,23 + 2,3 = 18,20 kN/m per zijde. Aangezien deze belasting aan beide zijdes permanent aanwezig zal zijn, wordt aangenomen dat de momenten elkaar opheffen waardoor deze belastingen geen moment in de damwand introduceren. De belasting wordt daarom voor beide zijdes van de damwand samengevoegd en in het Plaxis-model op de hoogte van onderkant vloer (NAP +11,70 m) gemodelleerd.

Wapening betonconstructie

De betonconstructie (de vloer) en het metselwerk maken geen deel uit van de hoofddraagconstructie. Ze leveren wel een verticale belasting. Het ophogen van de muur met dezelfde vormgeving en materialen als de huidige muur zal een substantiële verhoging van het eigen gewicht veroorzaken. Dit eigen gewicht draagt af op de betonvloer. Doel van het inventariseren van de wapening in de constructie is om te bepalen of het ophogen van de muur mogelijk is op de bestaande betonvloer. De wapeningstekening is beschikbaar in de volgende figuur.



Figuur 4-95 Details aansluiting sloof [77]

Sterkte constructie

De staalkwaliteit van de damwand is niet bekend. De destijds vigerende norm voor staalconstructies (NEN 6770, 1997 [12]) stelt het volgende:

> 7.1.2 *Genormeerde staalsoorten*
>
> Het staal moet zijn:
>
> a) Staal in de soorten S 235, S 275 en S 355 allen in de kwaliteiten JR, JO, J2G3, JG2G4 en voor S 355 ook in de kwaliteiten K2G3 en K2G4 dat voldoet aan de eisen van de tabellen 5 en 6 van NEN–EN 10025*. De chemische samenstelling van voornoemde staalsoorten moet voldoen aan de waarden van de tabellen 3 en 4 van NEN-EN 10025*.
>
> of,
>
> b) Staal in de soorten S 275 en S 355 allen in de kwaliteiten N en NL dat voldoet aan de eisen van de tabellen 3 en 4 van NEN-EN 10113-2*.
> De chemische samenstelling van voornoemde staal in de soorten moet voldoen aan de waarden van de tabellen 1 en 2 van NEN-EN 10113-2*.
>
> of,
>
> c) Staal in de soorten S 275 en S 355 allen in de kwaliteiten M en ML dat voldoet aan de eisen van de tabellen 3 en 4 van NEN-EN 10113-3*.
> De chemische samenstelling van voornoemde staal in de soorten moet voldoen aan de waarden van de tabellen 1 en 2 van NEN-EN 10113-3*.

Op grond van bovenstaand artikel mag worden aangenomen dat het staal van de toegepaste damwand ten minste van kwaliteit S235 is geweest. Deze staalkwaliteit zal in de sterktetoetsingen worden aangehouden.

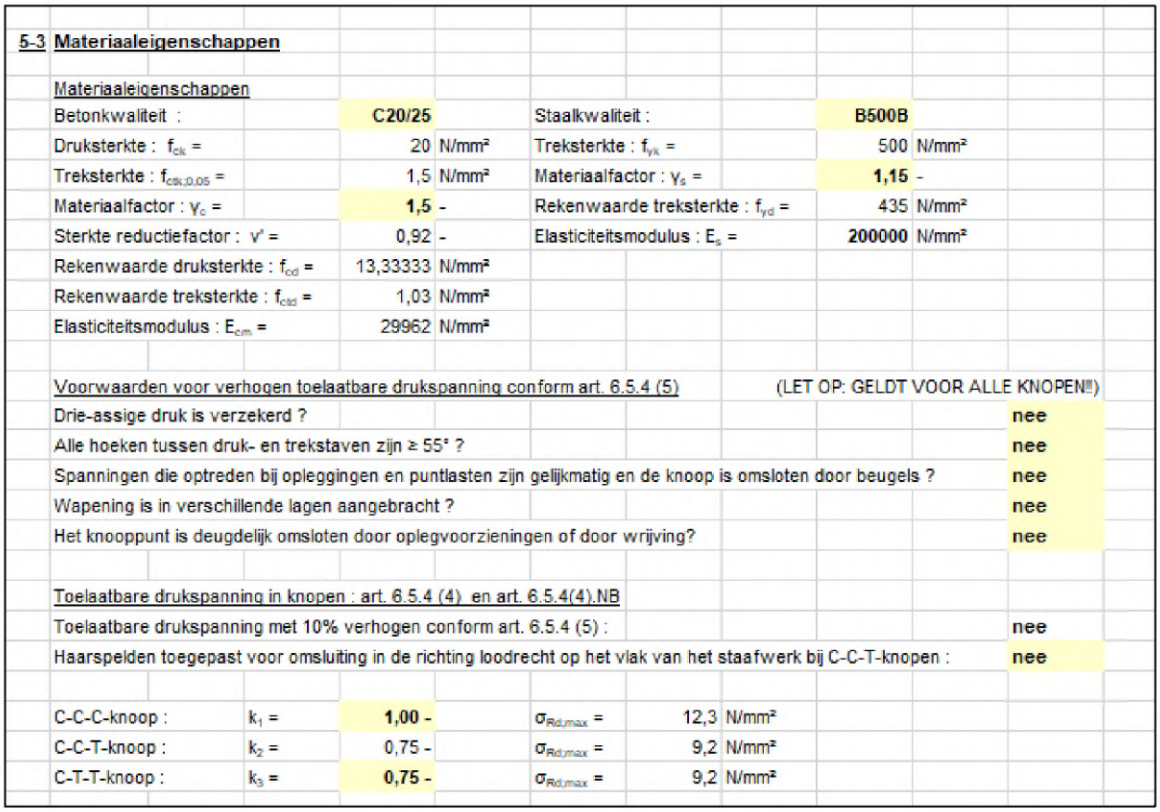
Voor de toetsing van de betonsloof is de dwarswapening relevant. De bovenwapening bestaat uit drie staven rond 10 per damwandplank. De onderwapening bestaat uit twee staven rond 10 per damwandplank. De planken hebben een breedte van 500 mm. Aldus bestaat de bovenwapening uit rond 10-167 en de onderwapening rond 10-250. De betonkwaliteit is onbekend. Uitgegaan wordt van B25. Het huidige equivalent daarvan is C20/25.

De dekking is niet op tekening vermeld. Aangenomen wordt dat de dekking 30 mm bedraagt, omdat daarmee ook de aangelaste strippen de volledige dekking hebben. Deze stalen strippen hebben een afmeting van 20x50 mm met een lengte van 100 mm.

De aangelaste nokken zijn vermoedelijk bedoeld om (een gedeelte van) het gewicht van het metselwerk rechtstreeks in de damwand te kunnen inleiden. De nokken bevinden zich namelijk uitsluitend aan de buitenzijde van de damwandkassen, dus daar waar het metselwerk slechts op korte afstand van de damwand staat. De dwarskrachtcapaciteit van deze nokken is begrensd door de capaciteit van de betondrukdiagonaal.

De volgende capaciteiten zijn berekend:

- De momentcapaciteit van de gewapend betonnen doorsnede bedraagt 17,5 kNm/m (Bijlage F).
- De dwarskrachtcapaciteit van de gewapend betonnen doorsnede bedraagt 44 kN/m (Bijlage F).
- De dwarskrachtcapaciteit ter hoogte van de aangelaste strippen bedraagt:
  $\sigma_{Rd;max} = \nu' * f_{ck} * \gamma_M = 0{,}92 * 20 * 1{,}5 = 12{,}3$ (Figuur 4-96)
  $V_{Rd;c} = \sigma_{Rd;max} * L * B = 24{,}5$ kN/st ofwel $24{,}5/1{,}4 = 17{,}5$ kN/m



5-3 Materiaaleigenschappen

Materiaaleigenschappen

Betonkwaliteit :	C20/25		Staalkwaliteit :	B500B	
Druksterkte : f_{ck} =	20	N/mm²	Treksterkte : f_{yk} =	500	N/mm²
Treksterkte : $f_{ctk;0,05}$ =	1,5	N/mm²	Materiaalfactor : γ_s =	1,15	-
Materiaalfactor : γ_c =	1,5	-	Rekenwaarde treksterkte : f_{yd} =	435	N/mm²
Sterkte reductiefactor : v' =	0,92	-	Elasticiteitsmodulus : E_s =	200000	N/mm²
Rekenwaarde druksterkte : f_{cd} =	13,33333	N/mm²			
Rekenwaarde treksterkte : f_{ctd} =	1,03	N/mm²			
Elasticiteitsmodulus : E_{cm} =	29962	N/mm²			

Voorwaarden voor verhogen toelaatbare drukspanning conform art. 6.5.4 (5) (LET OP: GELDT VOOR ALLE KNOPEN!!)

Drie-assige druk is verzekerd ?	nee
Alle hoeken tussen druk- en trekstaven zijn ≥ 55° ?	nee
Spanningen die optreden bij opleggingen en puntlasten zijn gelijkmatig en de knoop is omsloten door beugels ?	nee
Wapening is in verschillende lagen aangebracht ?	nee
Het knooppunt is deugdelijk omsloten door oplegvoorzieningen of door wrijving?	nee

Toelaatbare drukspanning in knopen : art. 6.5.4 (4) en art. 6.5.4(4).NB

Toelaatbare drukspanning met 10% verhogen conform art. 6.5.4 (5) :	nee
Haarspelden toegepast voor omsluiting in de richting loodrecht op het vlak van het staafwerk bij C-C-T-knopen :	nee

C-C-C-knoop :	k_1 =	1,00 -	$\sigma_{Rd,max}$ =	12,3	N/mm²
C-C-T-knoop :	k_2 =	0,75 -	$\sigma_{Rd,max}$ =	9,2	N/mm²
C-T-T-knoop :	k_3 =	0,75 -	$\sigma_{Rd,max}$ =	9,2	N/mm²

Figuur 4-96 Berekening CCC-knoop

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

Sectie 270-1 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 270. Voor zichtjaar 2075 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,25 m. Daarnaast is rekening gehouden met 0,10 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2075 waardoor is gerekend met een MHW van NAP +12,35 m. Voor zowel de constructieve als geotechnische toetsing is de hoogwatersituatie naar verwachting maatgevend. De gehanteerde waterstanden zijn weergegeven in Tabel 4-56. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de waterstand aan de binnenzijde niet hoger kan zijn dan het maaiveldniveau.

Tabel 4-56 Gehanteerde waterstanden DP270

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+11,3 (-0,2 m-mv)
MHW (+0,1 m)	+12,35	+8,0
HBN (+0,1 m	+12,82	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

Ter plaatse van sectie 270-1 zijn enkele sonderingen aanwezig. De bodemopbouw bestaat uit zand gevolgd door kleiig zand. Vanaf NAP +6,5 m wordt er klei gevonden en vanaf NAP +3,50 m Pleistoceen zand.

De gehanteerde bodemschematisatie met bijbehorende parameters is weergegeven in Tabel 4-57. De parameters zijn bepaald aan de hand van tabel 2.b uit NEN 9997-1[5], CUR2003-7[7] en ervaringswaarden.

Tabel 4-57 Bodemopbouw sectie en relevante karakteristieke parameters sectie 270-1

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, los	mv (+11,5)	17/19	1*	30,0	0	15.000	15.000	60.000	0,5	1,09E+05	3,40E-05
Zand, sterk kleiig	+8,5	18/20	0	25,0	0	15.000	15.000	60.000	0,5	1,09E+05	7,50E-05
Klei, matig	+6,5	17/17	10	17,5	0	2000	2000	8000	0,8	3,60E+04	3,60E-04
Zand, matig	+3,5	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	8,18E+05	3,80E-05

*Om numerieke instabiliteit te voorkomen is een cohesie van 1 kPa toegewezen.

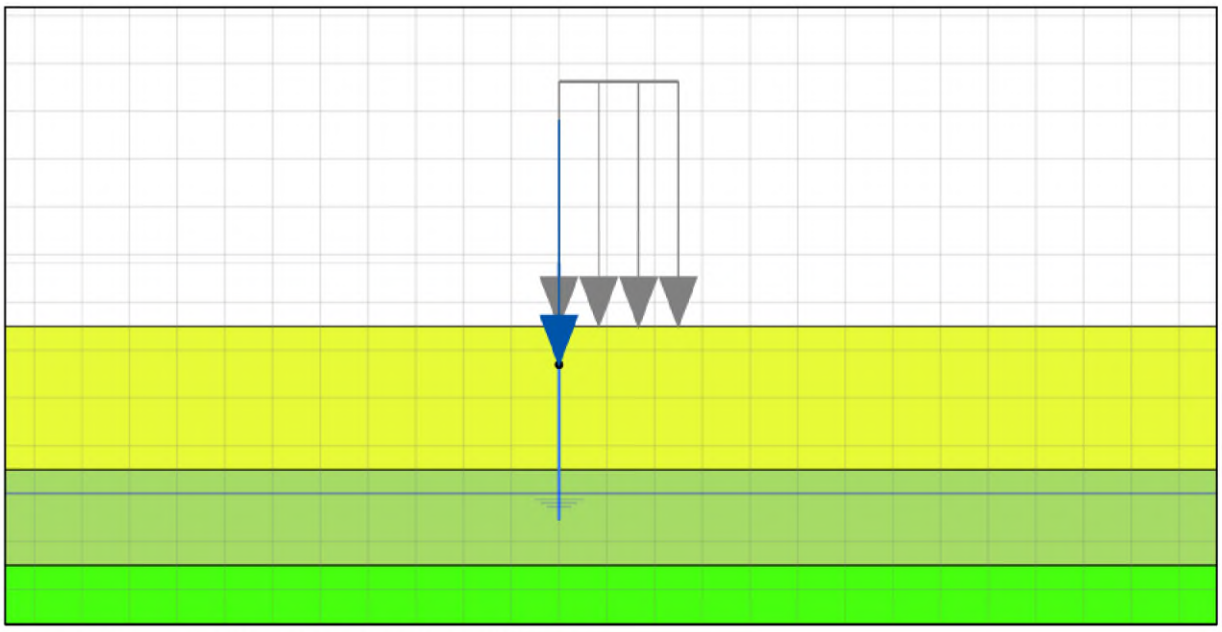
Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa [kN/m²];*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus [-].*

4.7.2 Resultaten

Resultaten damwand

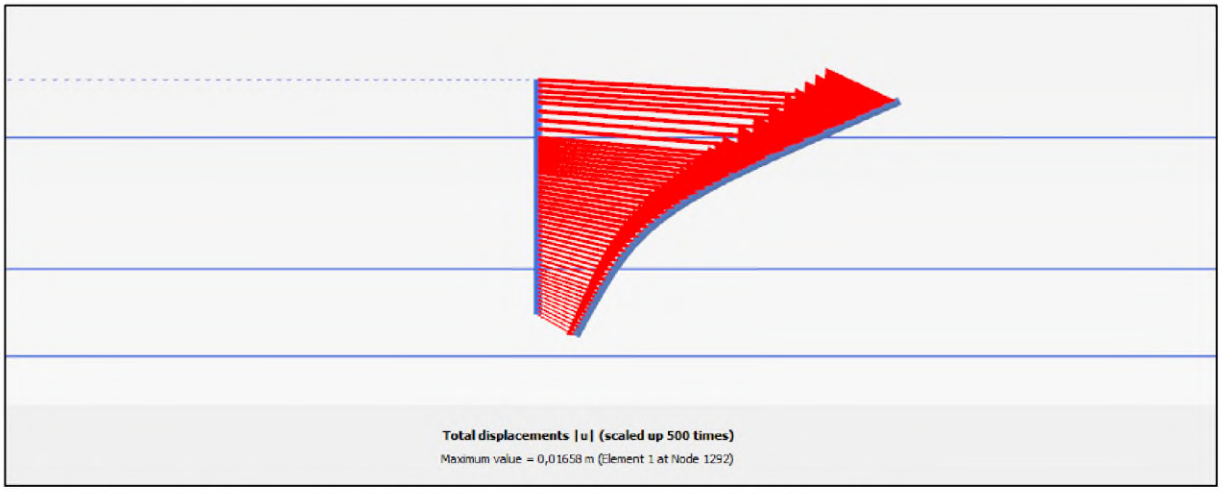
Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is het Plaxis-model opgezet. Figuur 4-97 geeft een impressie weer van het berekeningsmodel. Om de krachten en de verplaatsing van de damwand te bepalen is een versimpeld model gemaakt waarin alleen de damwand is gemodelleerd. Het omhullende metselwerk is niet meegenomen in het model. Het weglaten van het metselwerk leidt niet tot gunstigere resultaten. In het model is rekening gehouden met corrosie van de damwand tot zichtjaar 2075.



Figuur 4-97 Impressie Plaxis-model sectie 270-1

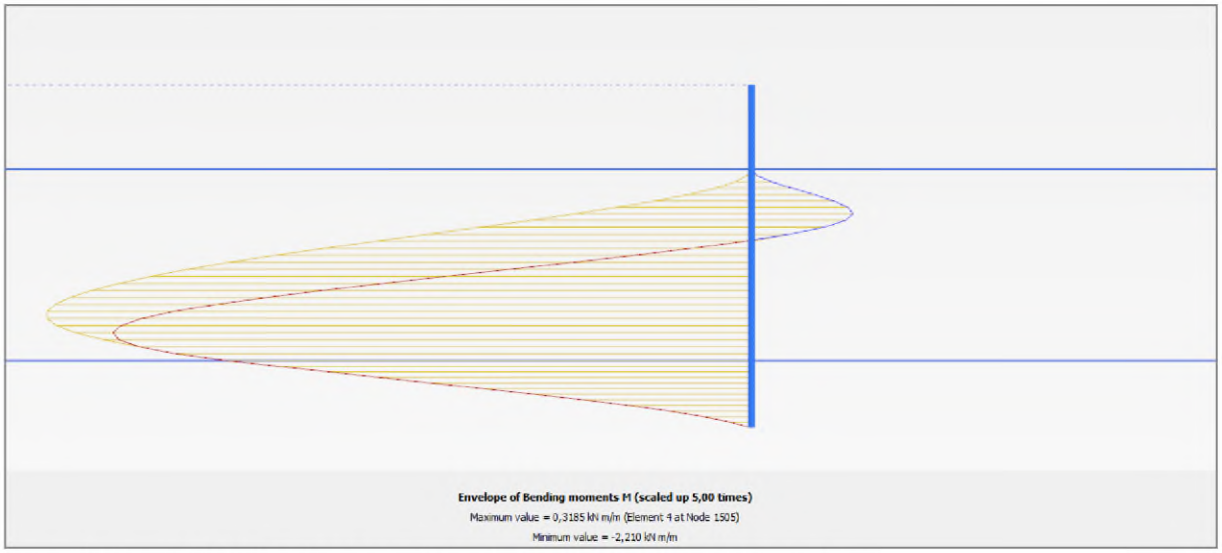
In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situatie peil na val en MHW om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situatie HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen.

Uit de berekening volgt dat de constructie stabiel is op basis van de gehanteerde uitgangspunten. In de situatie HBN bedraagt de Factor of Safety (FoS) 2,22 in UGT. De berekende vervorming van de muur in de situatie MHW is maximaal circa 0,02 m in BGT. De (uitvergrote) vervorming in deze situatie is weergegeven in Figuur 4-98. In de situatie peil na val bedraagt de FoS 1,42 in UGT. Het model faalt echter ter plaatse van de maaiveldbelasting. De FoS van de kering zal hoger zijn. De berekende vervorming van de damwand in de situatie peil na val blijft beperkt tot <0,01 m in BGT.

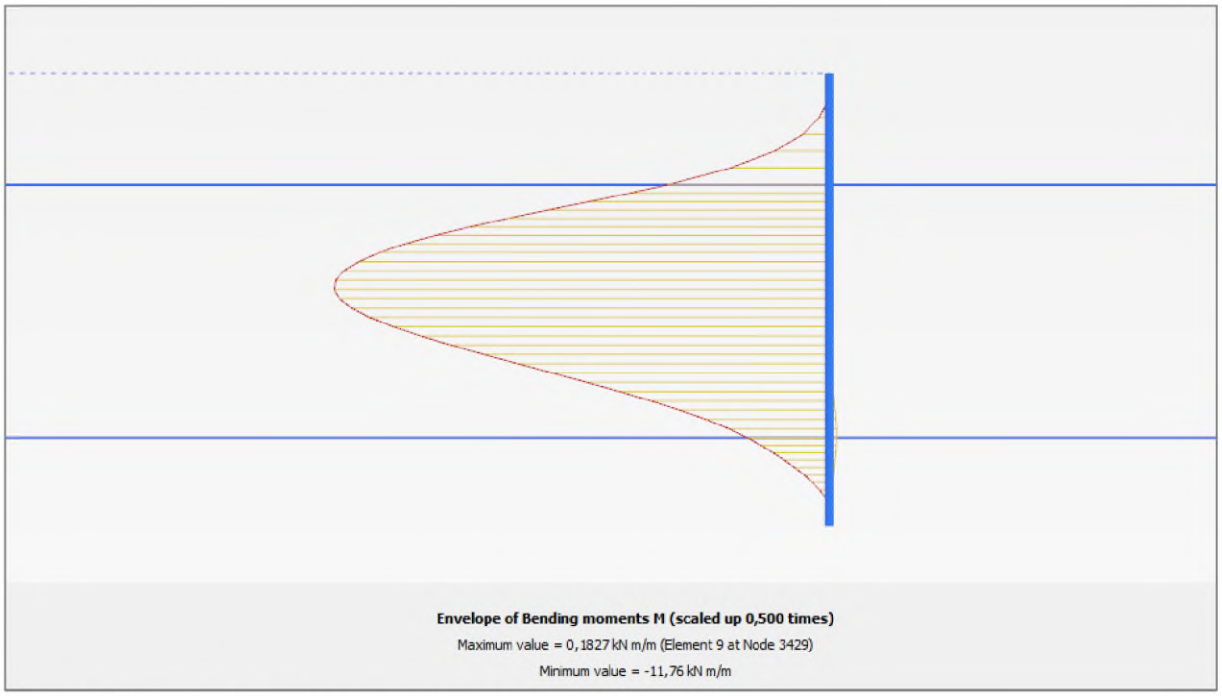


Figuur 4-98 Resultaat vervorming damwand maatgevende situatie (MHW)

De momenten in de damwand zijn weergegeven in onderstaande afbeeldingen. In Figuur 4-99 de situatie peil na val, in Figuur 4-100 de situatie met HBN.



Figuur 4-99 Omhullende momentlijnen in stap 5 (UGT) voor peil na val



Figuur 4-100 Omhullende momentlijnen in stap 5 (UGT) voor HBN

De maatgevende momenten in de damwand bedragen:

Tabel 4-58 Momenten uit Plaxis-model in situatie Peil na val (UGT) en HBN

Positie	PnV, $M_{E;d}$ [kNm/m]	HBN, $M_{E;d}$ [kNm/m]
Damwand	2,2	11,8

De unity checks bedragen:

Tabel 4-59 Unity checks (UGT)

Positie	$M_{r;d}$ [kNm/m]	PnV, U.C.	HBN, U.C.
Damwand	20	0,11	0,59

Het opneembare moment is berekend met behulp van een rekensheet. Aangezien de gecorrodeerde damwand in doorsnedeklasse 4 valt dient de toelaatbare spanning in het staal te worden verlaagd. De spanning dient te worden gereduceerd tot 67,9 N/mm^2. Dit resulteert in het volgende maximaal opneembare moment:

$M_{r;d} = W_{el} * F_y$ = 289 cm^3/m * 67,9 N/mm^2 = 20 kNm/m

Resultaten betonsloof

De krachtswerking in de betonsloof wordt op basis van een handberekening bepaald. De schematisering en de belastingen zijn bepaald in de vorige paragraaf. De partiële veiligheidsfactoren worden ontleend aan tabel 12-3 uit de TUN.

Tabel 4-60 Belastingsfactoren

Belasting (constructief)	Symbool	Belastingsfactor [-]
Permanent, ongunstig	$\gamma_{G;ongunstig;STR}$	1,485
Permanent, gunstig	$\gamma_{G;gunstig;STR}$	0,90
Variabel, ongunstig	$\gamma_{Q;ongunstig;STR}$	1,65
Variabel, gunstig	$\gamma_{Q;gunstig;STR}$	0,00

De resultaten voor de huidige situatie:

	Q [kN/m]	L [m]	L zw.pnt [r	gamma [-	Fk [kN]	Fd [kN]	Mk [kNm]	Md [kNm]
EG sloof	3,75	0,4	0,2	1,485	1,5	2,2	0,3	0,45
EG metselwerk	30,45	0,27	0,135	1,485	8,2	12,2	1,11	1,65
EG grond	26,33	0,13	0,335	1,485	3,4	5,1	1,15	1,7
Maaiveldbelasting	17,7	0,13	0,335	1,65	2,3	3,8	0,77	1,27
Totalen						23,3	3,3	5,1
Momentcapacteit								17,5
Dwarskrachtcapaciteit beton						44		
Dwarskrachtcapaciteit op strip						17,5		
UC Moment								0,29
UC dwarskracht beton						0,53		
UC dwarskracht op strip						1,33		

Buigend moment blijkt ruimschoots te voldoen. Maatgevend is de dwarskrachtcapaciteit. Die blijkt met een UC van 1,33 niet te voldoen, waarbij uitsluitend de nokken in rekening zijn gebracht.

De resultaten voor de toekomstige situatie:

	Q [kN/m]	L [m]	L zw.pnt [r	gamma [-	Fk [kN]	Fd [kN]	Mk [kNm]	Md [kNm]
EG sloof	3,75	0,4	0,2	1,485	1,5	2,2	0,3	0,45
EG metselwerk	41,37	0,27	0,135	1,485	11,2	16,6	1,51	2,24
EG grond	26,33	0,13	0,335	1,485	3,4	5,1	1,15	1,7
Maaiveldbelasting	17,7	0,13	0,335	1,65	2,3	3,8	0,77	1,27
Totalen						27,7	3,7	5,7
Momentcapacteit								17,5
Dwarskrachtcapaciteit beton						44		
Dwarskrachtcapaciteit op strip						17,5		
UC Moment								0,32
UC dwarskracht beton						0,63		
UC dwarskracht op strip						1,58		

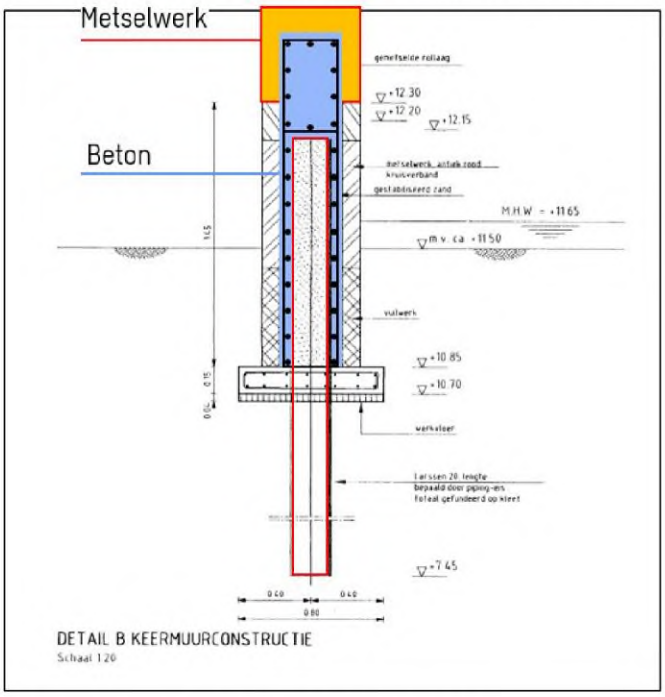
De UC voor dwarskracht bedraagt nu 1,35, wederom uitsluitend betrokken op de nokken.

De betonsloof voldoet in de huidige en toekomstige situatie op buigend moment. De dwarskrachtcapaciteit van het beton is rond de nokken onvoldoende. Echter zal een deel van de dwarskracht worden opgenomen door de dwarswapening (haaks op damwand) in de onderlaag. Het is hierdoor waarschijnlijk dat de dwarskracht kan worden opgenomen en dat de constructie voldoet in de toekomstige situatie.

4.7.3 Maatregelen (oplossingsrichting)

De constructie dient circa 0,50 m te worden verhoogd. De damwand dient hierbij als hoofddraagconstructie te worden beschouwd. De damwand dient te worden verlengd, bijvoorbeeld door er damwandsecties van 0,50 bovenop te lassen. Vastgesteld dient te worden of de bestaande damwand voldoende sterkte heeft en behoudt om de grotere belastingen aan te kunnen. Met name de opgetreden en te verwachten afroesting kunnen hierin doorslaggevend blijken. In afwezigheid van gegevens over de sterkte en conditie van de damwand wordt vooralsnog afgegaan op berekening van de afroesting conform NEN 6766 [6]. De daadwerkelijke sterkte en conditie van de damwand zullen worden vastgesteld door middel van constructief onderzoek.

Als alternatief voor het oplassen van de damwand, kan besloten worden om het metselwerk en het gestabiliseerde zand te verwijderen en de damwand op te nemen in een betonnen wand (Figuur 4-101). Voordeel hiervan is dat de betonnen wand ook sterkte aan de damwand kan toevoegen en dat de damwand boven het niveau van de betonsloof goed geconserveerd zal zijn in de toekomst. Naderhand dient de betonwand weer te worden afgewerkt met bijvoorbeeld metselwerk of steenstrips.



Figuur 4-101 Oplossingsrichting verhoging

Als uit het constructieve onderzoek volgt dat de damwand zijn functie met betrekking tot piping niet meer kan vervullen, bijvoorbeeld door gaten als gevolg van corrosie, dan wordt het sterk ontraden om de huidige damwand te trekken en te vervangen door een nieuwe damwand. Het trekken van damwanden nabij de funderingen van de woningen geeft een grote kans op verzakking van de woningen. Indien mogelijk dient te worden beschouwd of de waterkerende functie kan worden hersteld door bijvoorbeeld het toepassen van injectiemethoden.
Als behoud van de damwand (in de huidige constructieve functie) niet mogelijk blijkt dan verdient het de voorkeur om een nieuwe damwand langs de huidige damwand te plaatsen en de bestaande damwand achter te laten in de grond.

4.7.4 Conclusie sectie 270-1

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets en de input voor de constructieve toetsingen. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situatie peil na val en MHW om de geotechnische stabiliteit en vervorming van de constructie te berekenen en de situatie HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

Op basis van de berekeningsresultaten wordt vastgesteld dat de huidige constructie voldoet aan de gestelde eisen voor wat betreft de algehele stabiliteit van de constructie en de vervorming/verplaatsing van de constructie. Zodoende wordt het, op basis van de gehanteerde archiefinformatie en onder het voorbehoud dat de door ons gehanteerde uitgangspunten in de veldonderzoeken correct blijken, mogelijk geacht de bestaande constructie te behouden en te versterken bij blootstelling aan belastingen behorend bij de hoogteopgave voor zichtjaar 2075. Een sterktetoetsing is uitgevoerd voor de betonsloof. De betonsloof voldoet niet aan alle sterkte-eisen. Lokaal is de dwarskrachtcapaciteit van het beton te laag bij de verbinding van de betonsloof met de damwand. Echter wordt het waarschijnlijk geacht dat de dwarskracht kan worden opgenomen door de dwarswapening. Dit zal in een vervolgfase getoetst worden indien uit het constructieve onderzoek volgt dat de huidige constructie behouden kan worden.

Aanvullende informatiebehoefte

Voor deze sectie is veel informatie beschikbaar inclusief as-built-tekeningen. Desondanks is er een informatiebehoefte.

- Geotechnisch onderzoek bestaande uit zowel sonderingen ten behoeve van het valideren van de gehanteerde bodemschematisatie als boringen met monstername ten behoeve van laboratoriumonderzoek om de gehanteerde grondparameters te valideren
- Constructief onderzoek bestaande uit onderzoek naar kwaliteit van de damwand.

Niet beschouwd/niet kunnen beschouwen

De unity check van de damwand is groter dan circa 0,50. Hierdoor is een controle op plooi noodzakelijk conform NEN-EN 1993-5. De sterkte en stijfheid van de damwandplank zijn afhankelijk van de corrosie. Nu is deze veilig conform NEN 6766:2023 beschouwd. Uit het constructieve onderzoek volgt de daadwerkelijk opgetreden corrosie. Op basis van die resultaten dient de berekening herzien te worden. Als de unity check dan boven de 0,50 blijft, dient de controle op plooi uitgevoerd te worden.

Advies

Op basis van de huidige analyse voldoet sectie 270-1 en is de versterking door middel van verhoging van de constructie haalbaar. Geadviseerd wordt te verifiëren of deze conclusie van toepassing blijft met de update uitgangspunten op basis van de resultaten van de onderzoeken. Met name de plooitoets kan hierin maatgevend blijken.

4.8 Sectie 273-2

In voorliggend hoofdstuk is sectie 273-2 beschouwd. Deze sectie betreft de nieuw te ontwerpen constructie langs de Havenstraat.

4.8.1 Uitgangspunten

Huidige situatie

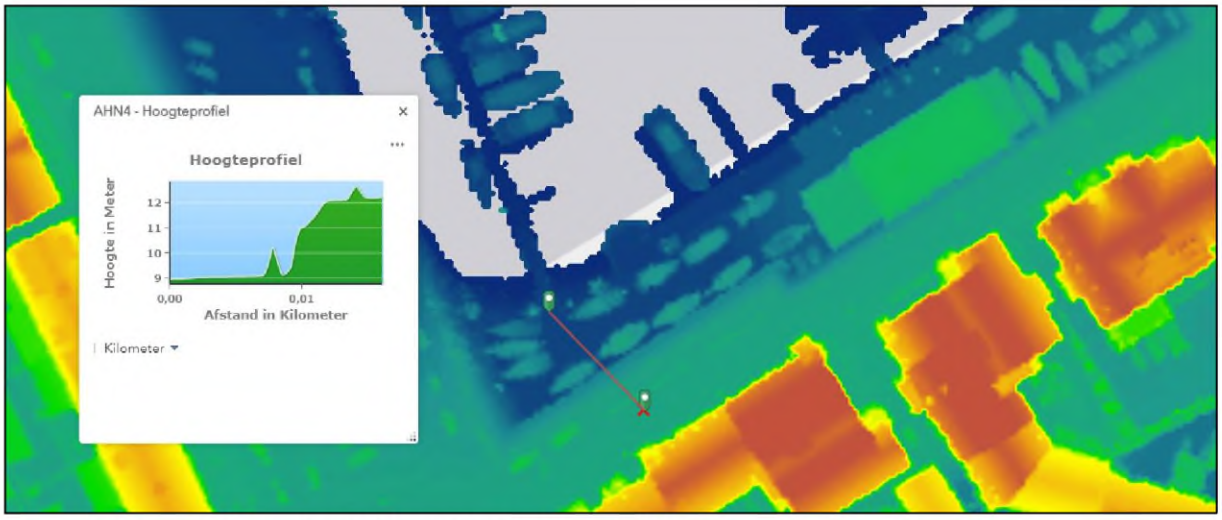
Sectie 273-2 bestaat in de huidige situatie uit een gemetselde wand in combinatie met een stenen talud. Op de rand van het talud is een hek geplaatst. Er is geen informatie beschikbaar over het bouwjaar van de constructie. De huidige situatie is weergegeven in Figuur 4-102.



Figuur 4-102 Huidige situatie sectie 273-2

Halverwege de wand bevindt zich het clubhuis van de watersportvereniging. Om de wand langs het clubhuis te laten lopen is er een knik in de wand aanwezig.

Met behulp van AHN zijn het maaiveldniveau aan de voor- en achterzijde van de wand bepaald zoals weergegeven in Figuur 4-103. Uit het hoogteprofiel volgt dat het maaiveldniveau aan de passieve zijde van de wand gelijk is aan circa NAP +9,00 m en aan de actieve zijde aan circa NAP +12,20 m.

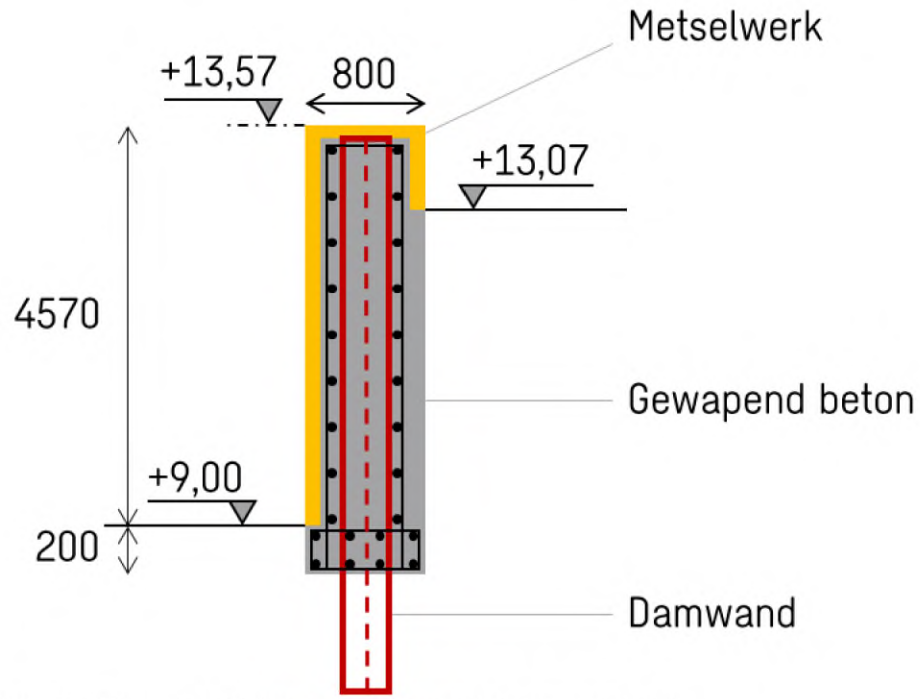


Figuur 4-103 AHN-hoogteprofiel sectie 273-2 (bron: AHN)

Nieuwe constructie

In de toekomstige situatie wordt de wand vervangen door een verankerde damwand welke, om esthetische redenen, omhult zal worden door metselwerk. Aangezien het om een nieuwe constructie gaat dient er rekening te worden gehouden met een levensduur van honderd jaar. Om deze reden dient er voor zowel de ontwerphoogte van de constructie als de waterstand rekening te worden gehouden met zichtjaar 2125. Conform TUN [45] dient sectie 273-2 een ontwerphoogte van NAP +13,37 te krijgen voor zichtjaar 2125. Daarnaast is, conform TUN, rekening gehouden met 0,20 m autonome bodemdaling voor zichtjaar 2125 waardoor de constructie een ontwerphoogte van NAP +13,57 m dient te krijgen. In werkelijkheid zal de constructie gefaseerd worden opgehoogd waarbij als eerste de benodigde ontwerphoogte voor 2075 zal worden gerealiseerd (NAP +12,78 m). In een later stadium zal de constructie vervolgens worden verlengd om ook aan de eisen van zichtjaar 2125 te voldoen. In voorliggende rapportage zijn de resultaten gepresenteerd voor zichtjaar 2125. Omdat de inrichting aan de actieve zijde nog niet definitief is, wordt aangenomen dat het maaiveld aan de actieve zijde van de damwand verhoogd dient te worden tot 0,5 m onder ontwerphoogte. Op deze wijze wordt een robuust ontwerp gerealiseerd. Dit resulteert in een maaiveldniveau aan actieve zijde van NAP +13,07 m. Het ophoogmateriaal is gemodelleerd als matig gepakt zand. In een vervolgfase, wanneer de inrichting van de actieve zijde definitief is, kan het ontwerp mogelijk geoptimaliseerd worden.

Om de wand in de omgeving in te passen is er voor gekozen om boven de het maaiveld een muur aan te leggen met een breedte van 800 mm en een metselwerk uiterlijk. De muur is naast een autoweg gelegen en om renovatiekosten na een aanrijding te beperken, wordt ervoor gekozen de muur robuust te maken. Metselwerk wordt aan de buitenkant van de wand toegepast en inwendig wordt gewapend beton om de damwand heen aangebracht (Figuur 4-104). Aan de onderkant van het betonnen element wordt een voet toegepast (donker grijs in Figuur 4-104) waar het metselwerk op steunt. Het gewicht van het beton en het metselwerk wordt naar de damwand afgedragen middels stiftdeuvels. Het gewicht van het beton en metselwerk is in de berekening meegenomen als een belasting van 94,2 kN/m.



Figuur 4-104 Hoofdafmetingen constructie boven maaiveld

De constructie zal zich op het dichtstbijzijnde punt op circa 5,0 m van de naastgelegen bebouwing bevinden. Op het moment van schrijven is er geen informatie beschikbaar over de fundering van de naastgelegen bebouwing. Om rekening te houden met de fundering worden er ankers toegepast onder een hoek van 60°. De nieuwe ankers dienen te worden voorzien van dubbele corrosiebescherming om corrosie te voorkomen.

Hydraulische randvoorwaarden

Voor de dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van een gemiddelde waterstand in de Maas én achter de kademuur van NAP +8,0 m conform TUN [45].

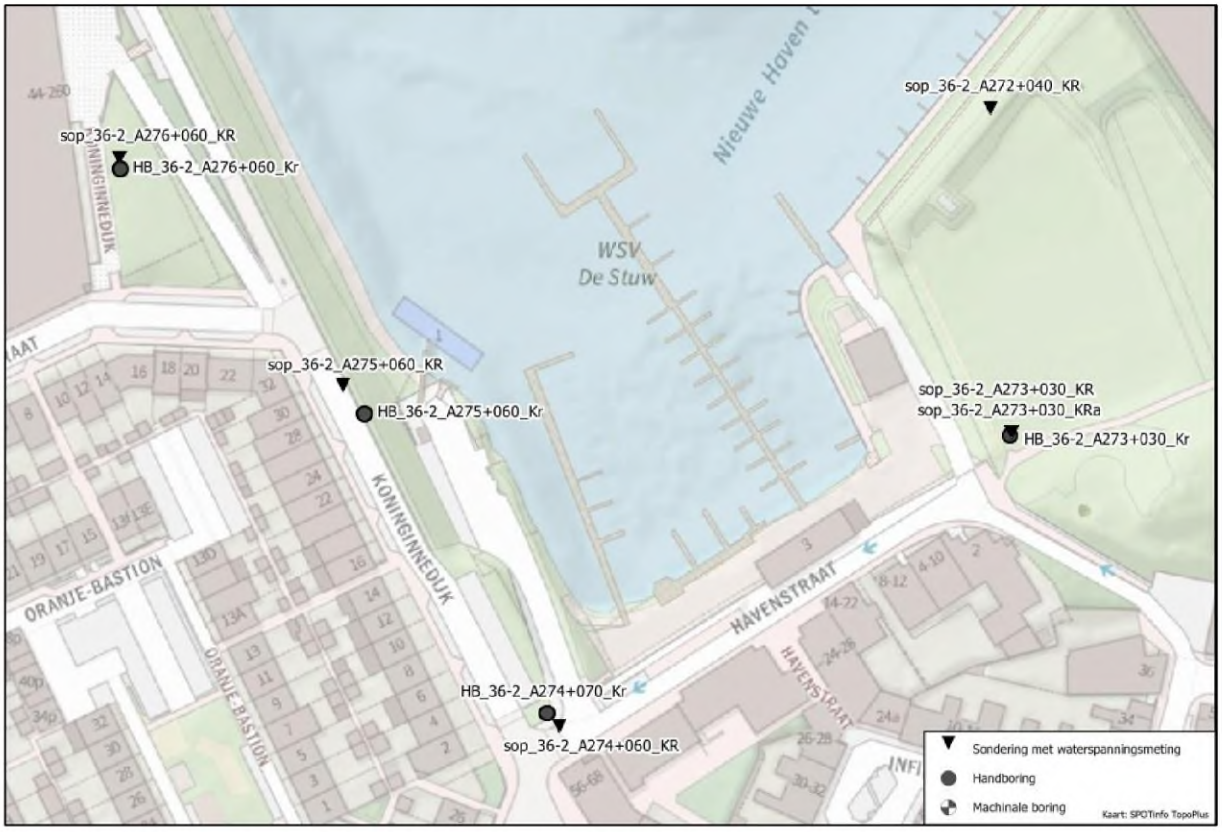
Sectie 273-2 bevindt zich ter hoogte van dijkpaal 274. Voor zichtjaar 2125 is de waterstand bij de norm (1/10.000 per jaar) NAP +12,87 m. Daarnaast is, conform TUN [45], rekening gehouden met 0,20 m bodemdaling waardoor is gerekend met een MHW van NAP +13,07 m. De gehanteerde waterstanden zijn weergegeven in Tabel 4-61. Voor de situatie na val wordt aangehouden dat de grondwaterstand aan de binnenzijde niet hoger kan zijn dan het maaiveldniveau en wordt de grondwaterstand gelijk gesteld aan 0,2 m-mv.

Tabel 4-61 Gehanteerde waterstanden sectie 273-2 (DP274)

Situatie	Waterstand buitenzijde [m NAP]	Waterstand binnenzijde [m NAP]
Normaal	+8,0	+8,0
Na val	+8,0	+12,87 (0,2 m-mv)
MHW (+0,2 m)	+13,07	+8,0
HBN (+0,2 m)	+13,57	+8,0

Geotechnische uitgangspunten

De bodemopbouw ter plaatse van sectie 273-2 is bepaald met behulp van het geotechnische onderzoek van Geonius uitgevoerd in 2023 [90]. Ter plaatse van de Nieuwe Haven zijn meerdere sonderingen en handboringen uitgevoerd. De locaties van het grondonderzoek zijn weergegeven in Figuur 4-105. Ter plaatse van de Havenstraat zijn twee sonderingen en handboringen uitgevoerd welke gebruikt kunnen worden om de bodemopbouw ter plaatse van sectie 273-2 te bepalen. Het gaat om de sonderingen A273+030 en A274+060 en bijbehorende boringen.



Figuur 4-105 Locaties uitgevoerd grondonderzoek Geonius [90]

Uit de sondeergrafieken volgt dat het Pleistocene zand ter plaatse van sonderingen A273+030 circa 3,0 m lager ligt dan ter plaatse van sondering A274+060. Reden hiervoor is dat ter plaatse van sondering A273+030 een stroomgeul heeft gelopen. Omdat het Pleistocene zand op deze locatie een stuk dieper ligt is deze sondering maatgevend aangezien dit een stuk ongunstiger is voor de inklemming van de damwand. Sondering A273+030 is twee keer uitgevoerd aangezien de maximale totaaldruk van de conus bij het betreden van het Pleistocene zand is bereikt waardoor de sondering is gestaakt. Bij de tweede poging is opnieuw de sondering gestaakt bij het betreden van het Pleistocene zand vanwege het bereiken van de totaaldruk. Aangenomen wordt dat er zich onder het niveau waarop de sondering gestaakt is (circa NAP +2,00) zand bevindt. Boven het Pleistocene zand bevindt zich klei welke van NAP +8,00 m tot NAP +6,50 m omschreven kan worden als sterk zandige klei. De resterende klei kan worden omschreven als klei, matig. Uit de handboring ter plaatse van A273+030, en vanwege de aanwezigheid van de weg, kan ook worden aangenomen dat direct onder het maaiveldniveau nog er zich 0,5 m zand bevindt.

De bodemschematisatie met bijbehorende parameters is weergegeven in Tabel 4-62. In de berekening is gebruik gemaakt van het Hardening Soil Small Strain model. De parameters zijn bepaald aan de hand van tabel 2.b uit NEN9997-1 [5] , CUR2003-7 [7] en ervaringswaarden.

Tabel 4-62 Bodemopbouw en relevante karakteristieke parameters sectie 273-2

Grondlaag	b.k. laag [m NAP]	γ/γ_{sat} [kN/m³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kN/m²]	E_{oed}^{ref} [kN/m²]	E_{ur}^{ref} [kN/m²]	m [-]	G_0^{ref} [kN/m²]	$\gamma_{0,7}$ [-]
Zand, matig	12,20	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	327.000	2,33E-6
Klei, matig*	11,70	17/17	5	17,5	0	2.000	2.000	8.000	0,8	15.000	5,60E-4
Klei, sterk zandig*	8,00	18/18	0	27,5	0	2.000	2.000	8.000	0,8	36.000	3,00E-4
Klei, matig*	6,50	17/17	5	17,5	0	2.000	2.000	8.000	0,8	36.000	4,10E-4
Zand, pleistoceen	2,50	18/20	0	32,5	2,5	45.000	45.000	180.000	0,5	205.000	1,10E-4

**In de kleilagen is een POP gemodelleerd van 10 kN/m².*

Waarbij geldt:

γ_d/γ_n *Vochtig/verzadigd volumegewicht [kN/m³];*
c' *Effectieve cohesie [kN/m²];*
ϕ' *Effectieve hoek van inwendige wrijving [°];*
ψ *Hoek van dilatantie [°];*
E_{50}^{ref} *Referentiewaarde secant modulus [kN/m²];*
E_{oed}^{ref} *Referentiewaarde oedometrische stijfheidsmodulus [kN/m²];*
E_{ur}^{ref} *Referentiewaarde stijfheidsmodulus bij ontlasten-herbelasten [kN/m²];*
m *machtsfunctie spanningsafhankelijk HS-model [-];*
G_0^{ref} *Initiële schuifspanningsmodulus (bij kleine rekken) en een referentiespanning van 100 kPa;*
$\gamma_{0,7}$ *De rek waarbij de schuifspanningsmodulus is gereduceerd tot 70% van de initiële schuifspanningsmodulus.*

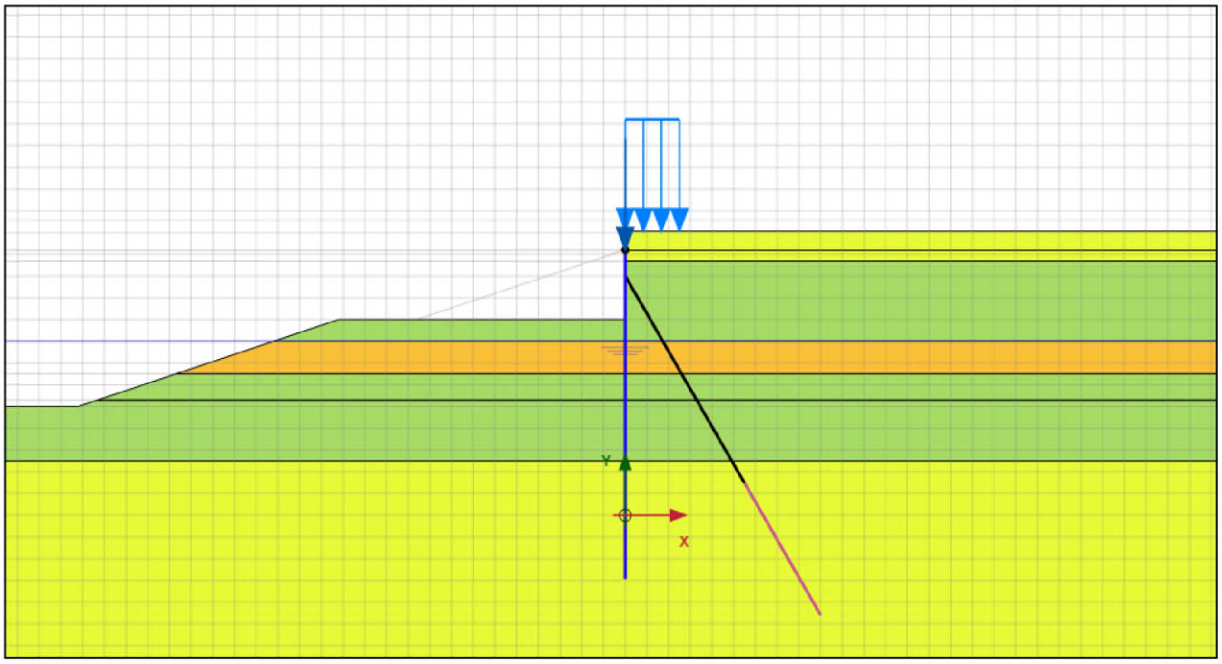
Overige uitgangspunten

De volgende overige uitgangspunten zijn gehanteerd voor sectie 273-2:

- In de VO-fase is geen rekening gehouden met het effect van zakkende grond op de ankerstaven. In een volgende fase dient hier wel naar gekeken te worden.
- In de VO-fase is niet gekeken naar het verticaal draagvermogen van de damwand. De damwand is wel ingebed in het Pleistocene zand. In een volgende fase dient het verticaal draagvermogen van de damwand nader beschouwd te worden. Het toepassen van een ankerhoek van 60 graden in verband met de fundering van de naastgelegen belendingen, in combinatie met het toepassen van voorspanning zal een negatief effect hebben op de verticale belasting in de damwand. Als gevolg zal een groter draagvermogen nodig zijn. De modelering met een puntveer voor de correcte bepaling van de krachten in de constructie zal in een vervolgfase worden toegevoegd.
- Voor de toelaatbare vervorming van de damwand wordt een waarde van 50 mm gehanteerd wat voornamelijk een esthetische eis is. Het merendeel van de vervorming zal echter optreden in de bouwfase van de damwand. Vervolgens zal over de damwand een deksleuf geplaatst worden waardoor de vervormingen welke optreden tijdens de bouwfase niet zichtbaar zijn. De vervorming in de gebruiksfase van de damwand zal minimaal zijn.

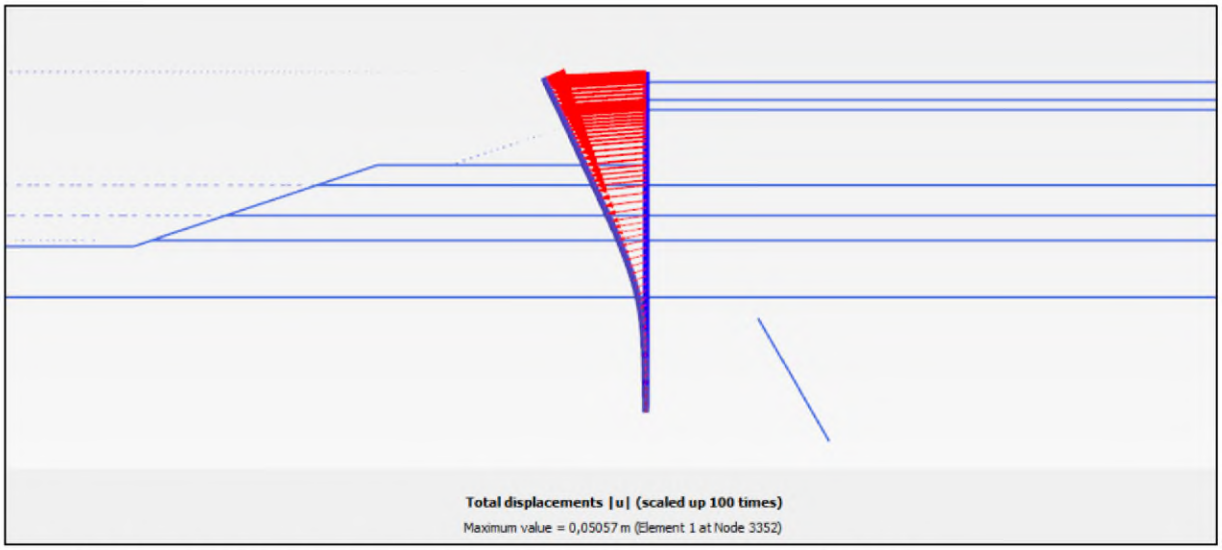
4.8.2 Resultaten

Op basis van de gepresenteerde uitgangspunten is een Plaxis-model opgezet om de benodigde dimensies van de damwand en de verankering te bepalen. In Figuur 4-106 is het Plaxis model van sectie 273-2 weergegeven.



Figuur 4-106 Plaxis-model sectie 273-2

De damwand is gedimensioneerd op basis van de maatgevende situatie wat in dit geval de situatie peil na val is. Uit de berekening volgt dat aan de gestelde eisen wordt voldaan indien er gebruik wordt gemaakt van een AZ 20-700 damwandprofiel met staalkwaliteit S355 een en lengte van 16,0 m. Om aan de vervormingseis te voldoen dient gebruikt te worden gemaakt van voorgespannen groutankers. De maatgevende situatie bedraagt de situatie peil na val. De maximale vervorming in de situatie peil na val is weergegeven in Figuur 4-107 en bedraagt 51 mm. Deze vervorming overschrijdt de toelaatbare vervorming met 1 mm wat voor nu acceptabel wordt geacht.



Figuur 4-107 Resultaat vervorming damwand maatgevende situatie (peil na val)

De dimensies en optredende krachten in de damwand zijn weergegeven in Tabel 4-63.

Tabel 4-63 Dimensies en optredende krachten damwand sectie 273-2

Planktype en staalkwaliteit	Kopniveau [m + NAP]	Lengte damwand [m]	$M_{max;Rd}$ [kNm/m]	$M_{max;Ed}$ [kNm/m]	F_{anker} BGT/UGT [kN]	$u_{x;max}$ [mm]
AZ 20-700 (S355)	+13,57	16,0	327	205	775/958	51

Waarbij geldt:

$M_{max;Rd}$ Maximaal opneembaar moment damwand inclusief corrosie [kNm/m];

$M_{max;Ed}$ Maximaal optredend moment damwand [kNm/m];

F_{anker} Optredende ankerkracht in BGT en UGT [kN];

$u_{x;max}$ Maximale horizontale vervorming damwand [mm].

Om aan de toelaatbare vervormingseis te voldoen is er gebruik gemaakt van voorgespannen groutankers met een hart-op-hart-afstand van 2,80 m. De dimensies en optredende krachten in de ankers zijn weergegeven in Tabel 4-64. In de ankers is een voorspanning gemodelleerd van 400 kN.

Tabel 4-64 Dimensies en optredende krachten ankers sectie 273-2

Anker	Niveau [m + NAP]	Type ankerstaaf	h.o.h. [m]	Hoek [graden]	b.k. grout [m + NAP]	L_{grout} [m]	L_{totaal} [m]
Groutanker	+11,0	8Ø15,7	2,80	60	+1,50	7,0	18,83

Anker	Proefbelasten (ja / nee)	$P_{staaf;d}$ [kN]	$R_{staaf;d}$ [kN]	U.C.	$P_{grout;d}$ [kN]	$R_{grout;d}$ [kN]	U.C.
Groutanker	Ja	1308	1607	0,81	1163	1190	0,98

Waarbij geldt:

h.o.h. *Hart-op-hart-afstand ankers [m];*

hoek *Ankerhoek met horizontaal [graden];*

b.k. grout *Niveau bovenkant groutlichaam [m + NAP];*

L_{grout} *Lengte groutlichaam [m];*

L_{totaal} *Totale ankerlengte (ankerstaaf + groutlichaam) [m];*

$P_{staaf;d}$ *Rekenwaarde optredende trekbelasting in ankerstaaf [kN];*

$R_{staaf;d}$ *Rekenwaarde opneembare trekkracht in ankerstaaf [kN];*

$P_{grout;d}$ *Rekenwaarde optredende trekbelasting in groutlichaam [kN];*

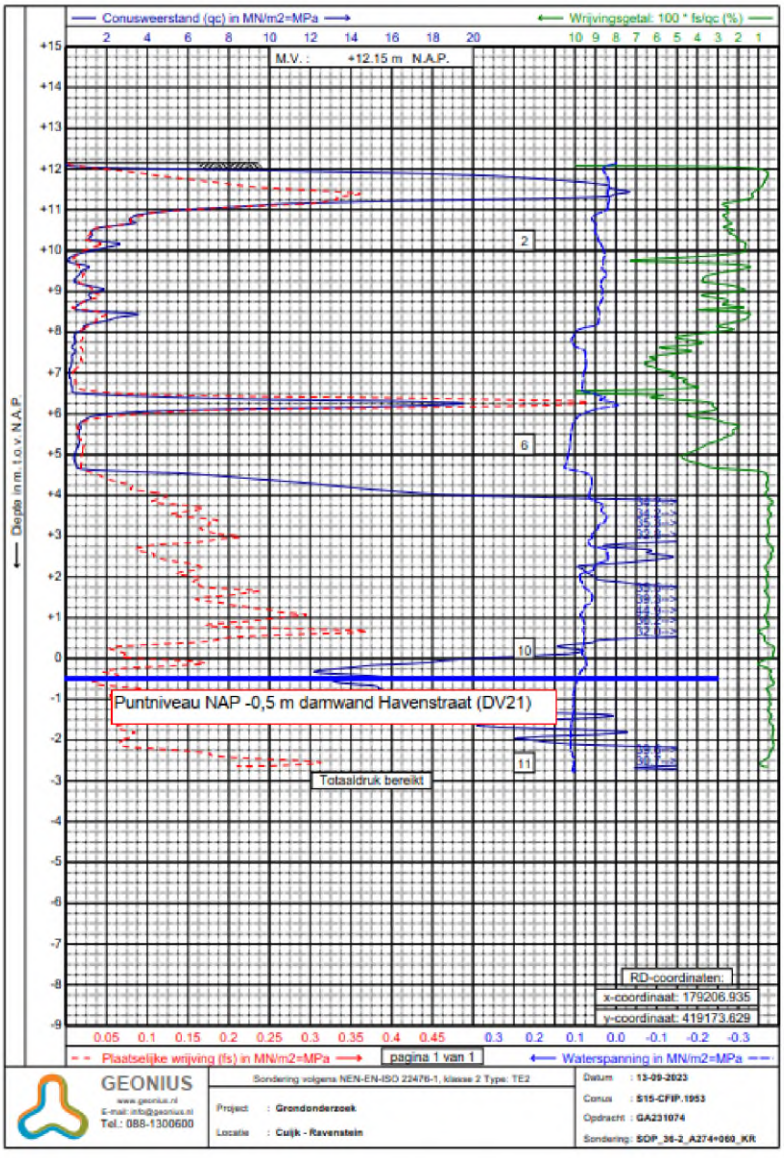
$R_{grout;d}$ *Rekenwaarde optredende trekbelasting in groutlichaam [kN].*

Sterktetoetsing

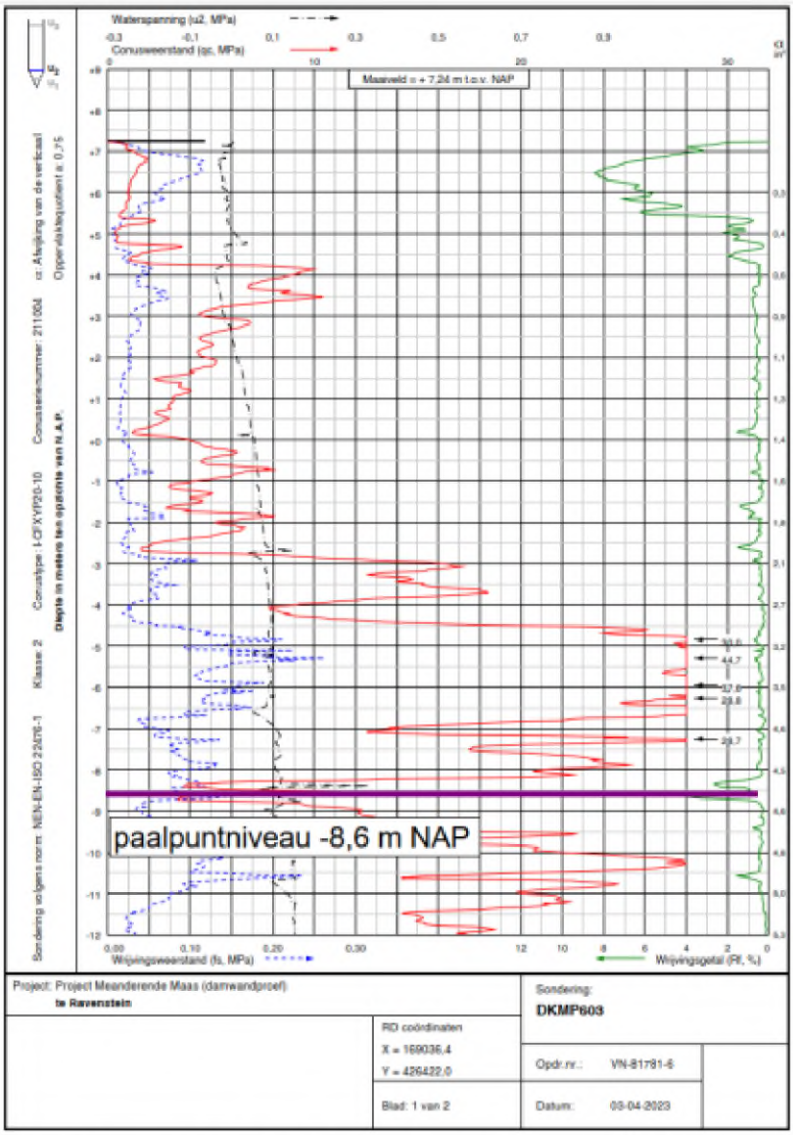
De betonnen omhulzing van de damwand boven het maaiveld wordt in de huidige fase niet verder uitgewerkt. De betonwand heeft geen functie met betrekking tot de waterveiligheid. Deze wordt volledig gewaarborgd door de damwand.

4.8.3 Omgevingsbeïnvloeding damwandconstructie

De onderkant van de nieuwe damwand (damwandprofiel AZ20-700) wordt tot circa 5,0 m in de vaste zandlaag aangebracht. Voor de beoordeling van de omgevingsbeïnvloeding voor de Havenstraat is uitgegaan van de maatgevende sondering SOP_36-2_A274+060_KR (zie Figuur 4-108). De conuswaarden in de vaste zandlaag liggen boven de 30 MPa. De maatgevende sondering van de Havenstraat met een puntniveau tot 5,0 m in de vaste zandlaag komt goed overeen met de sondering DKMP03 op testlocatie 2 van het nabijgelegen project Meanderende Maas (MeMa) (Figuur 4-109). Op basis van de damwandproef MeMa [43] is een minimale afstand tot gevoelige Categorie 2 bebouwing (metselwerk) bepaald, ter voorkoming van trillingsschade, van 7,5 m bij het drukkend aanbrengen van de damwand in combinatie met voorboren over de volledige plankbreedte en uitgebreide trillingsmonitoring. De afstand van de nieuwe damwand in de Havenstraat tot de Categorie 2 bebouwing (metselwerk) varieert tussen 6 en 10 m. Het gebouw van de watersportvereniging staat nog dichter bij op slechts een aantal meter. Het drukkend aanbrengen van de damwand met aanvullende maatregelen wordt niet zondermeer haalbaar geacht zonder schade aan het damwandprofiel en zonder schade aan de nabijgelegen bebouwing. Dit dient in een vervolgfase nader beschouwd te worden in combinatie met de resultaten van de uit te voeren (grond)onderzoeken.



Figuur 4-108 Maatgevende sondering SOP_36-2_A274+060_KR ter plaatse van Havenstraat [90]



Figuur 4-109 Sondering DKMP03 testlocatie 2, MeMa [43]

Om het risico op trillingsschade aan de bestaande nabijgelegen bebouwing, ten gevolge van het drukkend aanbrengen van de damwand, te minimaliseren, wordt aanbevolen om in de DO-fase de toepassing van een Soilmix-wand te overwegen. Door toepassing van verlengde stalen profielen kan, na het aanbrengen van de Soilmix-wand in de ondergrond, het bovengrondse deel worden opgestort. Na aanbrengen van de verankering kan de aanvulling achter de wand plaatsvinden.

De verankering van de nieuwe damwand wordt onder de paalfundering van de bestaande bebouwing aangebracht. Op basis van de archiefgegevens van de gemeente Land van Cuijk (nog op te vragen) zal nadere beoordeling van de inpassing van de ankers in relatie tot beïnvloeding van de bestaande paalfundering van de bebouwing in de DO-fase moeten plaatsvinden.

4.8.4 Conclusie sectie 273-2

Gevolgde aanpak in het kort

Op basis van de beschikbare informatie en de vastgestelde uitgangspunten is een Plaxis-model gemaakt waarin de maatgevende situaties in lijn met de PPL zoals beschreven in de TUN [45] zijn beschouwd. Uit het model volgen de resultaten van de geotechnische toets. In totaal zijn drie belastingssituaties doorgerekend. De situatie peil na val en MHW om de geotechnische stabiliteit en krachten te berekenen en de situatie HBN om de constructieve krachten in de constructie te bepalen.

Samenvatting resultaten en bevindingen

Op basis van de gehanteerde uitgangspunten is een nieuw ontwerp gemaakt van een verankerde damwand. De dimensies van de damwand zijn bepaald aan de hand van de maatgevende situatie wat in dit geval de situatie peil na val is. Het nieuwe ontwerp bestaat uit AZ20-700 damwandprofiel met staalkwaliteit S355. Om aan de vervormingseisen te voldoen dient er gebruik te worden gemaakt van groutankers met een hart-op-hart-afstand van 2,80 m. De damwand zal worden omhuld door metselwerk om de wand in de omgeving te laten passen.

Om het risico op trillingsschade aan de bestaande nabijgelegen bebouwing, ten gevolge van het drukkend aanbrengen van de damwand, te minimaliseren, wordt aanbevolen om in de DO-fase op basis van de resultaten van de onderzoeken de trillingsanalyse te herzien en eventueel de toepassing van een Soilmix-wand te overwegen

Aanvullende informatiebehoefte

Aangezien sectie 273-2 een nieuw te realiseren constructie betreft is er weinig informatiebehoefte betreffende de huidige constructie. Desondanks is er een informatiebehoefte.

- De verankering van de nieuwe damwand dient onder de paalfundering van de bestaande bebouwing aangebracht te worden. Om te beoordelen of dit het geval is dient archiefonderzoek te worden ontvangen van de gemeente.
- Om problemen tijdens de realisatie te voorkomen is inzicht in de nu aanwezige constructies in de ondergrond noodzakelijk. Hierbij wordt zowel gedoeld op de locatie en omvang van (resten van) de oude vestingmuur als de locatie en omvang van de huidige constructie.

Advies

Op basis van de huidige uitgangspunten wordt geadviseerd om een verankerde damwand toe te passen ter plaatse van sectie 273-2.

4.9 Verwacht resultaat overige secties

Op basis van de resultaten van de hiervoor beschreven secties is getracht een doorvertaling te maken naar de verwachtingen voor de overige secties van Grave. De doorvertaling betreft een verwachting en kan op een later moment veranderen als gevolg van nieuwe inzichten. In Tabel 4-65 is de doorvertaling weergegeven met een korte toelichting. Een uitgebreidere toelichting volgt onder de tabel. Indien een nieuwe constructie is voorzien, wordt aangenomen dat de sectie voldoet en is deze daarom niet opgenomen in de tabel.

Tabel 4-65 Doorvertaling op basis van resultaten VO voor secties met mogelijk behoud bestaande kadeconstructie

Sectie	Voldoet	Doorvertaling o.b.v. sectie	Lengte [m]	Toelichting
265-1	Ja	265-1	47	Nieuwe constructie
265-2	Ja	265-2	10	Nieuw constructie
265-3	n.v.t.		7	Onderdeel Raamsluis
266-1	Nee	266-1	24	Snede is beschouwd in dit rapport
266-2	Nee	266-1	23	
266-3	Nee	266-1	9	
266-4	Nee	266-1	4	
266-5	Nee	266-1	32	
266-6	Nee	266-7	20	
266-7	Nee	266-7	23	Snede is beschouwd in dit rapport
267-1	Nee	267-2	20	
267-2	Nee	267-2	22	Snede is beschouwd in dit rapport
267-3	Nee	268-1	14	
267-4	Ja	267-4	47	Snede is beschouwd in dit rapport
268-1	Nee	268-1	42	Snede is beschouwd in dit rapport
268-2	Nee	268-1	14	
268-3	Ja	267-4	74	
269-1	Nee	268-1	2	
269-2	Nee	268-1	1	
269-3	Nee	268-1	7	
269-4	Nee	269-4	30	Snede is beschouwd in dit rapport
269-5	Ja	271-1	8	
270-1	Ja	270-1	41	Snede is beschouwd in dit rapport
273-1	Ja	273-2	11	
273-2	Ja	273-2	93	Snede is beschouwd in dit rapport
273-3	Ja	273-2	14	

In totaal is circa 175 m aan secties goedgekeurd op basis van de in deze rapportage uitgevoerde analyse, voor circa 170 m aan secties zijn nieuwe constructies voorzien en circa 290 m aan secties is afgekeurd. De onderbouwing hiervoor is als volgt:

- Sectie 266-1 tot en met 267-2 zijn allen secties in de Oude Haven. In de Oude Haven zijn meerdere secties beschouwd. Geen van de drie beschouwde secties (266-1, 266-6/7 en 267-2) voldoet bij maatgevende omstandigheden aan de gehanteerde uitgangspunten. Op basis van deze conclusies worden alle overige secties in de Oude Haven in deze rapportage ook afgekeurd.
- Sectie 267-3 tot en met sectie 269-4 zijn allen secties langs de Maaskade. De secties onderscheiden zich door hun funderingswijze. Eén deel staat op palen, het andere deel op staal.
    - In de voorliggende rapportage is sectie 267-4 beschouwd, een sectie op palen. Deze sectie voldoet en op basis daarvan wordt aangenomen dat de andere sectie op palen, sectie 268-3, ook voldoet. Het betreft slecht twee secties, maar de gezamenlijke lengte van de secties is met circa 120 m significant.
    - De overige secties, circa 110 m kadeconstructie, langs de Maaskade zijn op staal gefundeerd, waaronder secties 268-1 en 269-4 welke zijn beschouwd in deze rapportage. Op basis van de gehanteerde uitgangspunten voldoet sectie 268-1. Het blijkt dat de constructie gevoelig is voor de gehanteerde bodemopbouw. Sectie 269-4 voldoet niet op basis van de gehanteerde uitgangspunten. Echter, wanneer het maaiveldniveau aan actieve zijde van sectie 269-4 niet wordt verhoogd voldoet deze sectie wel. Om deze redenen kan niet zonder meer aangenomen worden dat de op staal gefundeerde secties langs de Maaskade voldoen. Er dient nader grondonderzoek te worden uitgevoerd om de gehanteerde bodemopbouw te bevestigen voordat met zekerheid kan worden gezegd dat sectie 268-1 en de naastgelegen of staal gefundeerde constructies voldoen. Daarnaast dient te worden vastgesteld wat er dient te gebeuren met het maaiveld aan actieve zijde van de kade.
    - Sectie 270-1 is uniek en is daarom separaat beschouwd in deze rapportage. Op basis van deze sectie kan geen doorvertaling naar andere secties gemaakt worden met uitzondering van sectie 269-5 waar zelfde constructie is toegepast met een coupure.
    - De overige secties, zijn allemaal nieuwe constructies. Hier zal per sectie een ontwerp voor moeten worden opgesteld zoals dat al op VO-niveau is gedaan voor sectie 273-2. Voor de secties waar nieuwe constructies zijn voorzien wordt aangenomen dat een maakbaar ontwerp haalbaar is.

Voor secties in Tabel 4-65 die op dit moment niet voldoen, wordt in deze fase als uitgangspunt gehanteerd dat een nieuwe onderbouw benodigd is. Deze onderbouw is

5 Coupures en demontabele keringen

5.1 Onderscheid coupures en demontabele keringen

Een deel van de waterkering in Grave zal op de vereiste hoogte gebracht worden middels demontabele keringen en coupures. Het verschil is voor gebruikers gering:

- Een coupure is een (veelal ook door voertuigen) passeerbare onderbreking in een waterkering. Een coupure heeft permanente voorzieningen om snel de kerende hoogte te kunnen realiseren. Er hoeven slechts deuren te worden gesloten of schotbalken in sponningen te worden geplaatst om de coupure te sluiten. Een coupure is dus een opening in een waterkering.
- Een demontabele kering is een tijdelijke constructie die op de bestaande waterkering wordt geplaatst in geval een te hoge waterstand wordt verwacht. De demontabele kering bestaat uit een permanente voorziening op de kade of in de straat, zoals een betonnen drempel, met bevestigingsvoorzieningen voor tijdelijke staanders. Tussen de staanders worden schotbalken geplaatst waarmee de kerende hoogte van de kade wordt vergroot. Een demontabele kering is dus een snel op te richten, tijdelijke verhoging van een waterkering.

Een coupure is vaak passeerbaar voor voertuigen. De dorpel dient daarom op verkeersbelastingen te worden ontworpen. Daarnaast heeft een coupure veelal een onderloopsheidscherm nodig. Demontabele keringen worden op kadeconstructies geplaatst waardoor onderloopsheid voor de demontabele kering veelal geen relevant ontwerpaspect is.

Ondergronds verschillen de demontabele kering en de coupure van elkaar. Bovengronds is er technisch geen principieel onderscheid tussen een coupure en een demontabele kering. Het onderscheid is bovengronds met name functioneel van aard. Een coupure is op gebruikersniveau op te vatten als een demontabele kering die tevens als toegang functioneert.

5.2 Inleiding coupures en demontabele keringen

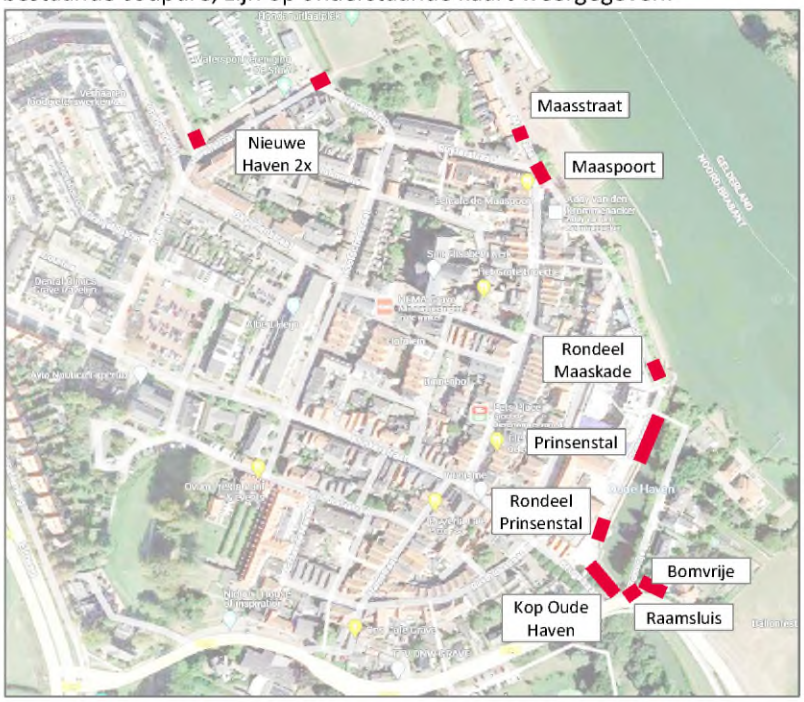
De demontabele keringen bestaan uit staanders voorzien van sponningen, waarin aluminium profielen kunnen worden gestapeld, vergelijkbaar met schotbalken. Wanneer het Maaspeil te hoog dreigt te worden kan snel de kering verhoogd worden.

Voordeel van demontabele keringen is dat er geen sprake is van permanente aanwezige elementen die het aanzicht van de kade, Maas en belendende panden verstoren. Omdat het in onderhavige situatie om een relatief grote lengte van de waterkering gaat die met demontabele keringen wordt opgehoogd, is besloten om zoveel als mogelijk een gestandaardiseerd systeem te gebruiken. Dit om logistieke problemen, verwarringen en installatiefouten te voorkomen.

De demontabele keringen en coupures zijn wat betreft de aard van het constructief systeem erg vergelijkbaar van opzet. Zij worden daarom op dezelfde wijze en in onderlinge samenhang geanalyseerd. In het ontwerprapport Grave (voorliggend document) worden de gevolgde aanpak en de resultaten van uitgevoerde analyses gepresenteerd.

5.3 Overzicht locaties

De locaties waar demontabele keringen en coupures zullen of kunnen komen, of waar reeds sprake is van een bestaande coupure, zijn op onderstaande kaart weergegeven:



Figuur 5-1 Overzicht locaties demontabele keringen en coupures

De in de figuur weergegeven locaties betreffen de stand van zaken op het moment van schrijven van de rapportage. De oplossingsrichting ligt echter nog niet vast voor heel Grave. Hierdoor kan het zijn dat tijdens het schrijven van de rapportage ontwikkelingen hebben plaatsgevonden die niet mee zijn genomen in deze rapportage zoals aanvullende lengtes demontabele kering.

De delen van de waterkering waarop deze beschouwing betrekking heeft zijn:

1. Coupure Bomvrije;
2. Demontabele kering Raamsluis (in geval tot vervanging van het muurtje wordt besloten);
3. Demontabele kering kop Oude Haven;
4. Demontabele kering en coupure rondeel Prinsenstal;
5. Demontabele kering Prinsenstal rond de voetgangersbrug (optioneel onderbreken middels een coupure ter plaatse de brug);
6. Coupure rondeel Maaskade;
7. Coupure Maaspoort;
8. Coupure Maasstraat;
9. Coupure Nieuwe Haven oostzijde;
10. Coupure Nieuwe Haven westzijde.

In totaal gaat het om acht coupures en demontabele keringen. De coupures kunnen bedoeld zijn voor het doorlaten van voertuigen of voor het doorlaten van voetgangers. In tabelvorm:

Tabel 5-1 Overzicht demontabele keringen en coupures

Locatie	Demontabele kering	Coupure t.b.v. voertuigen	Coupure t.b.v. voetgangers
Bomvrije		x	
Raamsluis	x		
Kop Oude Haven	x		
Rondeel Prinsenstal	x		x
Voetgangersbrug Prinsenstal	x		x (optioneel)
Rondeel Maaskade			x
Maaspoort			x (breed)
Maasstraat		x	
Nieuwe Haven oostzijde		x	
Nieuwe Haven westzijde		x	
Totaal	**4**	**4**	**3 + 1 optioneel**

De tabel laat zien dat coupures in twee varianten voorkomen:

- Coupures bedoeld voor doorlaten van voertuigen. Deze coupures zijn breed.
- Coupures bedoeld voor voetgangers. Deze zijn beduidend smaller dan coupures voor voertuigen.
  - Uitzondering hierop is de coupure ter plaatse van de Maaspoort. De poort is circa 3,30 m breed (binnenmaat) en de achterliggende bakconstructie is inwendig circa 4,40 m breed.
  - Deze breedte ligt in de buurt van de schotbalklengte die voor de demontabele keringen wordt voorzien. Om deze reden zal coupure Maaspoort constructief meegenomen worden als deze deel uitmaakt van de demontabele kering.

De demontabele keringen en de coupures worden voor de constructieve beschouwing in clusters ingedeeld. Een cluster is in deze context een groep objecten waar gestreefd wordt naar toepassen van identieke schotbalken.

In de volgende tabel staan alle te realiseren objecten, inclusief één optionele voetgangerscoupure. Locatie Maaspoort is vetgedrukt: dit is de enige locatie waar een constructie in een afwijkend cluster is ingedeeld.

Tabel 5-2 Te realiseren objecten

Locatie	Volgnummer	Type constructie	T.b.v. constructieve beschouwing in cluster
Bomvrije	1	Coupures voertuigen	Coupures voertuigen
Raamsluis	2	Demontabele keringen	Demontabele keringen
Kop Oude Haven	3	Demontabele keringen	Demontabele keringen
Rondeel Prinsenstal (a)	4a	Demontabele keringen	Demontabele keringen
Rondeel Prinsenstal (b)	4b	Coupures voetgangers	Coupures voetgangers
Voetgangersbrug Prinsenstal (a)	5a	Demontabele keringen	Demontabele keringen
Voetgangersbrug Prinsenstal (b)	5b	Coupures voetgangers	Coupures voetgangers
Rondeel Maaskade	6	Coupures voetgangers	Coupures voetgangers
Maaspoort	**7**	**Coupures voetgangers**	**Demontabele keringen**
Maasstraat	8	Coupures voertuigen	Coupures voertuigen
Nieuwe Haven oostzijde	9	Coupures voertuigen	Coupures voertuigen
Nieuwe Haven westzijde	10	Coupures voertuigen	Coupures voertuigen

5.4 Uitgangspunten

De volgende uitgangspunten zijn aangehouden dan wel bepaald in de ontwerprapportage van de demontabele keringen:

- Schotbalken worden met twee personen in de sponningen getild.
- Als acceptabel gewicht voor een schotbalk is 30 kg nagestreefd (getoetst middels https://www.fnv.nl/tiltest). Het maximumgewicht dat herhaaldelijk getild mag worden bedraagt circa 40 kg (met twee personen).
- Alleen het cluster coupures voor voertuigen en het cluster demontabele keringen worden in deze analyse beschouwd. De coupures voor voetgangers zijn dermate smal dat er niet of nauwelijks optimalisatiemogelijkheden liggen.
- De smalle coupures voor voetgangers zullen worden uitgevoerd met dezelfde profieltypen als de profielen voor de demontabele keringen.
- Voor de smalle coupures voor voetgangers worden schotbalken toegepast met een lengte van 1,50 m. Eventueel kunnen ook elders in de demontabele keringen ten behoeve van inpassing (sluitmaten) dezelfde lengtes gebruikt worden. Zodoende kunnen sluitmaten in de demontabele keringen en de smalle coupures uit dezelfde partij schotbalken putten.
- Er wordt geen uitputtende differentiatie toegepast voor de lengtes van de schotbalken voor de coupures voor voertuigen en de demontabele keringen.
- Elk cluster krijgt een eigen unieke schotbalklengte. De tussen clusters onderling verschillende balklengtes borgen dat schotbalken uitsluitend voor de bedoelde bestemming kunnen worden toegepast: een schotbalk ten behoeve van coupures past niet in de demontabele kering en vice versa.
- Binnen ieder cluster wordt één profieltype toegepast. Door binnen een cluster slechts één profieltype toe te passen hoeft er bij het stapelen niet op te worden gelet dat sterke profielen als eerste (onderin) geplaatst worden.
- De coupures kunnen door verkeer/voetgangers gekruist worden. Voor de coupures wordt de opening daarom zo breed mogelijk gemaakt om aanrijdrisico's te minimaliseren. Een eventuele beperkte overschrijding van het nagestreefde maximum tilgewicht wordt daarbij geaccepteerd. Dit vanwege het beperkte volume te plaatsen schotbalken in de coupures.
- Voor de schotbalken voor de demontabele keringen wordt, omwille van veelzijdige inzetbaarheid, de lengte korter gekozen dan voor de coupures.

- Ten gevolge van golfslag zal een drukpiek aan de bovenzijde van de demontabele keringen en coupures kunnen ontstaan. Een dergelijke drukpiek manifesteert zich met name rond de waterspiegel. De effecten dempen op enige diepte uit. Er wordt een hydrostatisch drukverloop aangehouden op basis van HBN. De hydrostatische waterdruk tegen de onderste schotbalken is groter dan de hydrostatische waterdruk vermeerderd met de effecten van de drukpiek tegen de bovenste schotbalken. De maatgevende snedekrachten zullen zodoende ontstaan in de onderste schotbalken. Dynamische effecten hoeven daarom niet in de berekening van de schotbalken te worden verdisconteerd, want de dynamische effecten dragen niet bij aan de maatgevende belasting.

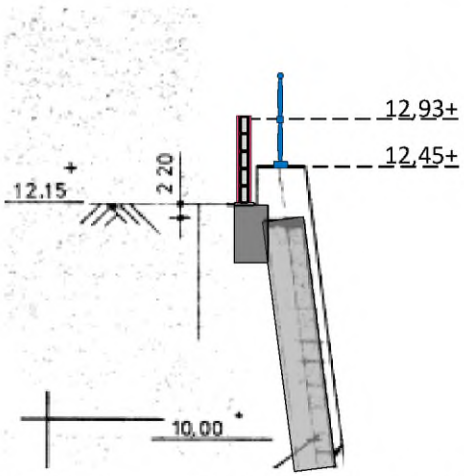
5.5 Principe-oplossingen

5.5.1 Algemeen

In dit hoofdstuk zijn de principe-oplossingen niet uitputtend constructief doorgerekend. In de DO-fase zal per sectie moeten worden getoetst of de bestaande constructie moet worden aangepast om de belasting uit de demontabele kering in te leiden.

5.5.2 Tegen bestaande kade

Getoond is de oplossing ter plaatse van Prinsenstal (secties 267-1 en 267-2). Deze oplossing is tevens representatief voor de kade aan de kop van de Oude Haven (sectie 266-1).



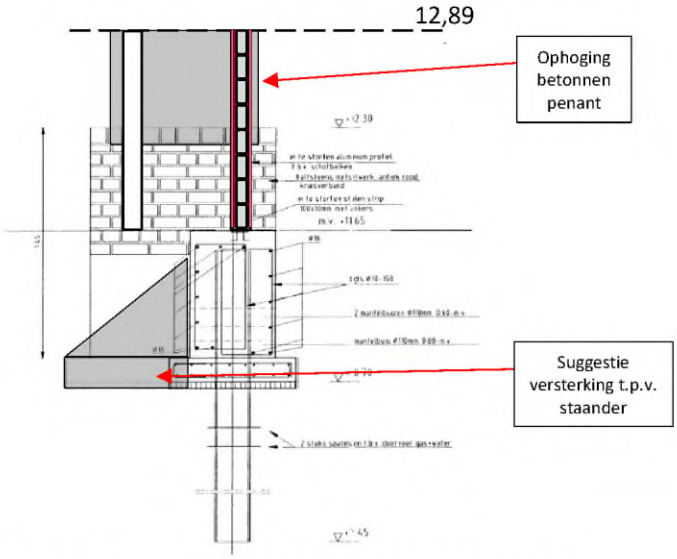
Figuur 5-2 Principeoplossing demontabele kering achter kade

De oplossing bestaat uit:

- Het aanbrengen van een drempel aan de achterkant van de kade.
- De verbinding aan de betonnen kern dient voor afdracht van de horizontale belastingen ten gevolge van het water.
- De drempel biedt een vlakke ondergrond ten behoeve van afdichting aan de onderzijde van de demontabele kering.
- Staanders op regelmatige afstand. De staanders zijn voorzien van een sponning om de schotbalken in te plaatsen.

5.5.3 Coupure in de weg

Getoond is de oplossing ter plaatse van de Maasstraat (sectie 269-5). Deze oplossing (exclusief de getoonde versterkingsvoorstellen) is tevens representatief voor Bomvrije (sectie 265-2) en voor de Nieuwe Haven (secties 273-2 en 273-3).



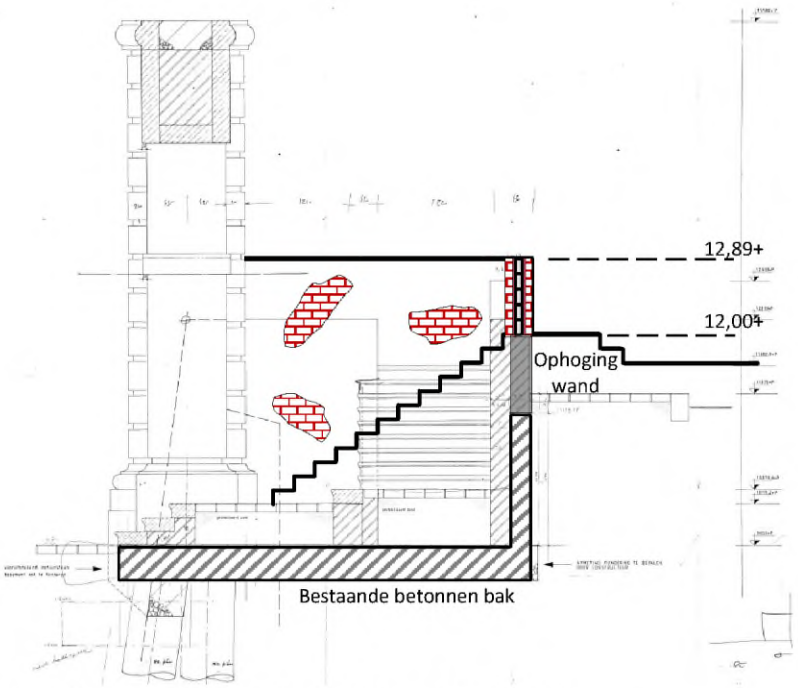
Figuur 5-3 Principe oplossing coupure in weg

De oplossing (exclusief de getoonde versterkingsvoorstellen) bestaat uit:

- Het aanbrengen van een drempel, met de bovenkant gelijk aan straatniveau.
- De drempel draagt af op het onderloopsheidscherm, bestaande uit een damwand.
- De drempel is aan de einden voorzien van penanten met sponningen. Bij grotere lengte van de coupure dienen tevens voorzieningen te worden aangebracht ten behoeve van montage van demontabele staanders.

5.5.4 Coupure Maaspoort

De Maaspoort zal waarschijnlijk worden aangepast, waarbij er één brede trap zal zijn die haaks op de kade staat.



Figuur 5-4 Principeoplossing coupure Maaspoort

De oplossing bestaat uit:

- De bestaande betonnen bak aan weerszijden van de trap verhogen tot de vereiste kerende hoogte.
- De achterwand van de betonnen bak verhogen tot toekomstig straatniveau.
- Een rechte brede trap realiseren vanaf de poort tot aan de straat.
- Op de achterwand komt de coupure.

5.6 Kenmerken locaties

Van de te beschouwen locaties zijn gegevens als te realiseren hoogte, maaiveldniveau en daaruit volgende waterbelasting, et cetera bepaald. De lengtes van de schotbalken, de samenstelling van demontabele keringen uit lange en korte schotbalken, etc. zijn het resultaat van de berekeningen. De wijze van totstandkoming van deze resultaten komt in de volgende paragraaf aan bod.

Tabel 5-3 Kenmerken locaties demontabele keringen en coupures

Locatie	Bomvrije	Raamsluis, noord-oost	Raamsluis, midden	Raamsluis, zuid-west	Kop Oude Haven	Rondeel Prinsenstal (a)	Rondeel Prinsenstal (b)	Prinsenstal (a) (omg. Brug)	Prinsenstal (b) (omg. Brug)	Rondeel Maaskade	Maaspoort	Maasstraat	Nieuwe Haven, oostzijde	Nieuwe Haven, westzijde	Opmerking/toelichting
Sectie (id actueel)	265-2	265-3	265-3	265-3	266-1	266-4	266-4	267-1 ; 267-2	267-1 ; 267-2	267-4	269-1	270-1	273-1	273-3	
Sectie (id toekomstig)	265-2	265-3	265-3	265-3	266-1	266-2b	266-2b	267-1 ; 267-1a	267-1 ; 267-1a	267-3	269-1	270-1	273-2	273-3	
Lengte benodigd [m] (GIS)	10,12	n.v.t.	5,90	1,35	23,71	5,00	1,50	40,00	1,50	1,50	3,50	7,00	11,00	14,00	groen = gebruikt in berekening
Lengte totaal [m] (GOOGLE MAPS)	9,00	3,00	6,00	3,00	22,00	37,00	37,00	37,00	37,00	37,00	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	
Maaiveldhoogte [m+NAP] (AHN)	12,20	12,30	12,40	12,00	11,90	12,25	12,25	12,25	12,25	12,28	11,50	11,67	12,20	12,10	
Huidige hoogte (kade)constructie [m+NAP] (GIS / AHN)	n.v.t.	13,40	13,40	12,42	11,90	12,45	12,00	12,45	12,61	12,45	11,50	11,67	n.v.t.	n.v.t.	
Kerende constructie (huidig)	maaiveld	maaiveld	maaiveld	maaiveld	kade	kade	kade	kade	kade	kade	drempel coupure	drempel coupure	maaiveld	maaiveld	
Typering oplossingsrichting	coupure voertuigen	demontabele kering	demontabele kering	demontabele kering	demontabele kering	demontabele kering	coupure voetgangers	demontabele kering	coupure voetgangers	coupure voetgangers	demontabele kering*	coupure voertuigen	coupure voertuigen	coupure voertuigen	*) coupure voor voetgangers, ingedeeld in cluster demontabele kering
Normale elementlengte (m)	4,00	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	1,50	3,50	1,50	1,50	3,50	4,00	4,00	4,00	oranje = coupures met 3,5 m elementen blauw = ophoging kademuren met 3,0 m elementen (+0,05 m t.b.v. sponningen/staanders)
Korte elementlengte (m)	0	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0	1,50	0	0	1,50	0	0	0	sluitmaten
Onderkant demontabele kering	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld (verloopt, laagste punt beschouwd)	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidige kade	toekomstig (verhoogd) maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	huidig maaiveld	
Onderkant demontabele kering (m+NAP)	12,20	12,30	12,40	12,00	11,90	12,25	12,25	12,25	12,25	12,28	12,00	11,67	12,20	12,10	
Opgave Bovenkant kering [m+NAP]	12,872	12,872	12,872	12,872	12,889	12,889	12,889	12,933	12,933	12,933	12,89	12,89	12,772	12,772	
Kerende hoogte [m] (opgave)	0,67	0,57	0,47	0,87	0,99	0,64	0,64	0,68	0,68	0,65	0,89	1,22	0,57	0,67	
Aantal lange schotbalken in lengterichting	2	1	2	0	6	1	1	11	1	1	1	2	3	3	
Aantal korte schotbalken in lengterichting	0	0	0	1	2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	
Gerealiseerde lengte (m)	8,00	3,50	7,00	1,50	24,00	5,00	1,50	40,00	1,50	1,50	3,50	8,00	12,00	12,00	
delta (Lgerealiseerd - Lbenodigd) (m)	-2,12	0,50	1,00	-1,50	0,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	-2,00	delta = teveel of tekort aan gerealiseerde lengte bij de gehanteerde standaardlengte van de elementen
delta totale sectie (Lgerealiseerd - Lbenodigd) (m)	-2,12	0,00			0,29	0,00		0,00		0,00	0,00	1,00	1,00	-2,00	
P water (kPa)	6,72	5,72	4,72	8,72	9,89	6,39	6,39	6,83	6,83	6,53	8,9	12,2	5,72	6,72	
moment,rep (kNm/m)	13,44	8,76	7,23	13,35	15,14	9,78	1,80	10,46	1,92	1,84	13,63	24,40	11,44	13,44	
gamma G	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	
P,d water (kPa)	10,08	8,58	7,08	13,08	14,835	9,585	9,585	10,245	10,245	9,795	13,35	18,3	8,58	10,08	
moment,d (kNm/m)	20,16	13,14	10,84	20,03	22,72	14,68	2,70	15,69	2,88	2,75	20,44	36,60	17,16	20,16	

5.7 Berekening schotbalken

De schotbalken worden berekend op basis van twee criteria:

- Maximale doorbuiging bedraagt 1/150.
- Sterkte aluminium:
  - Vloeispanning aluminium = 200 N/mm^2.
  - Materiaalfactor = 1,15.
  - Veiligheidsfactor belastingen = 1,50. Deze wordt ingebracht als een sterktereductie. Zodoende kunnen ontwerpgrafieken voor sterkte en stijfheid gerelateerd worden aan de karakteristieke waarde van de waterbelasting, waardoor sterkte en stijfheid in één gecombineerde ontwerpgrafiek getoetst kunnen worden.

Er wordt gerekend met profielen uit het standaardleveringsprogramma van Morstelt (https://www.morselt.com/inhoud/uploads/Schotbalken-constructie.pdf) en ESEP (https://www.esep.nl/wp-content/uploads/technische-informatie-schotbalken.pdf).

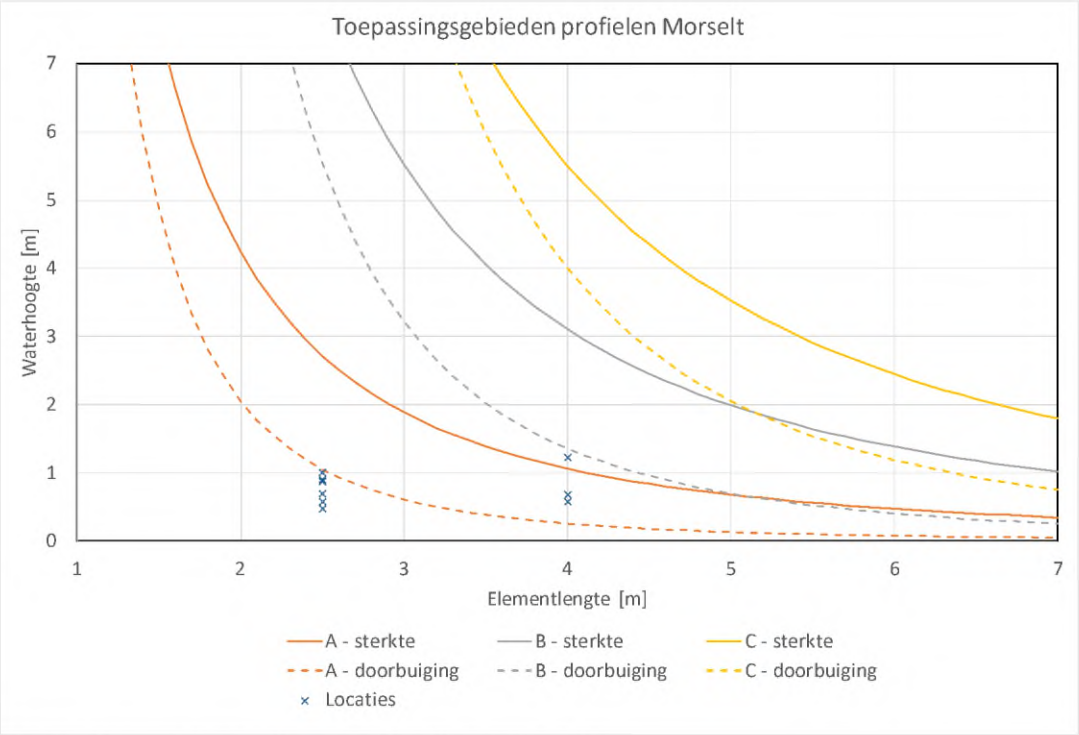
Maatgevende waterbelasting voor de coupures (brede coupures voor voertuigen) treedt op bij de Maasstraat (1,22 m waterhoogte). Voor de demontabele keringen treedt de maatgevende waterbelasting op bij de kop van de Oude Haven (0,99 m waterhoogte).

De berekeningen hebben uitsluitend betrekking op de coupures voor voertuigen en op de demontabele keringen. De coupures voor voetgangers zijn dermate smal dat daarvoor zonder berekening hetzelfde schotbalkprofiel als voor de demontabele keringen toegepast kan worden.

LET OP: er zijn diverse andere leveranciers van aluminium schotbalken en/of demontabele waterkeringen. Morselt en ESEP zijn slechts gekozen voor deze analyse omdat hun productdocumentatie toereikend was voor het uitvoeren van de benodigde berekeningen.

5.7.1 Morselt-profielen

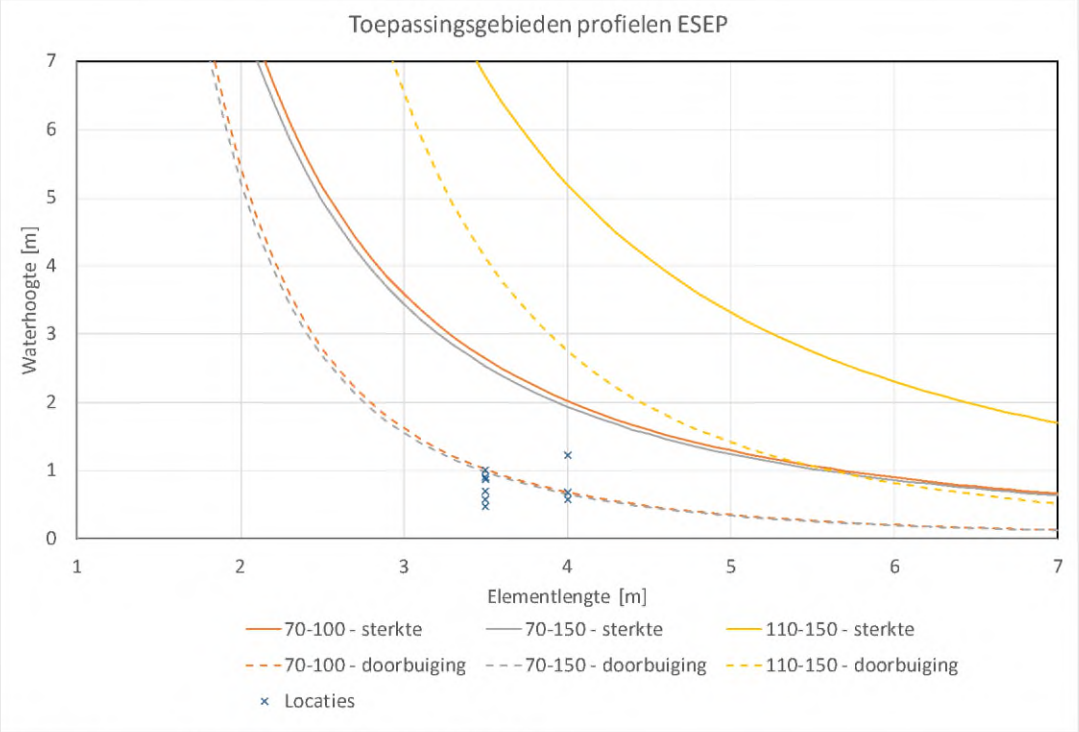
Wanneer uitsluitend Morselt-profielen worden gebruikt, dan zouden voor de demontabele keringen een schotbalklengte van 2,5 m resulteren in profieltype Morselt-A en voor de coupures een lengte van 4,0 m. Voor de demontabele keringen zou een lengte van 2,5 m in een vrij groot aantal staanders resulteren, wat waarschijnlijk niet wenselijk wordt geacht vanuit oogpunt van betrouwbaarheid sluiten en vanuit oogpunt van snelheid bij opbouwen. Het plaatsen van staanders is waarschijnlijk tijdrovender dan het plaatsen van schotbalken. Door een zwaarder schotbalkprofiel te kiezen kan een lengte van circa 4,5 m toegepast worden, maar een dergelijk grote lengte geeft waarschijnlijk inpassingsproblemen.



Figuur 5-5 Toepassingsgebied profielen Morselt

5.7.2 ESEP-profielen

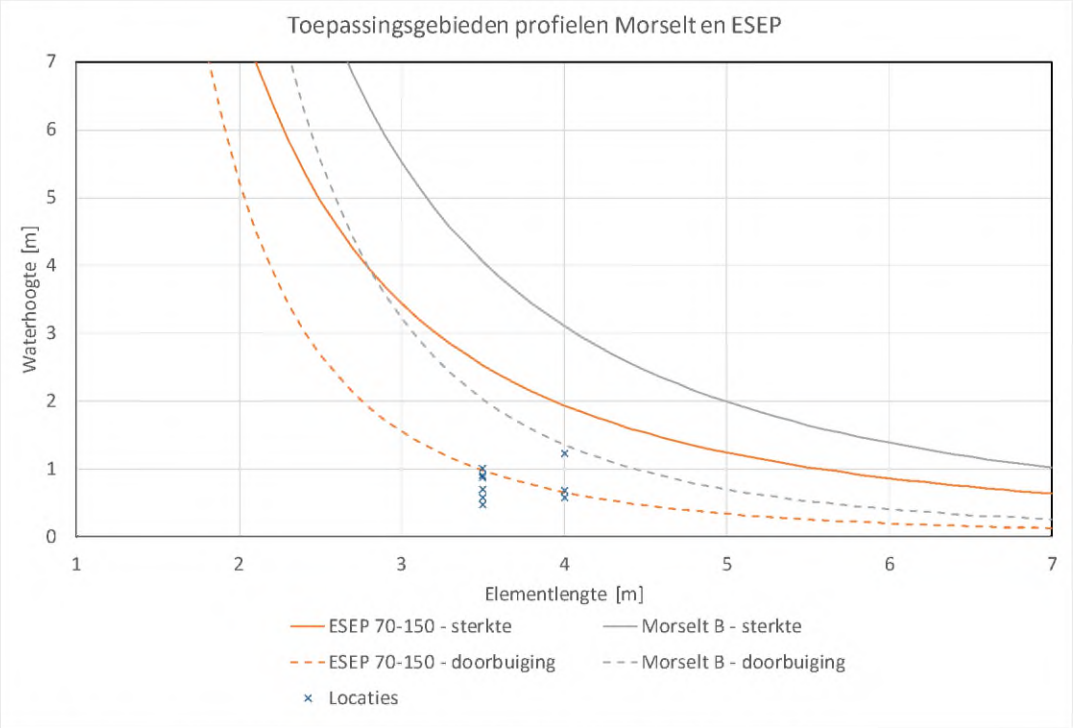
Met ESEP-profielen zouden de balken voor de coupures naar 5,25 m kunnen, maar het gewicht wordt voor dat profiel de beperkende factor. Met 10,6 kg/m is een lengte van 4,0 m al zwaarder dan wenselijk. Daarentegen is de lengte van 3,5 m voor de demontabele keringen goed passend bij de 70 mm dikke profielen van ESEP.



Figuur 5-6 Toepassingsgebied profielen ESEP

5.7.3 Combinatie Morselt- en ESEP-profielen

Uit de voorgaande twee grafieken wordt een gecombineerde grafiek samengesteld. Voor de demontabele keringen wordt uitgegaan van ESEP 70-150 profielen met een lengte van 3,50 m. Voor de coupures wordt uitgegaan van Morselt-profielen met een lengte van 4,0 m. Beide combinaties zijn in de voorgaande twee paragrafen reeds getoond, maar nu gecombineerd in één grafiek:



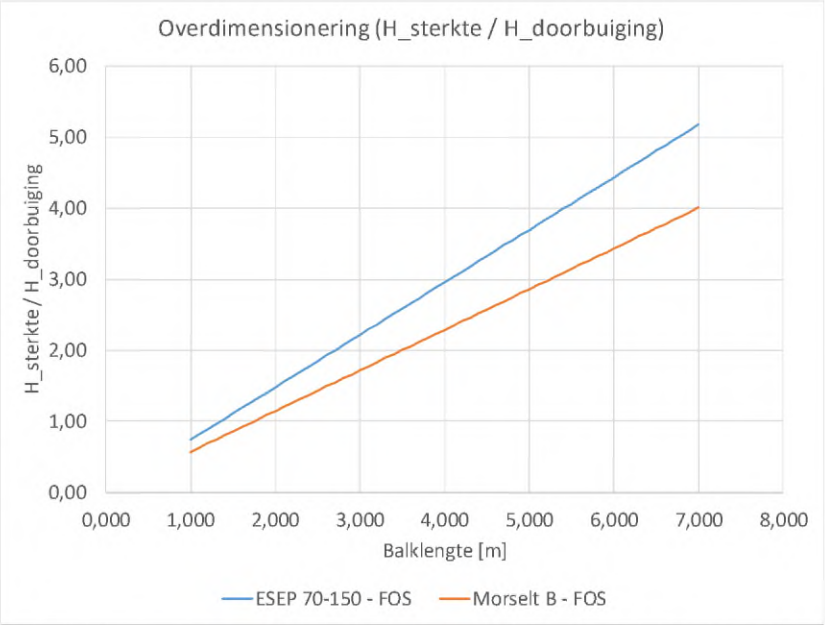
Figuur 5-7 Toepassingsgebied combinatie profielen Morselt en ESEP

Beide clusters liggen nu dichtbij de lijn behorend bij het doorbuigingscriterium.

5.7.4 Uitnutting van gekozen Morselt- en ESEP-profielen

De mate van uitnutting wordt bepaald door voor iedere balklengte de maximaal toelaatbare waterhoogte op basis van de doorbuigingseis te delen door de maximaal toelaatbare waterhoogte op basis van de sterkte van het profiel.

Het is beter inzichtelijk als in plaats van de uitnutting de mate van overdimensionering wordt gepresenteerd. Hierbij wordt de maximaal toelaatbare waterhoogte op basis van de sterkte van het profiel gedeeld door de maximaal toelaatbare waterhoogte op basis van de doorbuigingseis. Dit geeft voor de twee gekozen profielen de volgende grafiek:



Figuur 5-8 Overdimensioneringen gekozen Morselt- en ESEP-profielen

Bij de gekozen lengtes is sprake van overdimensionering met factor van circa 2,5. Een factor van 1,0 betekent dat de sterkte 100% benut wordt. Een factor van 2,5 betekent dat de sterkte voor slechts 40% benut wordt. Als kortere balklengtes en dus een groter aantal staanders geaccepteerd wordt, dan kunnen de schotbalken lichter worden uitgevoerd. Wellicht dat de (materiaal)besparing op de schotbalken enkele tientallen procenten kan bedragen.

5.7.5 Conclusies berekening schotbalken

- De standaardleveringsprogramma's van de twee in de analyse betrokken leveranciers bevatten profielen die in de ontwerpgrafieken geen overlap hebben. De standaardleveringsprogramma's bieden daarom weinig mogelijkheid tot verregaande optimalisatie.
- Door profielen van verschillende leveranciers in de analyse te betrekken, worden de hiaten in de ontwerpgrafiek deels opgevuld. Door meerdere leveranciers in beschouwing te nemen kan het ontwerp van de demontabele keringen en coupures dus beter geoptimaliseerd worden.
- De uitkomsten zijn ten dele gebaseerd op plausibele maar arbitraire uitgangspunten. Bijvoorbeeld de veronderstelde wenselijkheid om coupures zo breed mogelijk te maken ter beperking van aanrijdgevaar. Ook het uitgangspunt dat ieder type schotbalk een eigen unieke lengte krijgt en in slechts één profiel wordt uitgevoerd, dit omwille van eenvoud ter voorkoming van installatiefouten, kan als pessimistisch worden beoordeeld.
- De doorbuigingseis is maatgevend gebleken. Bij toenemende lengte van schotbalken neemt de mate van overdimensionering toe, omdat de doorbuiging van de balken evenredig is met L^3 terwijl het buigend moment evenredig is met L^2. Bij langere balken leidt de doorbuigingseis daardoor tot steeds verder toenemende overdimensionering. Bij kortere balken kan de dikte van de balken daarentegen snel afnemen, maar dit leidt tot meer staanders. Verdere optimalisatie van het ontwerp is waarschijnlijk goed mogelijk, mits alle eisen en randvoorwaarden goed in beeld zijn.

6 Kabels & Leidingen

6.1 Algemeen

In Grave liggen diverse bestaande kabels en leidingen van derden (K&L) voor de lokale distributie van drinkwater, gas, stroom, riolering en data. De distributienetten zijn in de meeste straten gelegen aan de zijde van de woningen, niet aan de zijde van de kering.

Het verhogen van de bovenkant van de kering, bijvoorbeeld door opmetselen, ommetselen of een demontabele kering, zal voor de K&L waarschijnlijk geen knelpunten geven.

6.2 Aandachtslocaties

6.2.1 Bomvrije

In de secties 265-1 en 265-2 zijn maatregelen in de ondergrond voorzien in de vorm van een nieuwe damwand. Het aanbrengen van de damwand geeft diverse knelpunten met bestaande K&L. De bestaande distributienetten die een knelpunt geven komen grofweg uit de Brugstraat en lopen richting de adressen in de Bomvrije. Diverse K&L kruisen langs/door sectie 265-3, vervolgens door sectie 265-2 en vervolgen in de straat Bomvrije richting de adressen Bomvrije 1, 1A, 2, 3, 4 en 5. Daarnaast takken ter plaatse van sectie 265-2 diverse K&L af richting het adres Jan van Cuykdijk 2, deze liggen in of nabij sectie 265-1. Hier ligt ook een doorgaand tracé van KPN richting een Maaskruising. Zie onderstaande figuur voor de ligging van bestaande K&L ter plaatse van de betreffende secties.



Figuur 6-1 Overzicht K&L rondom de Oude Haven

Ten behoeve van de damwanden is het verleggen van K&L noodzakelijk. Daarvoor is van belang dat er een nieuwe K&L-strook wordt opgenomen in het ontwerp, om vanuit de Brugstraat de adressen in de Bomvrije te kunnen bereiken. De K&L-strook moet in de realisatiefase en in de beheerfase de ruimte geven om de distributienetten te leggen en te beheren, inclusief de voorzieningen om de damwand te passeren. Omdat de

bestaande K&L en de secties 265-1 en 265-2 gelegen zijn op of nabij particuliere gronden, is van belang dat tijdig de K&L-strook wordt vastgesteld, zodat de grondverwerving voor de K&L-strook tijdig kan starten.

6.2.2 Maaskade-Prinsenstal

In de secties 266-1 t/m 266-7, 267-1 t/m 267-3, 268-1, 268-2, 269-1 t/m 269-4 zijn maatregelen in de ondergrond voorzien, op basis van de huidige beoordeling van de bestaande onderbouw. Uitgaande van een nieuwe damwand op deze locaties, ontstaan een aantal knelpunten met bestaande K&L. Voor de distributienetten van gas, stroom, drinkwater en data zullen deze beperkt zijn, omdat deze zijn gelegen aan de zijde van de woningen aan de Maaskade en Prinsenstal. In delen van de Maaskade en Prinsenstal ligt vrijverval riolering in het midden van de rijbaan, dichterbij de nieuwe damwand. Ten slotte zijn er een aantal huisaansluitingen elektra richting de bestaande masten voor openbare verlichting. Als de openbare verlichting (tijdelijk) wordt verplaatst, dient de aannemer af te stemmen met Enexis dat de masten tijdig worden af- en aangekoppeld. Alle knelpunten en oplossingen zijn nader uit te werken en op te lossen op openbare grond, met als aandachtspunt dat de bestaande distributienetten in de secties 266-2 t/m 266-5 zijn gelegen op particuliere grond.

6.2.3 Havenstraat

In de secties 273-1, 273-2 en 273-3 zijn maatregelen in de ondergrond voorzien in de vorm van een nieuwe damwand. Het aanbrengen van de damwand geeft een aantal knelpunten met bestaande K&L. Voor de distributienetten van gas, stroom, drinkwater en data zullen deze beperkt zijn, omdat deze zijn gelegen aan de zijde van de woningen aan de Havenstraat. In een deel van de Havenstraat ligt vrijverval riolering in het midden van de rijbaan, nabij de nieuwe damwand.
Een aantal kruisende huisaansluitingen van data richting het gebouw van de watersportvereniging geven een knelpunt met de damwand. Mogelijk geven de huisaansluitingen van stroom, drinkwater en gas richting het gebouw van de watersportvereniging ook knelpunten, dit is nader te beschouwen. Ten slotte zijn er enkele kruisende leidingen zichtbaar van riolering, deze geven een knelpunt met de damwand. Alle knelpunten en oplossingen zijn nader uit te werken en op te lossen op openbare grond.

7 Ruimtelijke inpassing

7.1 Algemeen

Voorliggend hoofdstuk beschrijft de ruimtelijke inpassing van de versterkingsopgave. Aan de basis hiervan hebben volgende documenten en beleid gelegen:

- Rijksmonument Vestingwerken;
- Beschermd stadsgezicht Grave;
- Vestingvisie Grave;
- Schetsboek Grave;
- Ruimtelijk Kwaliteitskader CuRa;
- VKA CuRa;
- Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa.

7.2 Beschrijving huidige situatie

7.2.1 Omgeving

Algemeen

Vestingstad Grave en de rivier de Maas zijn historisch, ruimtelijk en functioneel aan elkaar verbonden. De historische relatie bestond vooral uit verdediging en handel. De vestingmuren waren hoog en robuust ter verdediging, waardoor zicht op de Maas vanuit de stad zeer beperkt was. Met de Raamsluis konden de waterstanden van de vestinggrachten worden geregeld en het achterland onder water worden gezet. De Maaspoort, Oude Haven en Nieuwe Haven zorgden voor de functionele verbinding tussen stad en Maas: handel.

De verdedigingsfunctie van de hedendaagse vestingwerken is verdwenen. De vestingwerken hebben recreatieve en cultuurhistorische waarden. Ze bepalen de huidige identiteit van de stad en bieden ruimte aan verblijfsplekken (onder andere terrassen bij Maaspoort), attractieve wandel- en fietsroutes en mooie vergezichten over de Maas.

Prinsenstal en Oude Haven (dijkvak 18)

De kop van de Oude Haven (Brugstraat/Jan van Cuykdijk) is voor de beleving van de entree van de vesting cruciaal. De overgang tussen gronddijk, de 'groene verdedigingswerken' (terug te brengen bastions en ravelijnen op Visioterrein en locatie Bastion Blauwkop) en de muren van de middeleeuwse gordel (Prinsenstal) is goed beleefbaar. De Raamsluis is cultuurhistorisch van groot belang als verbinding tussen de Raam en de Maas en als onderdeel van het inundatiesysteem van de Zuiderwaterlinie. Vanaf de kop van de Oude Haven is de Maas te zien. Op de locatie van de houten brug over de haven lag in de tijd van de vestingwerken ook een brug. De contouren van rondeel Prinsenstal zijn nog steeds aanwezig. Het rondeel is toegankelijk gemaakt met een later toegevoegde trap en steiger. Het rondeel is door zijn hoogte en dikte duidelijk te onderscheiden van de kademuur. De openbare ruimte van de Prinsenstal wordt na afronding van de nieuwbouw van de aanliggende panden opnieuw ingericht.

Maaskade (dijkvak 19)

Kenmerkend voor de Maaskade is het grote contrast tussen de beslotenheid van de vesting en de weidse ruimte van de Maas. Bewoners hechten zeer aan het zicht over de Maas en willen dit behouden. Tegelijkertijd is de Maaskade voor de slechting van de vesting aan het eind 18^{e} eeuw hoger geweest. Een historische aanleiding voor een andere inrichting is dus aanwezig.

De historische vestingwerken aan de Maaskade bestaan uit meerdere onderdelen. De vestingmuur, Rondeel Maaskade met daarnaast een later toegevoegde trap naar de benedenkade, Rondeel Oliestraat met daarop twee kanonnen en de Maaspoort welke bij de laatste dijkversterking zo is aangepast dat zijn oorspronkelijke functie als logische verbinding tussen bovenkade en loswal (en tussen Gelderland en Brabant) verloren is gegaan.

De krappe openbare ruimte is verouderd en is aan verbetering toe. Er rijdt vrachtverkeer van en naar de scheepswerf, er wordt geparkeerd, gewandeld en gefietst, er zijn terrassen met windschermen op de smalle trottoirs. De kastanjebomen zijn onderdeel van de waardevolle boomstructuur op de vestinggordel. Ze zijn echter niet allemaal meer vitaal.

Kering achter woningen Maaskade (dijkvak 19)

Deze kering verbindt de waterkering 'historische vestingmuur aan de Maaskade' met waterkering 'historisch Halfbastion Bekaf'. De kering zelf is geen historische structuur, maar vormt de scheiding tussen de binnendijkse en buitendijkse woningen aan de Maaskade. De muur is vormgegeven als robuuste tuinmuur in dezelfde metselstenen als de historische muren. De coupure in de rijbaan van de Maaskade is onderdeel van dit deel van de kering.

Havenstraat (dijkvak 21)

De kering aan de Havenstraat ligt naast het tracé van de voormalige muur van de vesting. In de huidige situatie is de muur niet meer aanwezig, maar is er een talud van basaltsteen. Tevens verspringt de kering om het havengebouw heen. Een hekwerk scheidt de Nieuwe Haven van de Havenstraat.

De openbare ruimte is verouderd en is aan verbetering toe. Het is als rijbaan ingericht, maar het gebruik is voor fietsers en voetgangers. In de straat liggen betonblokken (met bankjes) om autoverkeer tegen te houden. Door gebrek aan een groene inrichting en voortuinen doet de locatie hard en stenig aan. Aan de kant van de Koninginnedijk zijn twee mindervalideparkeerplaatsen.

Koninginnedijk (dijkvak 22)

De Koninginnedijk doorsnijdt vanaf de Thompsonbrug de verschillende lagen van de vestingstructuur om uiteindelijk haaks aan te sluiten op de Havenstraat. Het tracé van de dijk verschiet over de gehele Koninginnedijk een aantal keer van kleur, namelijk: van de woonstraat ter hoogte van de Nieuwe Haven naar het fietspad ter hoogte van de Catharinahof naar de klinkerweg ter hoogte van de toekomstige woningbouwlocatie en bedrijven.

Bij de Nieuwe Haven is het grastalud steil en verspringt deze door de haakse parkeerplaatsen aan de Koninginnedijk. Op de benedenkade wordt geparkeerd (17 stuk volgens gemeente Land van Cuijk). Op de bovenkade wordt afwisselend haaks- en langsgeparkeerd in vakken (22 stuks). Huisnummer 16-32 liggen reeds op de hoogte van toekomstige kering. Huisnummers 2-14 liggen lager dan de toekomstige kering.

De openbare ruimte van dijkvak 22 heeft een hedendaagse inrichting. De asverschuiving in de rijbaan, de diversiteit aan bestratingsmateriaal en het afwisselend haaks- en langsparkeren doen echter afbreuk aan een eenduidig straatbeeld.

7.2.2 De vestingwerken

De vestingwerken zijn het leidend principe voor de waterkering in Grave. De huidige muren, rondelen en Maaspoort zijn herkenbaar door het eenduidig gebruik van (ongeveer) dezelfde steensoort en metselverbanden. Aangenomen kan worden dat (het overgrote deel van) de stenen niet origineel zijn en tegen een betonnen schort voor de originele muur bevestigd zijn. De Maaspoort is in zijn geheel met nieuwe materialen herbouwd. De vestingmuur varieert in afmeting. De muur aan de Oude Haven is circa 40 cm breed. De muur aan de Maaskade is deels circa 40 cm en deels circa 80 cm breed. De rondelen zijn duidelijk van de muren te onderscheiden door hun ronde vormen, afwijkende hoogte (hoger dan de muren) en afwijkende breedte (circa 100 cm). De Maaspoort is een duidelijk herkenbaar element in de vestingmuur.

Ontwikkelingen

De Vestingvisie geeft een aanzet voor de ontwikkeling van de scheepswerf en Maaskade Noord. In deze ontwikkeling wordt de vestingstructuur van de Maaskade doorgezet naar Bastion Bekaf. Deze ontwikkeling is niet meegenomen in dijkversterkingsopgave, maar wordt wel in de toekomst mogelijk gehouden.

7.3 Inpassingsprincipes

Overkoepelende principes volgens Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa (in ontwikkeling)

Deze paragraaf bevat een samenvatting van de belangrijkste uitgangspunten. Voor gedetailleerde principes zie Ruimtelijk kwaliteitsbeeld CuRa.

- Ontwikkelstrategie vestingwerken
  - De tijdslaag van de vestingwerken ontworpen door Menno van Coehoorn (circa 1845) is referentie voor de ontwikkeling van de vestingwerken.
  - Het is niet het doel 100% historisch correct te zijn, maar zo veel mogelijk de vesting beleefbaar te houden en te maken binnen de huidige beschikbare mogelijkheden.
- Beleving kademuur
  - Onderscheid maken tussen buitenste 'groene' vestingwallen en muur (circa 80 cm breed) en de oudere middeleeuwse muur rond de Oude Haven (circa 40 cm breed).
  - Onderscheid houden tussen muren en rondelen: de rondelen breder (breedte circa 100 cm) en circa 30 cm hoger dan de muren.
  - Materialisatie kademuur: historiserend in vormgeving en materiaalgebruik. Materiaal, metselverbanden en hellingshoeken gelijk aan huidige situatie.
- Moderne toevoegingen aan de vestingwerken: een subtiel contrast wordt gezocht in textuur en vorm zodat duidelijk is wat afwijkend is, maar passend binnen de kleurfamilie van de bakstenen muur.
  - Textuur: ruwe, plastische kademuur versus gladde moderne toevoeging.
  - Vorm: dikke, brede, zware, robuuste kademuur versus dunne, smalle, lichte moderne toevoegingen.
  - Kleurfamilie: roodbruine bakstenen en grijsblauwe natuursteen van de vestingmuur versus rood-bruine-grijze moderne toevoegingen.
- Momenteel wordt voor de moderne toevoegingen aan de vestingmuur uitgegaan van Cortenstaal.



Figuur 7-1 Voorbeelden moderne toevoegingen met subtiel contrast

7.4 Inpassing per dijkvak

7.4.1 Dijkvak 18 (Oude Haven)

Om vanaf de Jan van Cuijkdijk en de Brugstraat zicht te behouden op de middeleeuwse vestingmuur van de Prinsenstal worden de hekwerken op de kop van de Oude Haven (sectie 266-1) behouden en wordt het muurtje op Raamsluis vervangen voor een hek. Op dit deel en de rijbaan van Bomvrije wordt een flexibele kering toegepast.

De muur van de Prinsenstal (sectie 266-2 t/m 266-7) voldoet grotendeels. Rondeel Prinsenstal (sectie 266-3) wordt aangepast en het noordelijke deel (sectie 267-1, tot aan de houten brug over de Oude Haven) wordt opgemetseld, zodat een eenduidig beeld ontstaat van een muurtje tussen Rondeel Prinsenstal en de houten brug. De houten brug vormt de overgang tussen verhoogde vestingmuur langs de Prinsenstal en demontabele keringen langs de Maaskade.

Raamsluis – kop van de Oude Haven

Ter hoogte van de woning aan Jan van Cuykdijk 2 komt een muurtje van circa 50cm (sectie 265-1). De muur maakt geen onderdeel uit van de vestingwerken. Om duidelijk onderscheid te maken tussen vestingmuur en een muur als waterkering wordt deze muur begroeid met wintergroene beplanting. Dit sluit aan bij het groene karakter van dit deel van de vestingwerken. De soort beplanting wordt afgestemd met de bewoners. De coupure over de straat Bomvrije (sectie 265-2) sluit aan op dit 'groene muurtje'.

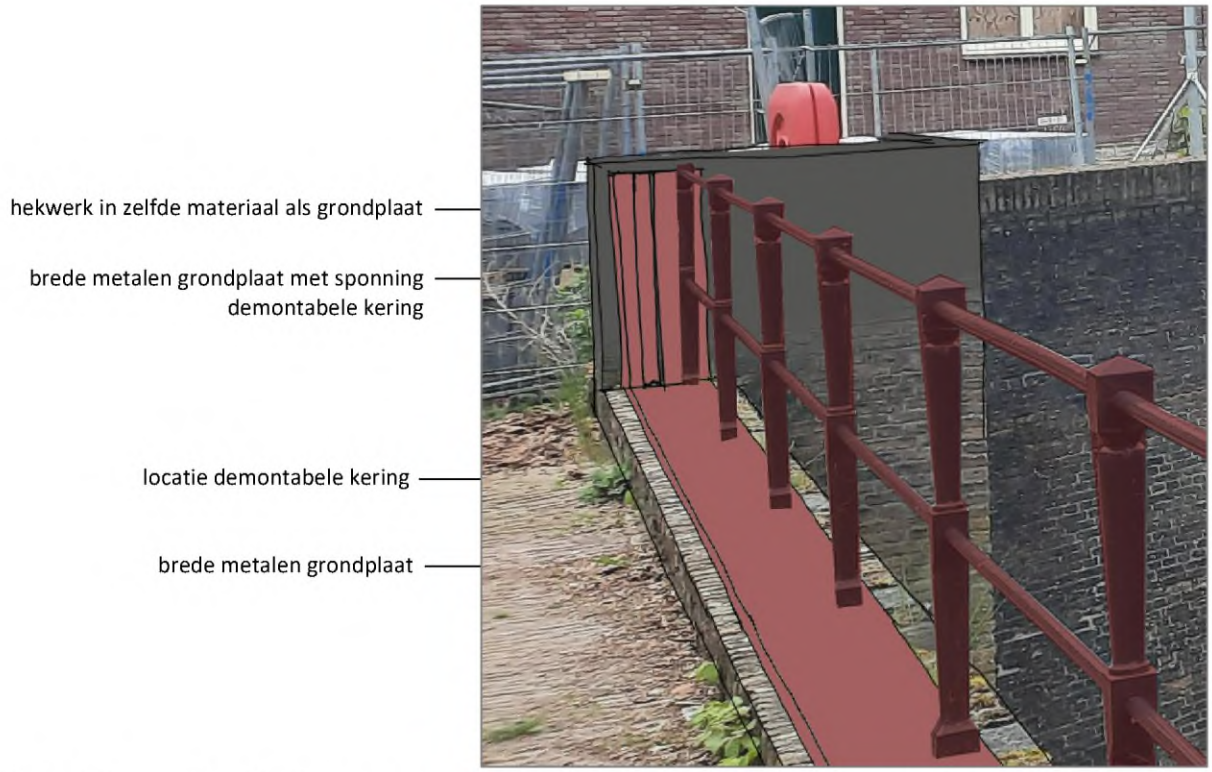
Ter hoogte van de Raamsluis en de kop van de Oude Haven wordt een demontabele kering geplaatst (sectie 266-1). Zo blijft de Raamsluis als cultuurhistorisch object herkenbaar en blijft het zicht op de muur van de Prinsenstal en het zicht op de Oude Haven en de Maas bewaard. De muur op de Raamsluis wordt vervangen door een hekwerk zodat de vestingmuur van Prinsenstal nog beter zichtbaar wordt vanaf de Jan van Cuykdijk. Tevens wordt het sluismechanisme hierdoor beter zichtbaar. Het hekwerk en de demontabele keringen zijn moderne toevoegingen uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. Permanente voorzieningen voor de kering worden geïntegreerd met het hekwerk, bevestigd op de bestaande vestingmuur.



Figuur 7-2 Visualisatie van de raamsluis en omgeving bij laagwater



Figuur 7-3 Visualisatie van de raamsluis en omgeving bij extreem hoogwater



Figuur 7-4 Visualisatie van een mogelijke detailuitwerking van integratie van het hekwerk met de permanente voorzieningen van de demontabele kering, bevestigd op de bestaande vestingmuur (sectie 266-1).

Rondeel Prinsenstal

De muur ten zuiden van de rondeel Prinsenstal (sectie 266-2) wordt circa 35 cm verhoogd. De muur wordt in hetzelfde materiaal, metselverband, hellingshoek en muurbreedte opgemetseld als in de huidige situatie. De rollaag wordt eerst verwijderd en daarna op hoogte teruggebracht.

De ronde muur van rondeel Prinsenstal is reeds voldoende hoog (sectie 266-4). De muur wordt zover doorgezet dat in het verlengde van de muur een rechte demontabele kering kan worden geplaatst op de binnenmuur van het rondeel (sectie 266-3). Op deze manier wordt, net zoals in de huidige situatie, het zicht op de binnenkant van het rondeel behouden. De muur wordt in hetzelfde materiaal, metselverband, hellingshoek en muurbreedte doorgezet, aansluitende aan in de huidige situatie.

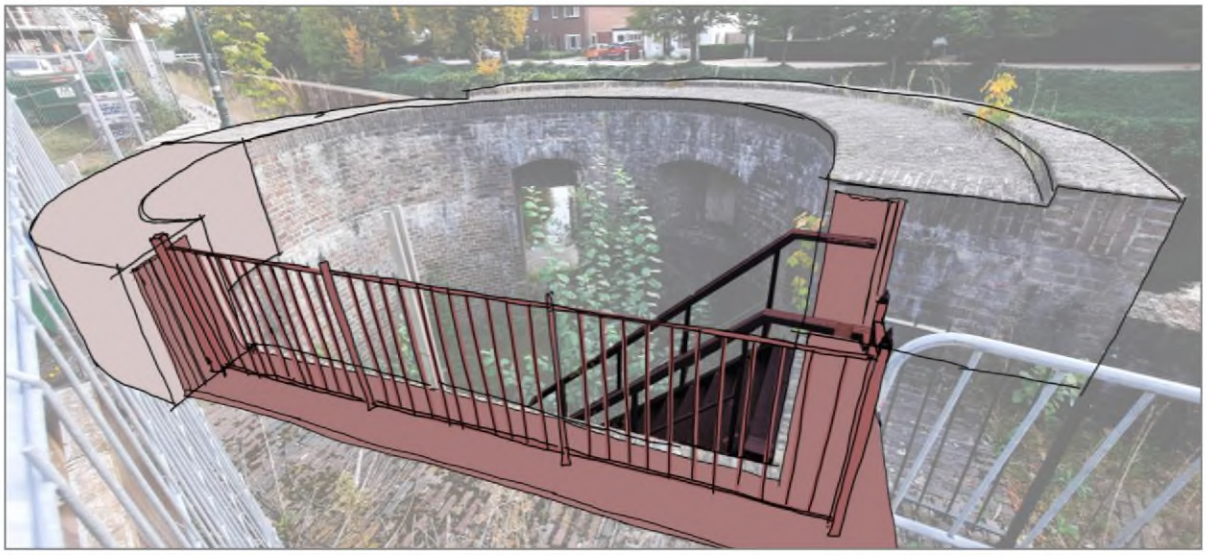
Het hekwerk, de trap en demontabele keringen zijn moderne toevoegingen aan de oude vestingwerken. Permanente voorzieningen voor de kering worden geïntegreerd met het hekwerk en de trap uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. Ze worden bevestigd op de bestaande binnenmuur van het rondeel.



Figuur 7-5 Visualisatie van rondeel Prinsenstal bij laagwater



Figuur 7-6 Visualisatie van rondeel Prinsenstal bij extreem hoogwater



Figuur 7-7 Visualisatie van een mogelijke detailuitwerking van integratie van het hekwerk met de permanente voorzieningen van de demontabele kering, bevestigd op de bestaande vestingmuur (sectie 266-3).

Vestingmuur Prinsenstal

Een groot deel van de vestingmuur van de Prinsenstal (sectie 266-6 en 266-7) heeft voldoende hoogte als kering. Hier is geen nieuwe maatregel nodig.

Het muurdeel ten zuiden van de houten loopbrug over de Oude Haven (sectie 267-1) wordt circa 50 cm verhoogd. Het hekwerk vervalt en de muur wordt in hetzelfde materiaal, metselverband, hellingshoek en muurbreedte opgemetseld als in de huidige situatie. De rollaag wordt eerst verwijderd en daarna op hoogte teruggebracht.

De houten brug vormt de overgang tussen de (op)gemetselde vestingmuur van de Oude Haven als waterkering, en de demontabel keringen langs de Maaskade. De brug is ruimtelijk en functioneel een logische locatie om deze overgang te situeren. Ongeveer op deze locatie vindt de overgang tussen twee belevingen plaats: de wandeling langs de Oude Haven en het zicht op de Maas/het rivierenlandschap vanaf de Maaskade. Tevens blijft de toegankelijkheid van de houten wandelbrug op deze manier onveranderd.



Figuur 7-8 Visualisatie van Prinsenstal bij laagwater



Figuur 7-8 Visualisatie van Prinsenstal bij extreem hoogwater

7.4.2 Dijkvak 19 (Maaskade)

Om de beleving van het zicht op de Maas en het rivierenlandschap te behouden is voor de Maaskade gekozen voor demontabele keringen op de vestingmuur, vanaf de houten loopbrug over de Oude Haven tot aan de coupure over de Maaskade (sectie 269-5). De permanente voorzieningen van de demontabele keringen zijn moderne toevoegingen uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. De voorzieningen bestaan uit een strip geïntegreerd op kademuur en u-profielen verwerkt in kopse kanten van muren.

De kade tussen de houten loopbrug en rondeel Maaskade (sectie 267-2), rondeel Maaskade (sectie 267-3), rondeel Oliestraat (sectie 268-2) en de Maaspoort (sectie 269-1 t/m 269-3) zijn specifieke uitwerkingen in de kering.



Figuur 7-9 Visualisatie van de Maaskade bij laagwater



Figuur 7-10 Visualisatie van de Maaskade bij extreem hoogwater

De kade houten loopbrug - rondeel Maaskade

Tussen de houten loopbrug over de Oude Haven en rondeel Maaskade (sectie 267-2) wordt een hekwerk als valbeveiliging behouden. De demontabel kering komt voor het hekwerk te staan, idem aan het ontwerp bij de Raamsluis (sectie 266-1). Het hekwerk en de demontabele keringen zijn moderne toevoegingen uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. Permanente voorzieningen voor de kering worden geïntegreerd met het hekwerk, bevestigd op de bestaande vestingmuur.

Rondeel Maaskade

Rondeel Maaskade (sectie 267-3) heeft voldoende hoogte als kering. Hier is geen demontabele kering nodig.



Figuur 7-11 Visualisatie van omgeving rondeel Maaskade bij laagwater



Figuur 7-12 Visualisatie van omgeving rondeel Maaskade bij extreem hoogwater

Rondeel Oliestraat

Rondeel Oliestraat (sectie 268-2) is niet voldoende hoog. De demontabele keringen in Grave worden zo veel mogelijk opgebouwd uit standaardelementen. Een demontabele kering opbouwen uit ronde elementen is niet wenselijk vanuit betrouwbaarheid sluiten. Daarom is hier gekozen om de kering om de kanonnen heen te leggen, op de overgang tussen twee typen bestrating.



Figuur 7-13 Visualisatie van rondeel Oliestraat bij laagwater



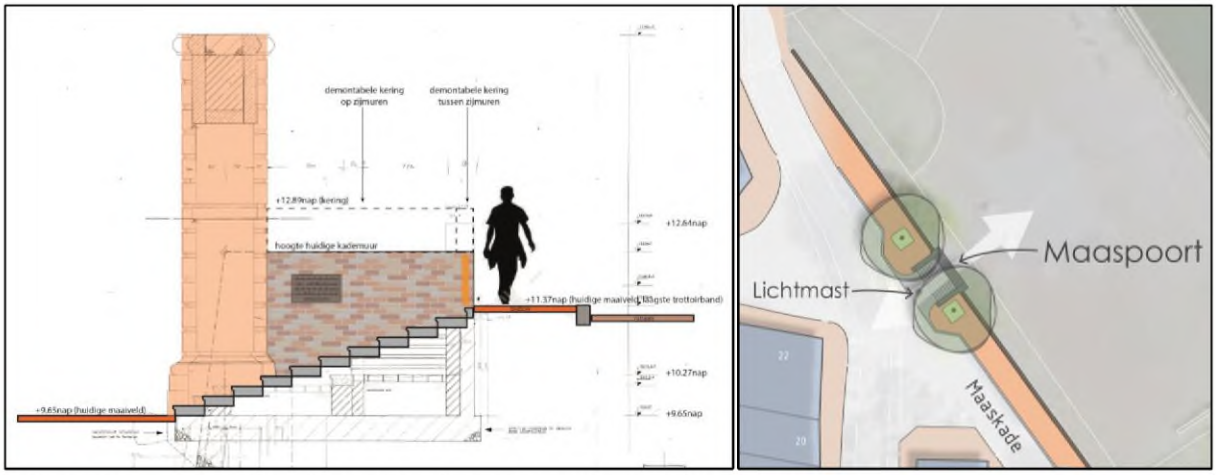
Figuur 7-14 Visualisatie van rondeel Oliestraat bij extreem hoogwater

Maaspoort

De Maaspoort is een bijzonder element in de vestingmuur en er moet zorgvuldig mee worden omgegaan. De flexibele kering langs de Maaskade volgt overal de rechte delen van de vestingmuur. Om eenheid te creëren, om bomen te sparen en om niet te veel impact te hebben op de openbare ruimte rond de Maaspoort, wordt de demontabel kering ook op de muren van de Maaspoort gesitueerd. Dit zal de Maaspoort enigszins aantasten. Om de aantasting te compenseren en de kering in te passen in de Maaspoort, wordt de historische doorgang van de poort weer in ere hersteld.

De bestaande trap wordt aangepast en verflauwd. De doorgang door de Maaspoort krijgt een lager sluitpijl dan de kering van de Maaskade, zodat de trap aan kan worden gesloten op het maaiveld van de rijbaan van de Maaskade. Hiermee wordt de oorspronkelijke functie als logische verbinding tussen bovenkade en loswal (en de historische verbinding tussen Gelderland en Brabant) weer teruggebracht. De plaquettes worden aan de binnenkant van de zijmuren van de trap teruggeplaatst. Het kunstwerk op de muur is kapot. Onderzocht moet worden of en hoe dit weer wordt teruggebracht in de nieuwe situatie.

Aanpassingen aan de Maaspoort worden in hetzelfde materiaal, metselverband, hellingshoek, detaillering en muurbreedte opgemetseld als in de huidige situatie. De demontabele keringen en mogelijk leuningen zijn moderne toevoeging uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa.



Figuur 7-15 Ontwerpschetsen van de Maaspoort en openbare ruimte

- Links: een doorsnede van de Maaspoort met links de Loswal en rechts de Maaskade. Het voorstel is geprojecteerd over de originele bouwtekeningen van de huidige Maaspoort.
- Rechts: Inrichtingsschets van de Maaspoort en de openbare ruimte.



Figuur 7-16 Visualisatie van de Maaspoort bij laagwater



Figuur 7-17 Visualisatie van de Maaspoort bij extreem hoogwater

Coupure Maaskade

De permanente voorzieningen van de coupure Maaskade (sectie 269-5) zijn moderne toevoegingen uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. De voorzieningen bestaan uit een strip geïntegreerd in de bestrating en u-profielen verwerkt in kopse kanten van muren.



Figuur 7-18 Visualisatie van coupure Maaskade bij laagwater



Figuur 7-19 Visualisatie van coupure Maaskade bij extreem hoogwater

Kering achter woningen Maaskade Noord

De huidige muur achter de woningen van Maaskade Noord (sectie 270-1) wordt circa 50 cm verhoogd. Daarmee wordt de muur circa 120 cm hoger dan het pad naar de achtertuinen en kijkt men over de muur heen. De muur wordt in hetzelfde materiaal, metselverband, hellingshoek en muurbreedte opgemetseld als in de huidige situatie. De rollaag wordt eerst verwijderd en daarna op hoogte teruggebracht.

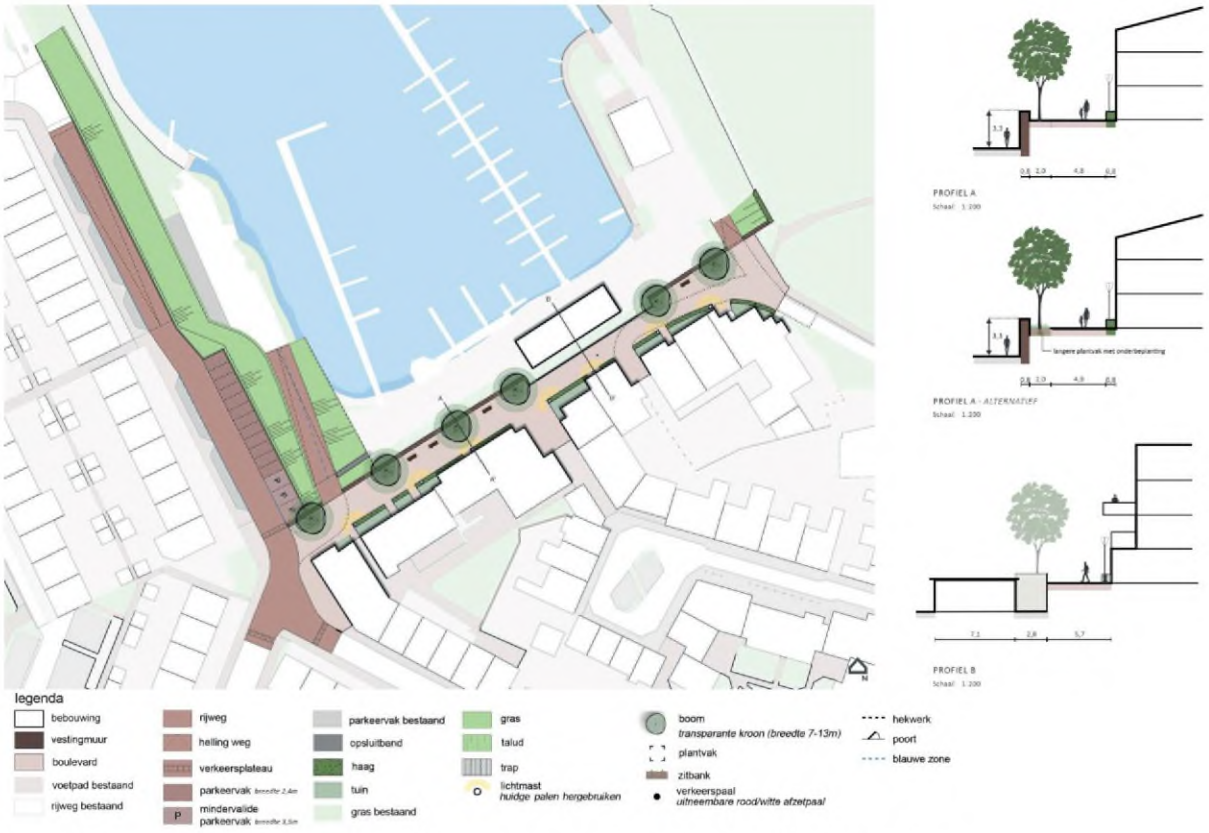


Figuur 7-20 Visualisatie van Maaskade Noord

7.4.3 Dijkvak 21 (Havenstraat)

De Havenstraat vraagt om een grondige aanpak van de openbare ruimte waarbij de kans wordt aangegrepen de oude vestingmuur weer terug te brengen en een bomenrij aan te planten, vergelijkbaar met de inrichting van de Maaskade. De voorzieningen en de functionaliteit in en rond de haven mogen er echter niet op achteruit gaan. Een goede inpassing van het havengebouw is cruciaal.

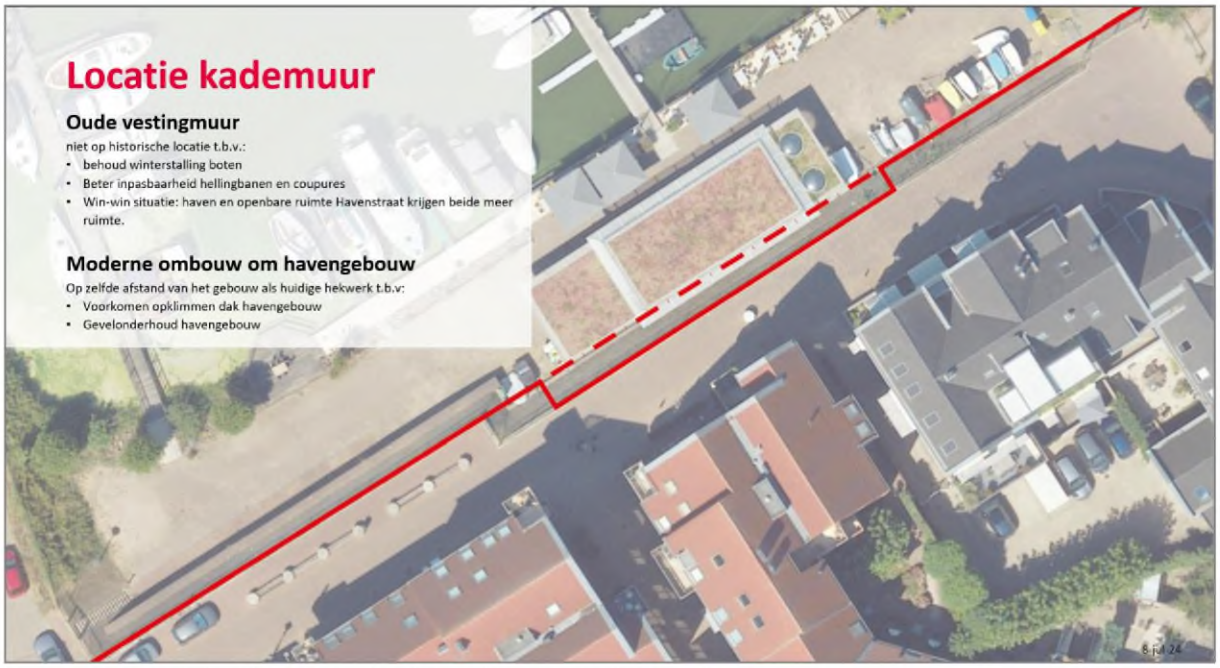
De beoogde inrichting van de openbare ruimte van de Havenstraat gaat uit van een autovrije wandelboulevard. De overgang tussen de openbare ruimte en de privéterreinen wordt verduidelijkt en verzacht door een groenstrook met laagblijvende heesters of hagen. De boulevard wordt begeleid door een bomenrij. De bomen staan in boomroosters, zodat voldoende ruimte overblijft voor passanten die de straat als doorgaande route gebruiken en recreanten gemakkelijk tussen/langs de bomen kunnen lopen in de zone langs de vestingmuur. In het definitief ontwerp wordt nog onderzocht of de boomroosters moeten worden vervangen voor plantvakken. De twee mindervalideparkeerplaatsen worden verplaats naar het begin van de Koninginnedijk.



Figuur 7-21 Inrichtingsschets van de openbare ruimte Havenstraat-Koninginnedijk

De vestingmuur

De vestingmuur (sectie 273-1 en 273-3) komt niet op de historische locatie, zodat de functionaliteit van de haven (onder andere winterstalling boten) behouden wordt en de bestaande hellingbanen minimale aanpassing behoeven. Ten noordoosten van het havengebouw (sectie 273-1) komt de muur op de teen van het huidige stenen talud en loopt door tot in het grondlichaam van Bastion Bekaf. Ten zuidwesten van het havengebouw (sectie 273-3) komt de muur op de boveninsteek van het huidige stenen talud. De vestingmuren aan beide zijden van het havengebouw staan in lijn zodat in de toekomst de mogelijkheid bestaat de muur af te maken en het havengebouw te verplaatsen of beter in te passen.



Figuur 7-22 Visualisatie van de nieuwe locatie van de waterkering

De vestingmuur krijgt dezelfde verschijningsvorm als de robuuste vestingmuur aan de Maaskade. De muur wordt in hetzelfde materiaal, metselverband en hellingshoek uitgevoerd. De breedte van de bovenkant wordt 80 cm. Hoogte minimaal 70 cm.



Figuur 7-23 Visualisatie van de vestingmuur als waterkering en de her in te richten openbare ruimte

De permanente voorzieningen van de coupures zijn moderne toevoegingen uitgevoerd in modern materiaal conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. De voorzieningen bestaan uit een strip geïntegreerd in de bestrating en u-profielen verwerkt in kopse kanten van muren.

De kering achter het havengebouw

De waterkering wikkelt zich achter het havengebouw langs (273-2). De historische vestingmuur kan niet in één lijn worden doorgetrokken. Om duidelijk onderscheid te maken tussen vestingmuur – geen vestingmuur wordt de kering achter het havengebouw in afwijkend materiaal uitgevoerd conform Ruimtelijk Kwaliteitsbeeld CuRa. De vestingmuur is breed (80 cm) en laag (circa 70 cm), de kering achter het havengebouw is smal (circa 5 cm) en hoger (circa 120 cm).

De grijze metalen onderdelen van het havengebouw worden bij voorkeur in hetzelfde materiaal uitgevoerd als de moderne kering om het gebouw, zodat het gebouw en de moderne kering een eenheid gaan vormen.

De kering komt op dezelfde afstand van het havengebouw als het huidige hekwerk, zodat men niet op het dak kan klimmen.



Figuur 7-24 Visualisatie van de kering achter het havengebouw in afwijkend materiaal

Aansluiting op de Koninginnedijk

Om duidelijk onderscheid te maken tussen de vestingmuur en een gronddijk (sectie 274-1/dijkvak 22) als waterkering, wordt het contrast opgezocht tussen de groene gronddijk van de Koninginnedijk (dijkvak 22) en de stenen vestingmuur van Havenstraat (dijkvak 21). De vestingmuur loopt tot aan de rijbaan van de Koninginnedijk. De groene gronddijk van de Koninginnedijk loopt tegen de vestingmuur aan.



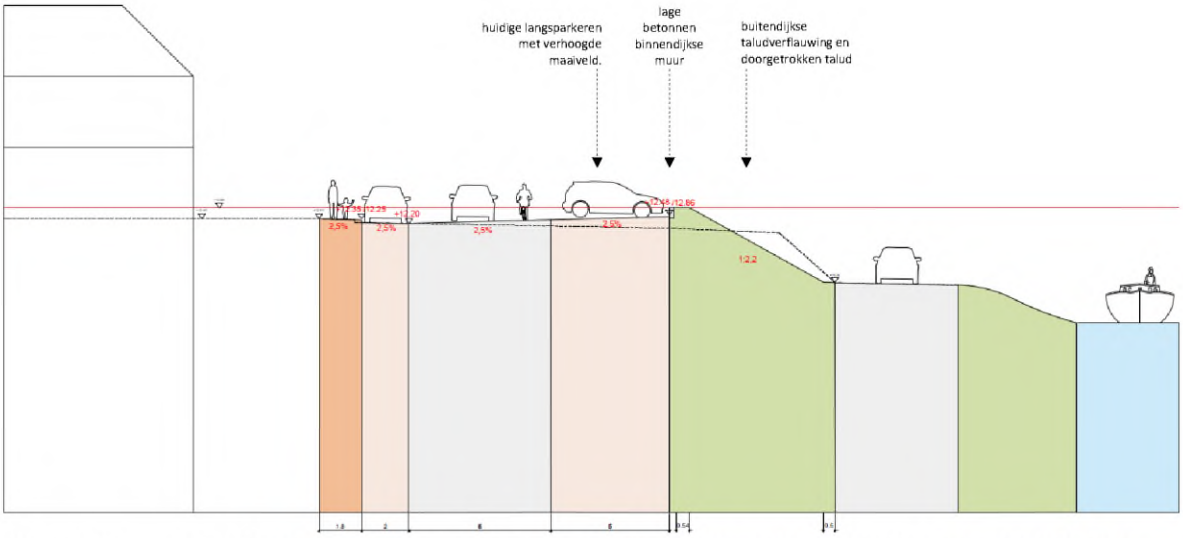
Figuur 7-25 Visualisatie van de overgang tussen vestingmuur en de gronddijk

De ruimte om de hoogteopgave in dijkvak 22 in een groene gronddijk op te lossen is echter beperkt. De grastaluds kunnen niet verder worden versteild. De hoogteopgave wordt uitgevoerd door het huidige buitentalud te verflauwen en binnenwaarts door te trekken. Binnendijks komt een brede betonband die vanaf de Pater van de Elsenstraat, om de haaksparkeerplaatsen heen, tot aan de vestingmuur op toekomstige kruinhoogte van de waterkering loop. De rijbaan bij de Pater van de Elsenstraat komt ook op waterkerende kruinhoogte en loopt langzaam af naar het huidige maaiveld van de Koninginnedijk bij de haaksparkeerplaatsen. Het resultaat is dat de brede betonband als opsluitband bij de Pater van de Elsenstraat langzaam veranderd in een laag muurtje bij de haaksparkeerplaatsen. Door tevens de afwateringsrichting van de rijbaan van de Koninginnedijk om te draaien wordt het binnendijkse maaiveld bij het muurtje verhoogd, waardoor het muurtje circa 40 cm hoog wordt.



Figuur 7-26 Visualisatie van de betonband die langzaam overloopt in een laag betonnen muurtje

Het huidige aantal binnendijkse en buitendijkse parkeerplaatsen wordt behouden. De twee mindervalideparkeerplaatsen uit de Havenstraat worden toegevoegd aan de haaksparkeerplaatsen aan de Koninginnedijk.



Figuur 7-27 Visualisatie van de kruinverhoging van het zuidelijke deel van de Koninginnedijk en het omkeren van de afwatering van de rijbaan

8 Conclusies en aanbevelingen

8.1 Algemeen

Binnen het projectgebied van de dijkversterking Cuijk-Ravenstein ligt de voormalige vestingstad Grave. De waterveiligheid in Grave wordt verzorgd door de historische vestingmuur die in het verleden versterkt is ten behoeve van de waterveiligheid. Analyse van de beschikbare gegevens heeft ertoe geleid dat in Grave 27 verschillende secties geïdentificeerd zijn. In deze rapportage is voor acht van deze getoetst of de bestaande constructie gehandhaafd kan worden tot zichtjaar 2075. Voor de overige secties is op basis van de resultaten van de acht beschouwde secties een doorvertaling gemaakt. In een vervolgfase zullen deze secties nader beschouwd moeten worden.

8.2 Conclusies

De resultaten van de verschillende beschouwde secties zijn als volgt:

- Sectie 266-1. Voor deze sectie is weinig informatie beschikbaar. Op basis van de beschikbare informatie en conservatieve aannamen blijkt dat de constructie niet voldoet aan de waterveiligheidseis. De berekende kracht in de verankering is groter dan wat opneembaar wordt geacht. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.1.
- Sectie 266-6/7. Op basis van de gehanteerde uitgangspunten voldoen deze secties niet aan de waterveiligheidseis voor zichtjaar 2075. Door middel van aanvullend onderzoek dient onder andere te worden bepaald wat de aard en conditie van de verankering is, wat voor wapening en betondekking is toegepast in de voorwand en de ontlastvloer en wat de bodemopbouw is ter plaatse van deze secties. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.2.
- Sectie 267-1/2. Op basis van de gehanteerde uitgangspunten voldoen deze secties niet aan de waterveiligheidseis voor zichtjaar 2075. Vanwege het ontbreken van informatie over de aanwezige wapening is een conservatieve aanname gedaan waaruit volgt dat er onvoldoende wapening aanwezig is om de krachten in de constructie op te kunnen nemen. Daarnaast is de berekende kracht in de ankers groter dan de capaciteit van de ankers waardoor deze niet voldoen. Voor nadere informatie zie paragraaf 4.3.
- Sectie 267-4. Voor deze sectie wordt geconcludeerd dat op basis van de beschikbare informatie en aannamen de constructie voldoet en versterkt kan worden. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.4.
- Sectie 268-1. Uit de resultaten volgt dat deze sectie gevoelig is voor de gekozen bodemopbouw. Afhankelijk van de gekozen bodemopbouw is de constructie stabiel. Op basis van deze resultaten is aanvullend onderzoek nodig om te bepalen of de constructie voldoet. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.5.
- Sectie 269-4. Op basis van de huidige uitgangpunten voldoet deze sectie niet. Rekening houdend met een verhoging van het maaiveldniveau aan actieve zijde van de keerwand is onvoldoende weerstand aan passieve zijde aanwezig om te voorkomen dat de keerwand instabiel wordt. Om ervoor te zorgen dat de keerwand stabiel wordt dient het maaiveldniveau aan passieve zijde te worden verhoogd tot NAP +10,10 m (maximaal +0,4 m). Indien het maaiveldniveau aan actieve zijde van de keerwand niet wordt verhoogd voldoet de constructie wel aan de eisen voor zichtjaar 2075. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.6.4.6.
- Sectie 270-1. Voor deze sectie wordt geconcludeerd dat op basis van de beschikbare informatie en aannamen de constructie voldoet en versterkt kan worden. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.7.
- Sectie 273-2. Voor deze sectie is een nieuw verankerd damwand ontwerp gemaakt. Voor nadere toelichting zie paragraaf 4.8.

Voor alle beschouwde secties geldt dat deze herzien moeten worden wanneer nieuwe informatie uit het geotechnisch, geohydrologisch en/of constructief onderzoek beschikbaar is.

Op basis van de resultaten van de acht beschouwde secties is een doorvertaling gemaakt naar de andere secties. In totaal is circa 175 m aan secties goedgekeurd op basis van de in deze rapportage uitgevoerde analyse, voor circa 170 m aan secties zijn nieuwe constructies voorzien en circa 290 m aan secties is afgekeurd. Deze doorvertaling resulteert erin dat in de Oude Haven geen enkele sectie voldoet en langs de Maaskade twee secties voldoen die circa de helft van de Maaskade beslaan. Voor de overige secties langs de Maaskade, die op staal gefundeerd zijn, is aanvullend grondonderzoek nodig om vast te stellen of deze secties voldoen. Voor secties waar een nieuwe constructie is voorzien, zoals de Nieuwe Haven, wordt aangenomen dat een maakbaar ontwerp haalbaar is. Voor nadere onderbouwing zie paragraaf 4.9.

Demontabele keringen en coupures:

- Voor de coupures en demontabele keringen zijn de locaties en kenmerken geanalyseerd. De berekening van schotbalken, waarvoor uitgegaan is van Morselt- en ESEP-profielen, toont aan dat beide profielen voldoen aan het doorbuigingscriterium en geschikt zijn voor de toepassing in de demontabele keringen en coupures op de desbetreffende locaties.
- Geconcludeerd wordt dat voor de schotbalken voor coupures en demontabele keringen verkrijgbare profielen kunnen worden toegepast.
- Ontwerpoptimalisatie van de schotbalken zal waarschijnlijk vergen dat profielen van verschillende fabrikanten betrokken moeten worden. De standaardleveringsprogramma's zijn individueel weinig gradueel van aard, waardoor er grote verschillen zitten tussen opvolgende profielzwaartes. Een mengvorm van profielsoorten toepassen lijkt lonend te zijn.
- De smalle coupures (voor voetgangers) worden uitgevoerd in hetzelfde profiel als de demontabele keringen. De schotbalken voor de smalle coupures kunnen zodoende tevens toegepast worden op korte sluitmaten in de demontabele kering.

Op basis van de uitgevoerde analyse blijken ESEP 70-150 profielen geschikt voor de demontabele keringen en Morselt-profielen voor brede coupures. Voor een gedetailleerde implementatie van de keringen is verder onderzoek naar de specifieke locatiekenmerken en de interactie met bestaande constructies noodzakelijk.

Het hoofdstuk betreffende de ruimtelijke inpassing is in deze 90% versie nog in concept. Bij de update van deze rapportage zal deze volledig worden uitgewerkt.

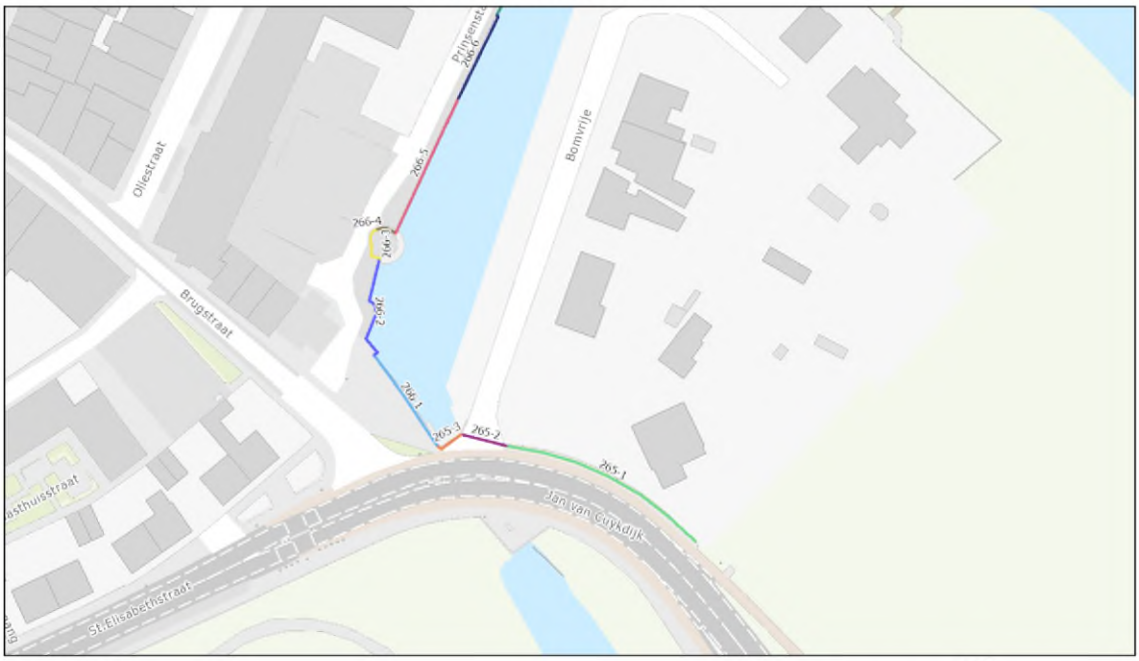
8.3 Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen worden gedaan naar aanleiding van de bevindingen in deze rapportage:

- Na het beschikbaar komen van de resultaten van de beschikbare onderzoeken wordt aanbevolen de uitgangspunten van de beschouwde secties te herzien (inclusief de vastgestelde oplossingsrichting voor dijkvak 19), de berekeningen opnieuw uit te voeren en de conclusies, indien nodig, bij te stellen. Deze werkzaamheden zijn voorzien voor de herijking in de VO-fase.
- Er zijn nu secties afgekeurd op basis van andere secties. Aanbevolen wordt deze secties te beschouwen om de hoeveelheid afgekeurde secties terug te brengen. Deze werkzaamheden zijn voorzien in de DO-fase.
- De verkennende analyse van de trillingen als gevolg van de damwandinstallatie aan de Havenstraat (dijkvak 21/sectie 273-2) laten zien dat installatie zonder schade niet zondermeer haalbaar is. Aanbevolen wordt in de DO-fase de omgevingsbeïnvloeding nader te beschouwen.

Bijlage A. Factsheets

Secties Grave - Deel 1



21-6-2024, 15:48:32

Secties Grave 265-3 266-2 266-4 266-6 265-1 266-1 266-3 266-5 266-7 265-2

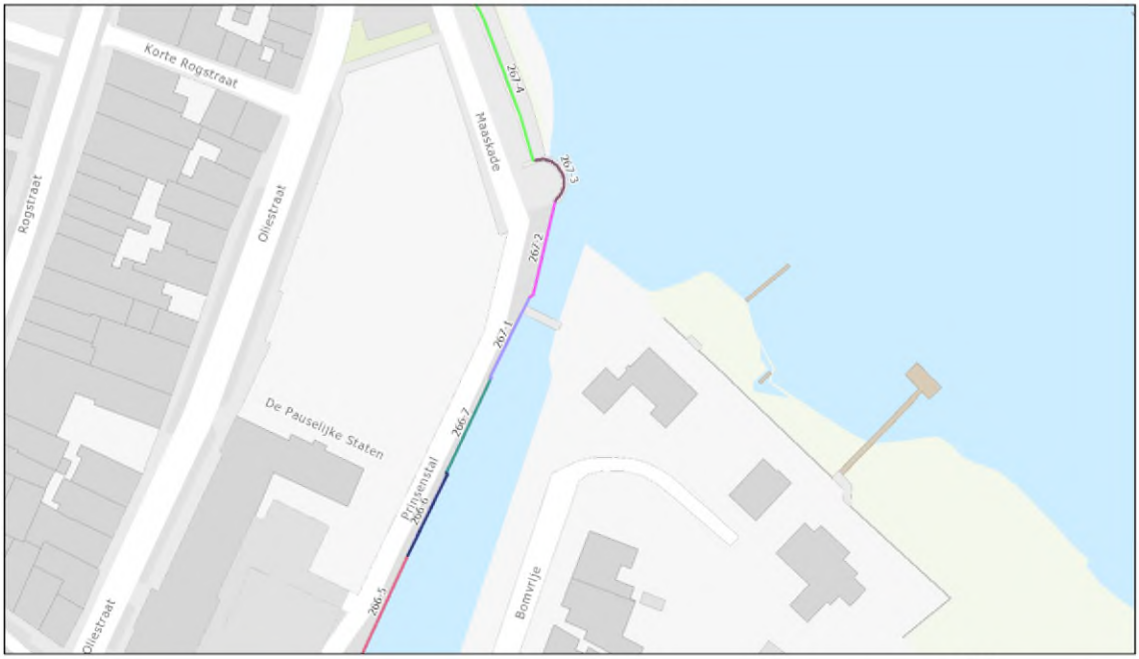
1:885

0 40 80 160 ft

0 12.5 25 50 m

Sweco

Secties Grave - Deel 2



21-6-2024, 15:48:39

Secties Grave 266-6 267-1 267-3 266-5 266-7 267-2 267-4

1:885

0 40 80 160 ft

0 12.5 25 50 m

Sweco

Secties Grave - Deel 3



21-6-2024, 15:50:40

Secties Grave 267-1 267-2 267-3 267-4 268-1 268-2 268-3

1:885

0 40 80 160 ft

0 12.5 25 50 m

Sweco

Secties Grave - Deel 4



21-6-2024, 15:48:57

Secties Grave 268-1 268-2 268-3 269-1 269-2 269-3 269-4 269-5 270-1 270-273

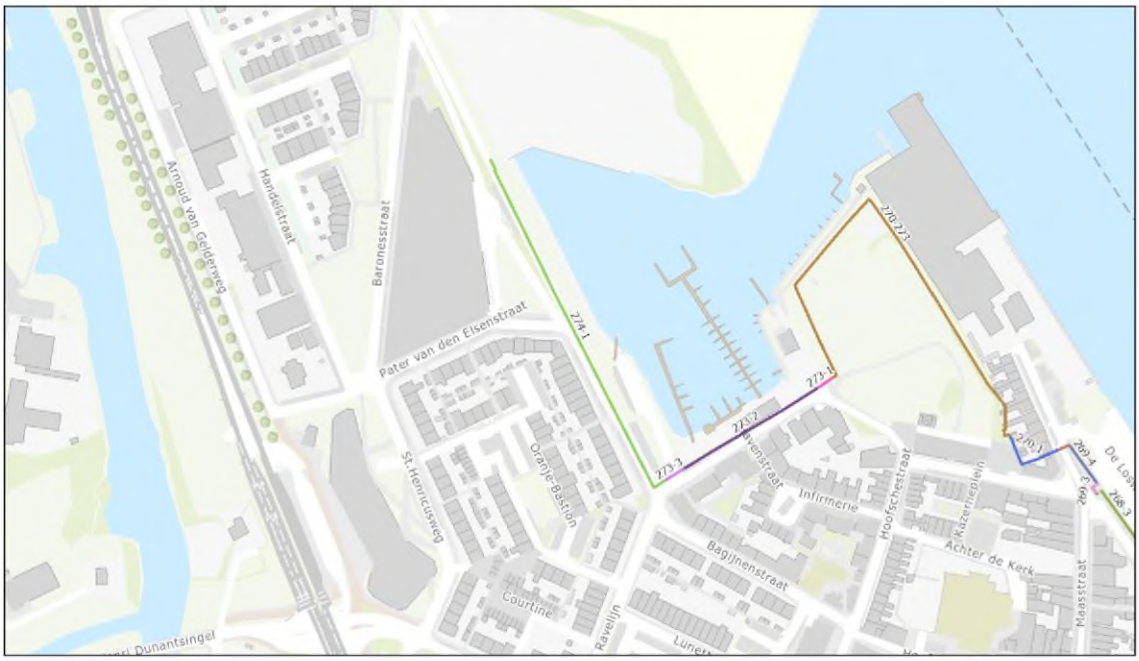
1:885

0 40 80 160 ft

0 12.5 25 50 m

Sweco

Secties Grave - Deel 5



Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

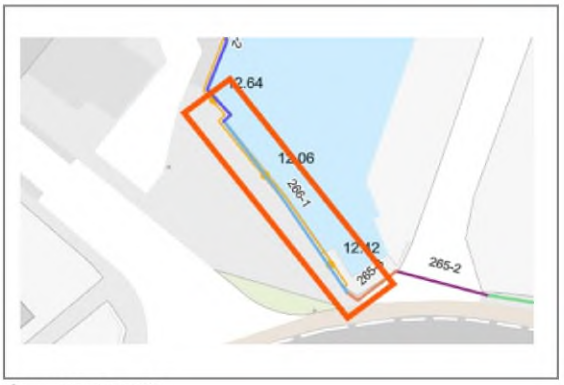
Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

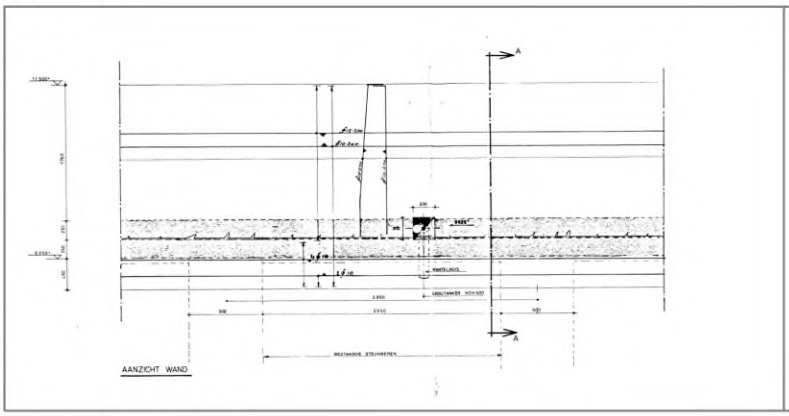
Algemene informatie

Naam	Oude Haven - Deel Raamsluis	
Datum	23-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	18	
Sectie	266-1	
Sectie RVO	266-1	
Dijkpaal van	266+004	
Dijkpaal tot	266+028	
Lengte	24	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,79	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,51	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,05	[m NAP]

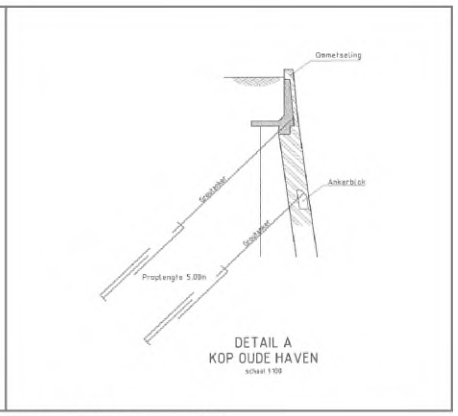


figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1978) - Kade bij raamsluis
Grontmij (2000) - DV18 - 19 -20 - overzicht

b.k. constructie	11,5 + nog iets	[m NAP]
o.k. constructie	4,5	[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie en	Dubbel verankerde ommetselde keerwand	
bijzonderheden	Aan de onderkant van de constructie is een ankerblok aanwezig	

Oude Haven - Deel Raamsluis

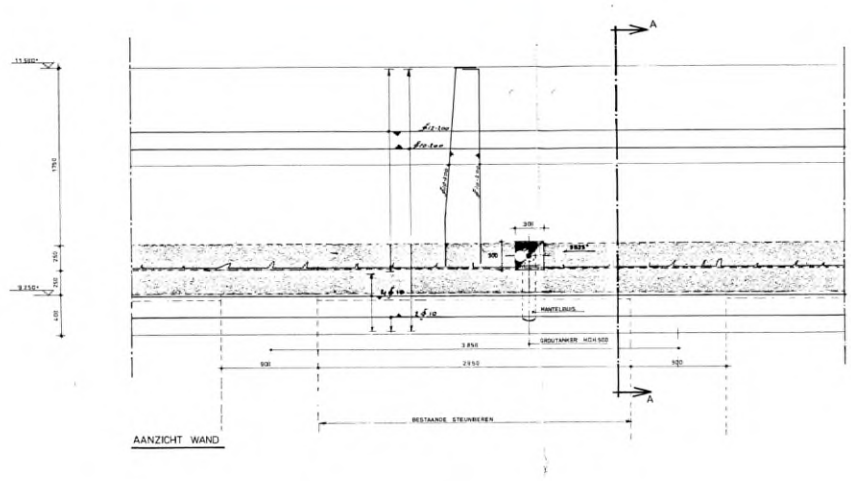
Fundering

Paalfundering	Nee		tweede paalrij		
paaltype			paaltype		
diameter		[mm]	diameter		[mm]
lengte		[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau		[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja	Bovenanker	3e ankerrij		
Ankertype	Groutanker		Ankertype		
Ankerniveau	9,625	[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	5	[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	45	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Ja		
Ankertype	Groutanker		
Ankerniveau	6	[m NAP]	
h.o.h. afstand	t.p.v. steunberen (niet duidelijk)	[m]	h.o.h. afstand van onderanker is niet duidelijk. In tekening staat aangegeven 't.p.v. steunberen'
Ankerhoek	45	[°]	
staaflengte		[m]	
staafdiameter		[mm]	
groutlengte	5	[m]	
groutdiameter		[mm]	

Wapening

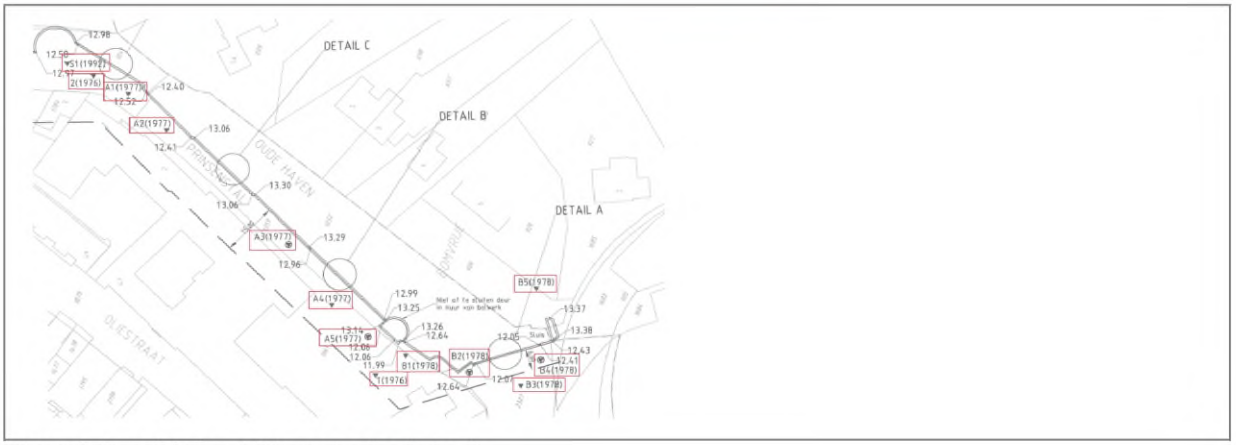


Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

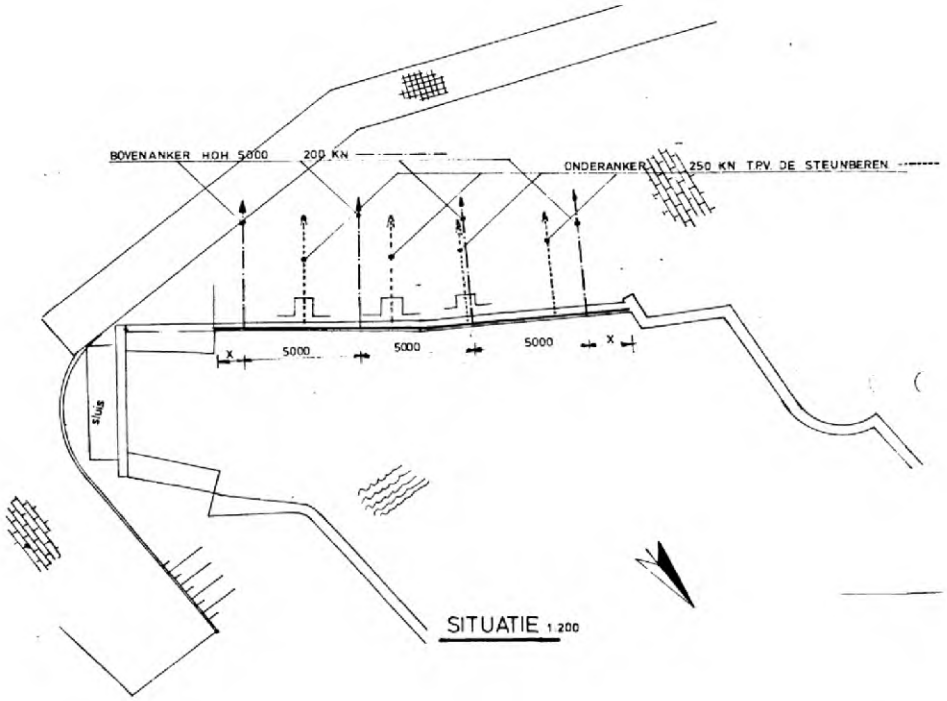
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
1	5,5	1976	Nee
2	12	1976	Nee
A1	11,5	1977	Ja
A2	13	1977	Nee
A3	14	1977	Ja
A4	11	1977	Nee
A5	11,5	1977	Nee
B1	10	1978	Nee
B2	11	1978	Ja
B3	14	1978	Nee
B4	15	1978	Ja
B5	10,5	1978	Nee
S1	15	1992	Ja

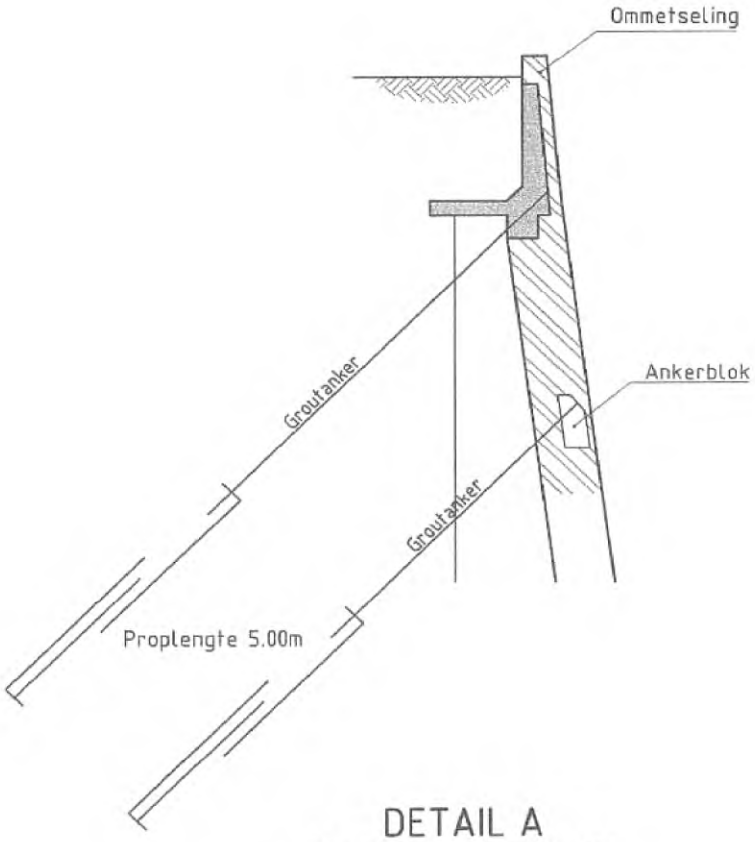


Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

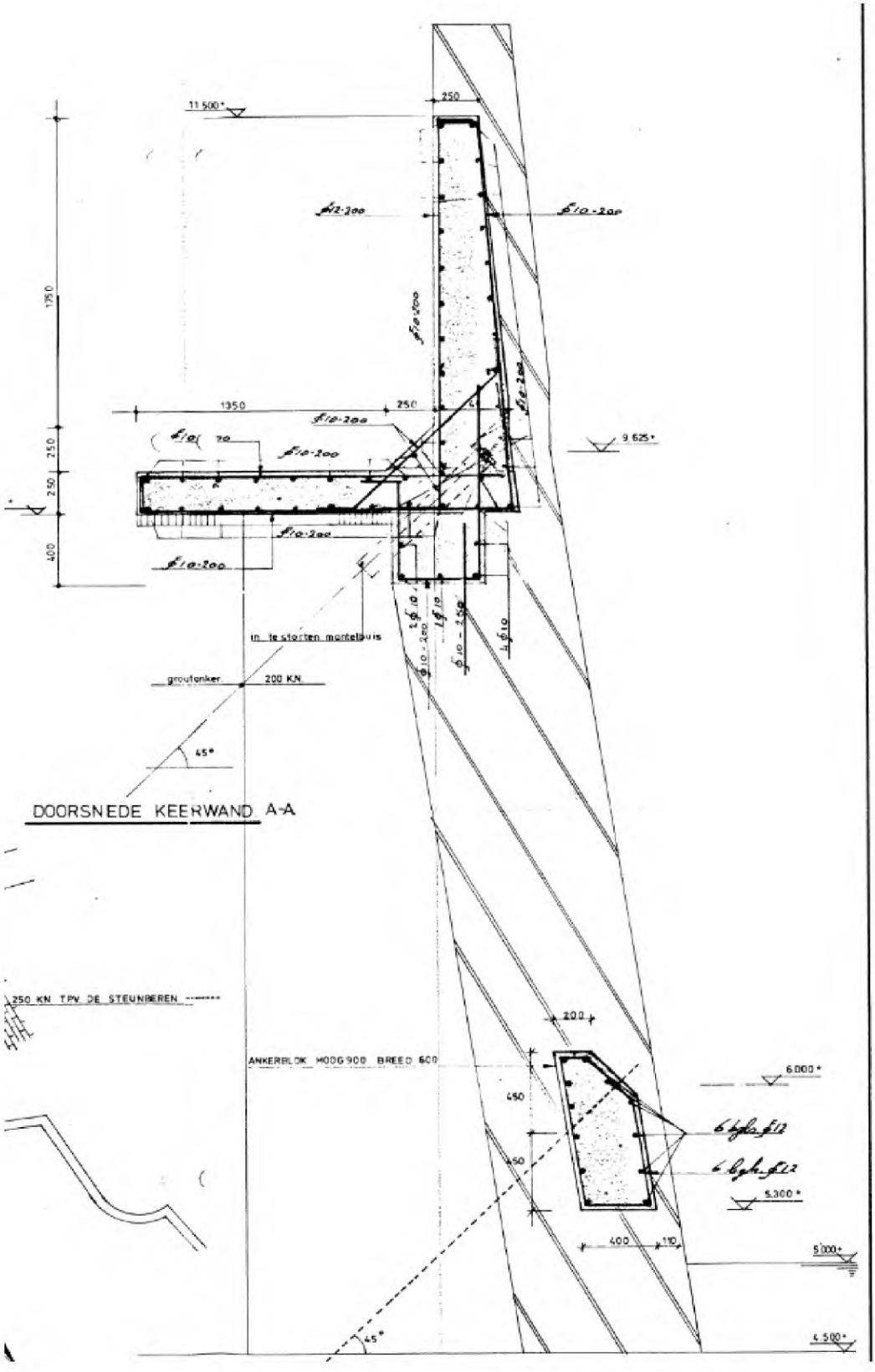
Bodemschematisatie

Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]

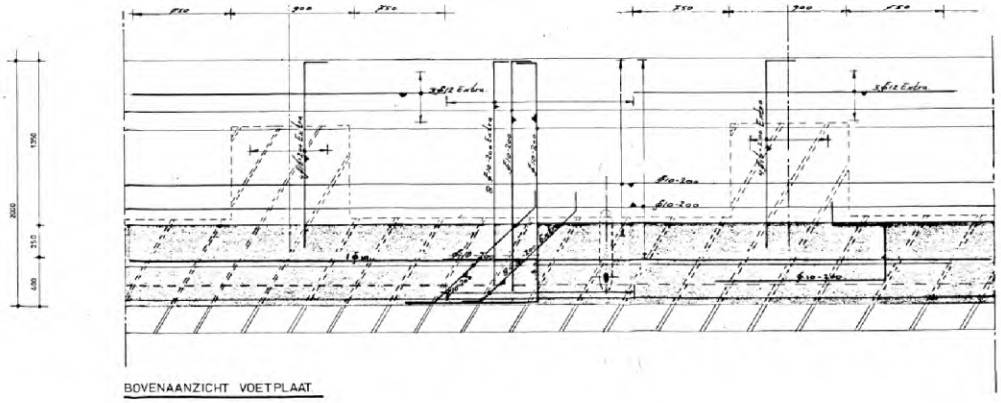




DETAIL A
KOP OUDE HAVEN
schaal 1:100



DOORSNEDE KEERWAND A-A



BOVENAANZICHT VOETPLAAT

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

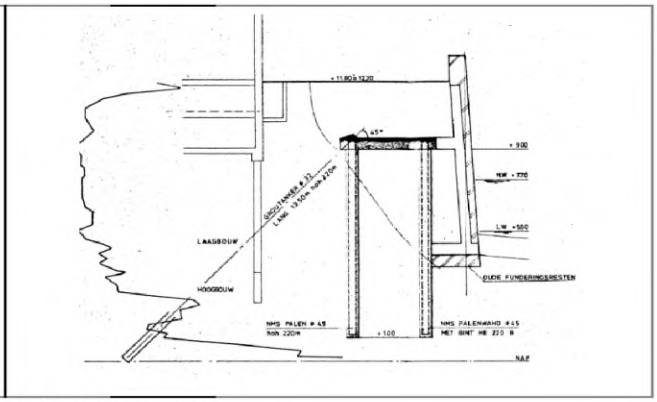
Algemene informatie

Naam	Prinstenstal - Nieuwe kadesectie 1	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	18	
Sectie	266-6	
Sectie RVO	266-4	
Dijkpaal van	266+096	
Dijkpaal tot	267+005	
Lengte	20	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,79	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,51	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	13,31	[m NAP]



figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht

Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1977) - Nieuw ontwerp kademuur na instorting
Grontmij (1997) - Situatie

b.k. constructie		[m NAP]
o.k. constructie		[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie	Stuk keerwand is in het verleden afgeschoven. Hersteld door het toepassen van een constructie gefundeerd op 2 rijen NMS palen verankerd met groutankers. De buitenkant van de keerwand is voorzien van oude metselresten van de oude keerwand	
bijzonderheden	Sectie 266-1 is al op hoogte. Sectie 266-6 is vergelijkbaar met sectie 266-7. Sectie 266-6 is echter iets hoger gelegen.	

Prinstenstal - Nieuwe kadesectie 1

Fundering

Paalfundering	Ja		tweede paalrij	Ja	
paaltype	NMS palen met HE220B		paaltype	NMS palen	
diameter	450	[mm]	diameter	450	[mm]
lengte	8	[m]	lengte	8	[m]
paalpuntniveau	1	[m NAP]	paalpuntniveau	1	[m NAP]
h.o.h. afstand	0,45	[m]	h.o.h. afstand	2,2	[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja		3e ankerrij		
Ankertype	Groutanker		Ankertype		
Ankerniveau	9	[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	2,2	[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	45	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte	13,5	[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	32	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij		
Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

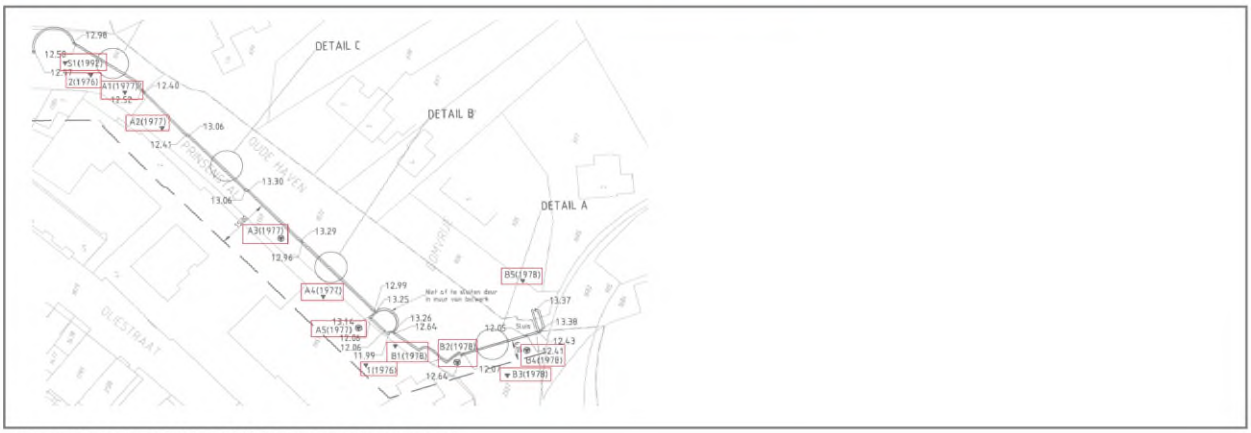
Wapening	

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

Naam	Lengte	Jaartal	Bruikbaar
[-]	[m]	[-]	
1	5,5	1976	Nee
2	12	1976	Nee
A1	11,5	1977	Ja
A2	13	1977	Nee
A3	14	1977	Ja
A4	11	1977	Nee
A5	11,5	1977	Nee
B1	10	1978	Nee
B2	11	1978	Ja
B3	14	1978	Nee
B4	15	1978	Ja
B5	10,5	1978	Nee
S1	15	1992	Ja

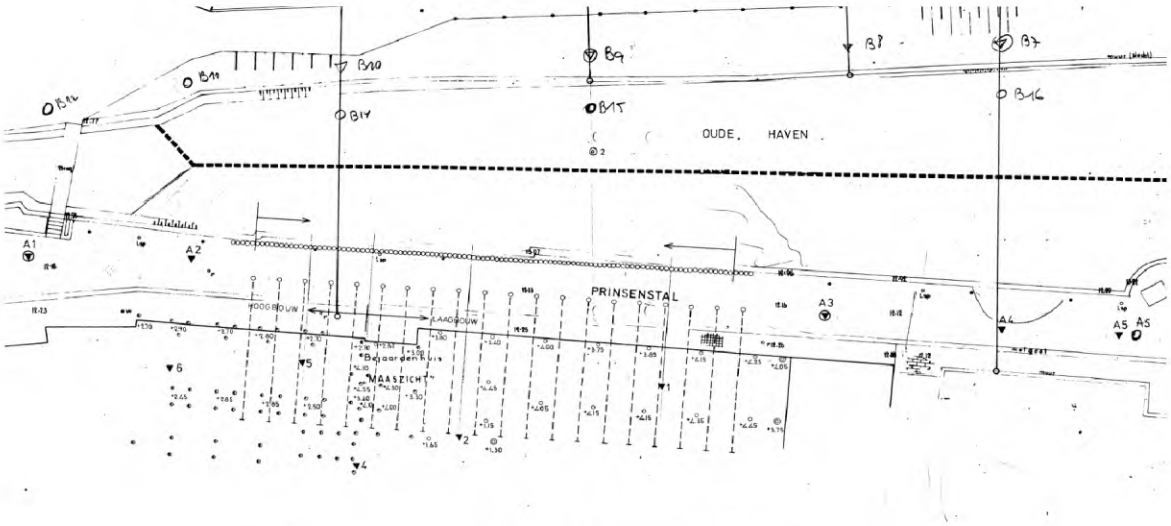


Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

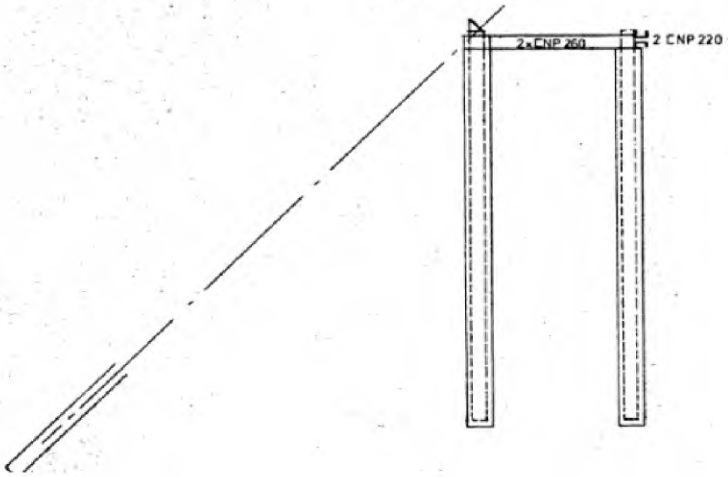
Bodemschematisatie

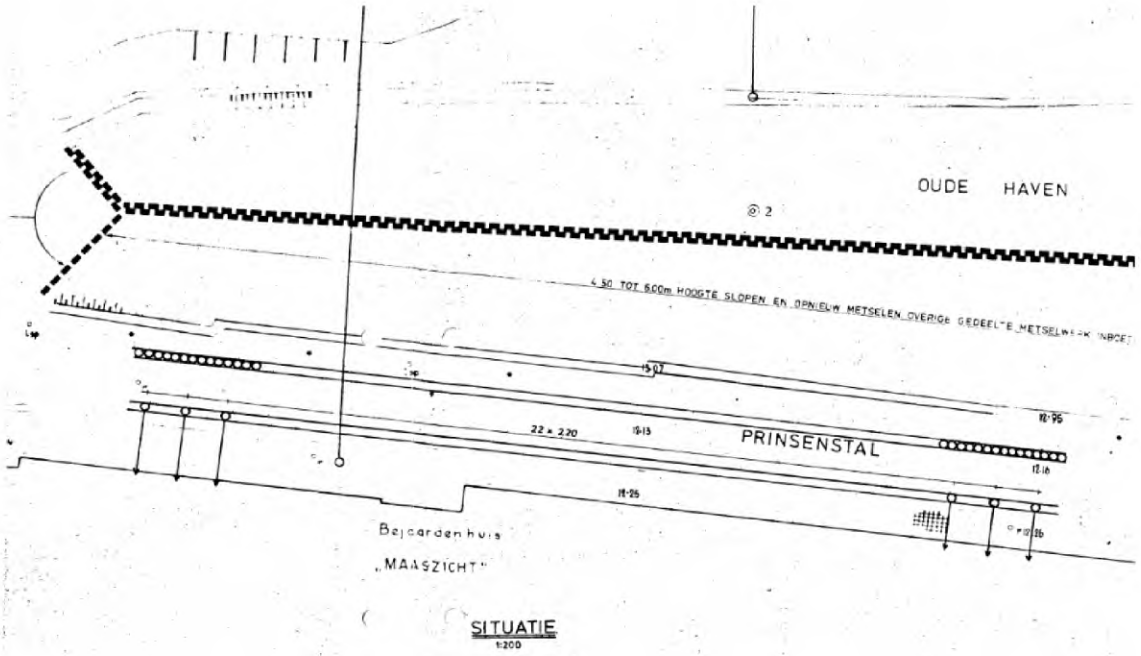
Grondsoort	Niveau b.k. laag
[-]	[m NAP]





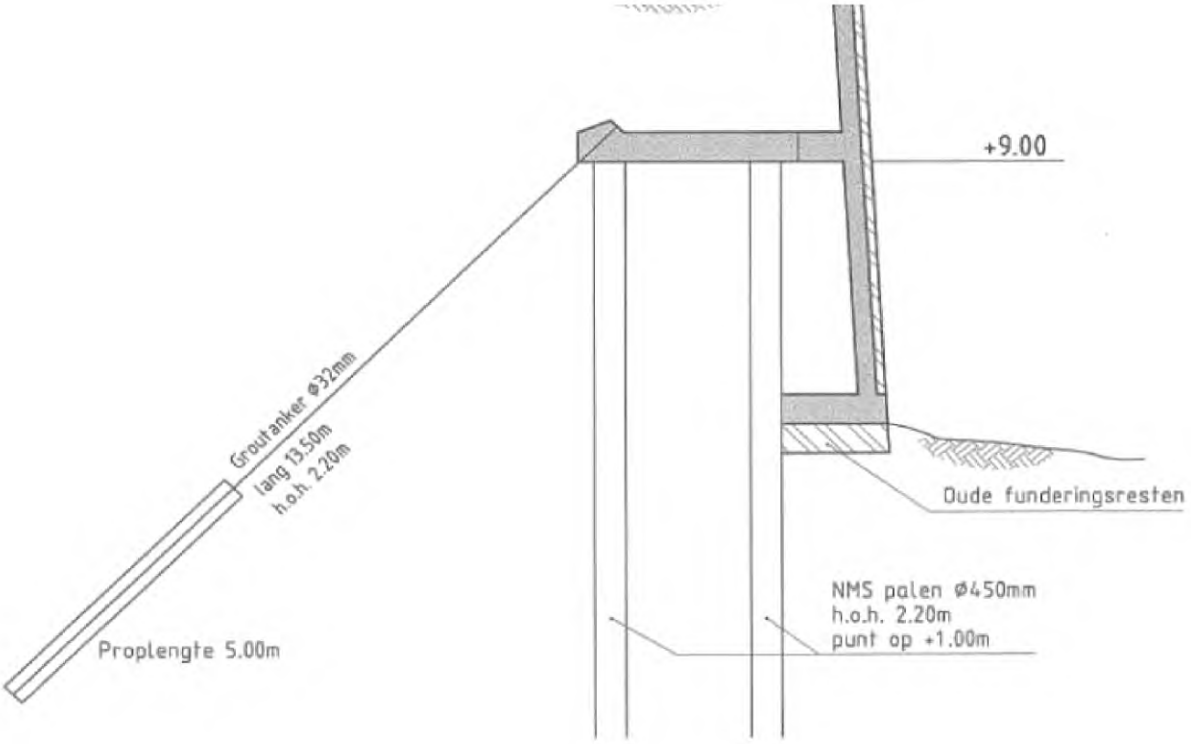
DWARSDOORSNEDE
1:100





SITUATIE
1:200





DETAIL C
PRINSENWAL NABIJ VROEGERE VERZAKKING

schaal 1:100

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

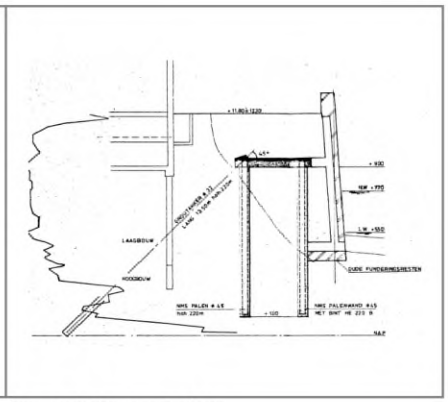
Algemene informatie

Naam	Prinstenstal - nieuwe kadesectie 2	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	18	
Sectie	266-7	
Sectie RVO	266-4	
Dijkpaal van	267+005	
Dijkpaal tot	267+028	
Lengte	23	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,79	[m NAP]
Hoogteopgave (2075)	13,51	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	13,08	[m NAP]



figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht

Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1977) - Nieuw ontwerp kademuur na instorting
Grontmij (1997) - Situatie

b.k. constructie		[m NAP]
o.k. constructie		[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie en	Stuk keerwand is in het verleden afgeschoven. Hersteld door het toepassen van een constructie gefundeerd op 2 rijen NMS palen verankerd met groutankers. De buitenkant van de keerwand is voorzien van oude metselresten van de oude keerwand	
bijzonderheden	Sectie 266-7 is al op hoogte. Sectie 266-7 is vergelijkbaar met sectie 266-6. Sectie 266-7 is echter iets lager gelegen.	

Fundering

Paalfundering	Ja		tweede paalrij	Ja	
paaltype	NMS palen met HE220B		paaltype	NMS palen	
diameter	450	[mm]	diameter	450	[mm]
lengte	8	[m]	lengte	8	[m]
paalpuntniveau	1	[m NAP]	paalpuntniveau	1	[m NAP]
h.o.h. afstand	0,45	[m]	h.o.h. afstand	2,2	[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja		3e ankerrij		
Ankertype	Groutanker		Ankertype		
Ankerniveau	9	[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	2,2	[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	45	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte	13,5	[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	32	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij		
Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

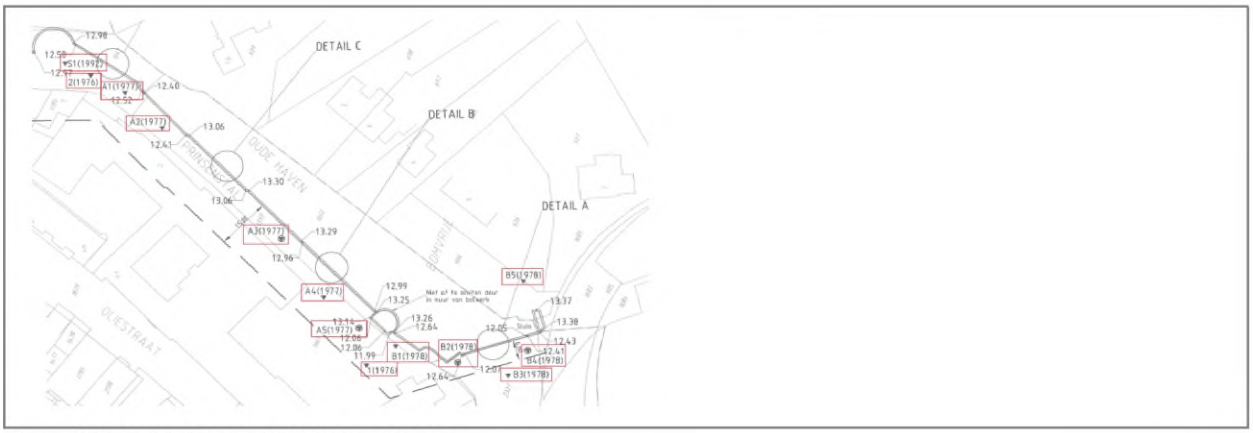
Wapening

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

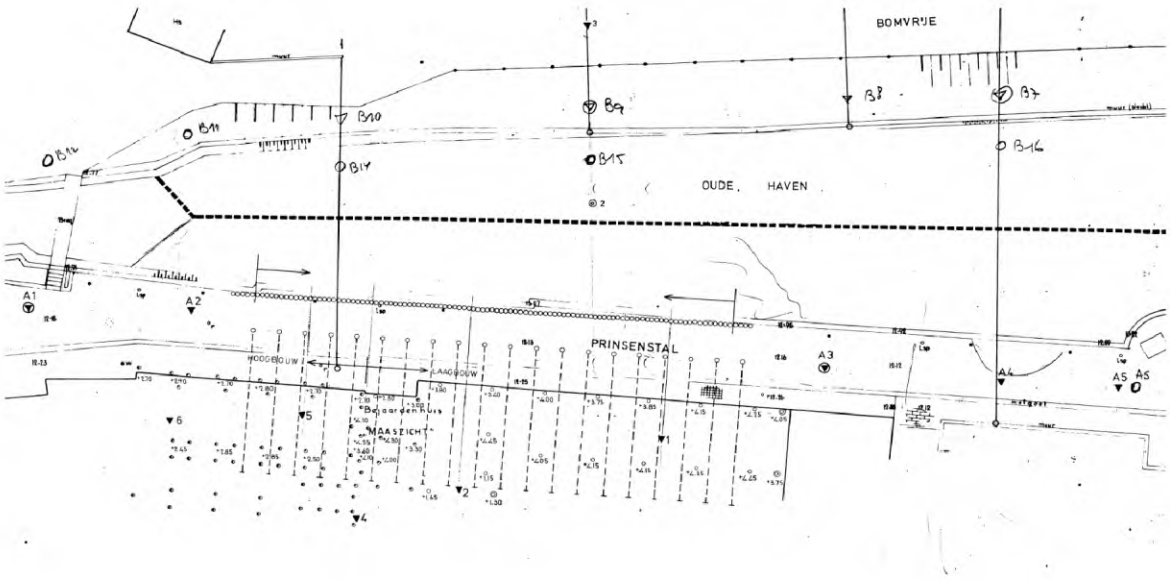
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
1	5,5	1976	Nee
2	12	1976	Nee
A1	11,5	1977	Ja
A2	13	1977	Nee
A3	14	1977	Ja
A4	11	1977	Nee
A5	11,5	1977	Nee
B1	10	1978	Nee
B2	11	1978	Ja
B3	14	1978	Nee
B4	15	1978	Ja
B5	10,5	1978	Nee
S1	15	1992	Ja



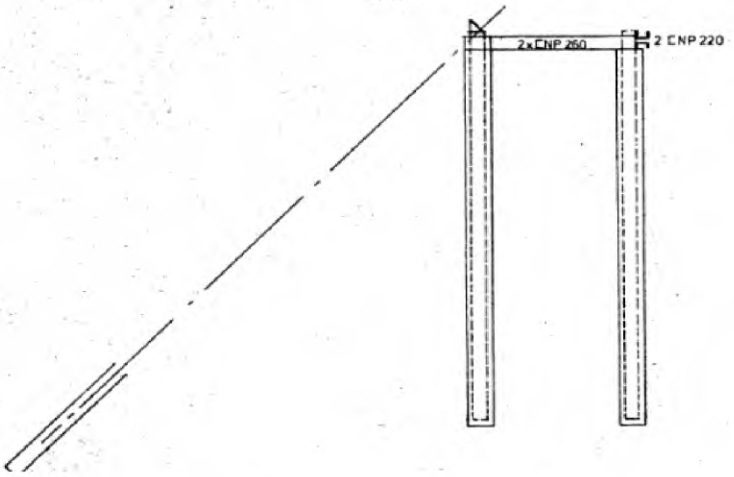
Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

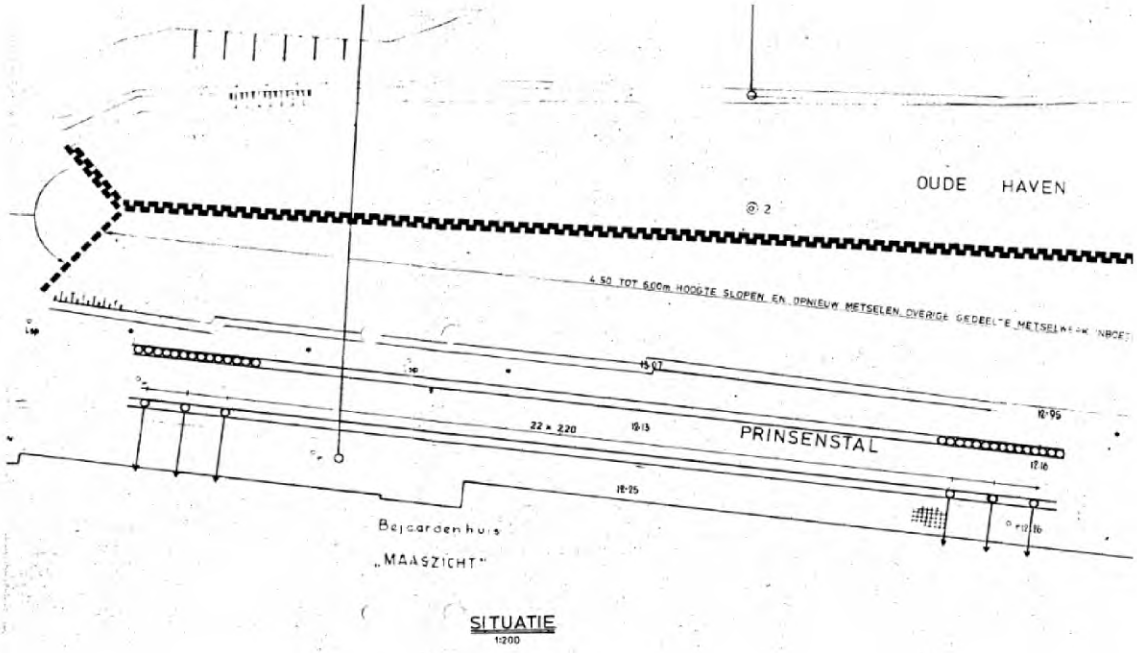
Bodemschematisatie

Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]

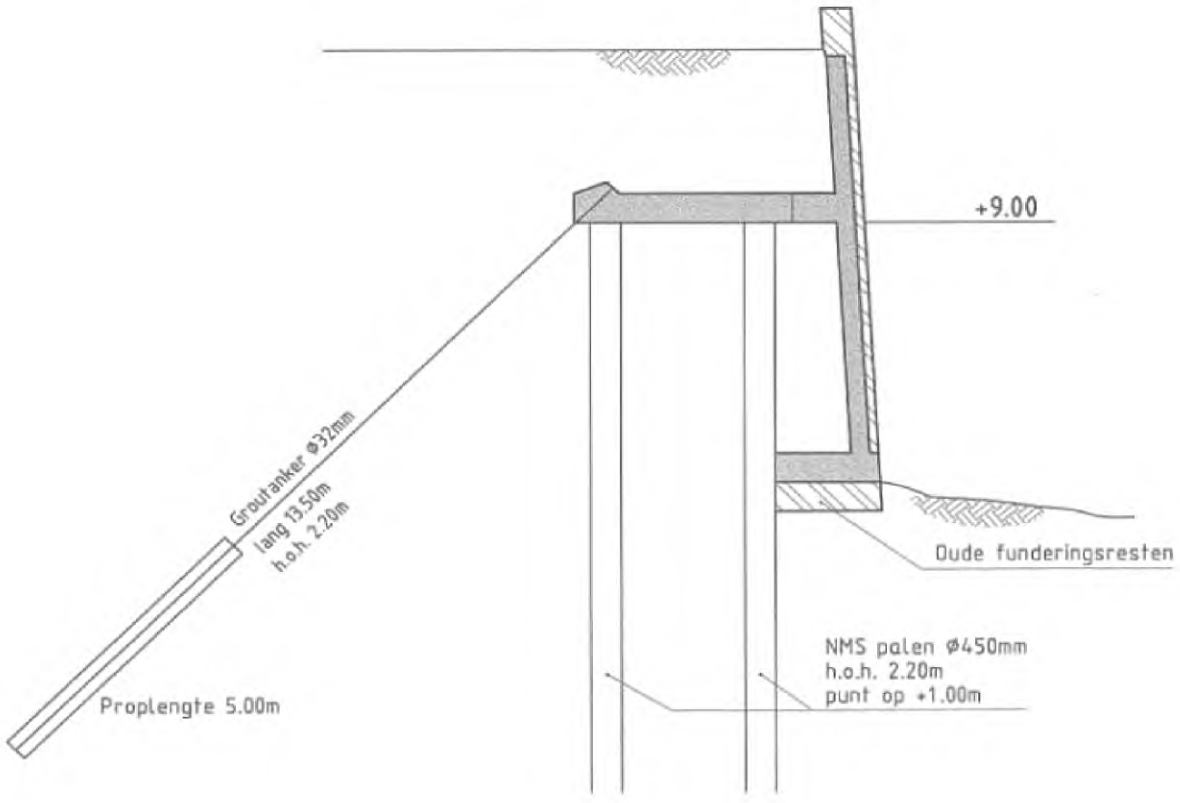


DWARSDOORSNEDE
1:100





SITUATIE
1:200



DETAIL C
PRINSENWAL NABIJ VROEGERE VERZAKKING

schaal 1:100

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

Algemene informatie

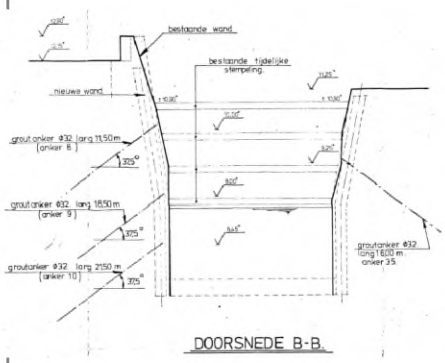
Naam	Prinsenstal - Brug	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	18	
Sectie	267-1	
RVO sectie	267-1	
Dijkpaal van	267+028	
Dijkpaal tot	267+048	
Lengte	20	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,84	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,55	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,42	[m NAP]



figuur 1: Locatie

Geometrie

Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1979) - Havenmond - Overzicht & Doorsnede
Grontmij (1979) - DV18 - twee dwarsprofielen
Grontmij (2000) - DV18 - 19 -20 - overzicht
Nederhorst (1979) - Havenmond - Overzicht & Verankering

b.k. constructie	12,9	[m NAP]
o.k. constructie	4,5	[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie	Verankerde U-constructie.	
bijzonderheden	Sectie 267-1 is aan de linkerzijde verankerd met 3 ankerrijen en aan de linkerzijde met één ankerrij. De lengte en hoek van de ankers zijn verschillend per dwarsprofiel. Tussen de wanden bevinden zich tijdelijk stempels op 4 verschillende hoogtes. Exacte locatie scheiding tussen 3 ankerrijen en één ankerrij aan de linkerzijde (sectie 267-2) is onduidelijk. Deze scheiding bevindt zich ergens nabij de brug.	

Prinsenstal - Brug

Fundering

Paalfundering	Nee		tweede paalrij		
paaltype			paaltype		
diameter		[mm]	diameter		[mm]
lengte		[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau		[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja		3e ankerrij	Ja	
Ankertype	Groutanker		Ankertype	Groutanker	
Ankerniveau	Zie tekeningen	[m NAP]	Ankerniveau	Zie tekeningen	[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	Zie tekeningen	[°]	Ankerhoek	Zie tekeningen	[°]
staaflengte	Zie tekeningen	[m]	staaflengte	Zie tekeningen	[m]
staafdiameter	32	[mm]	staafdiameter	32	[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte	5	[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Ja	
Ankertype	Groutanker	
Ankerniveau	Zie tekeningen	[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	Zie tekeningen	[°]
staaflengte	Zie tekeningen	[m]
staafdiameter	32	[mm]
groutlengte	5	[m]
groutdiameter		[mm]

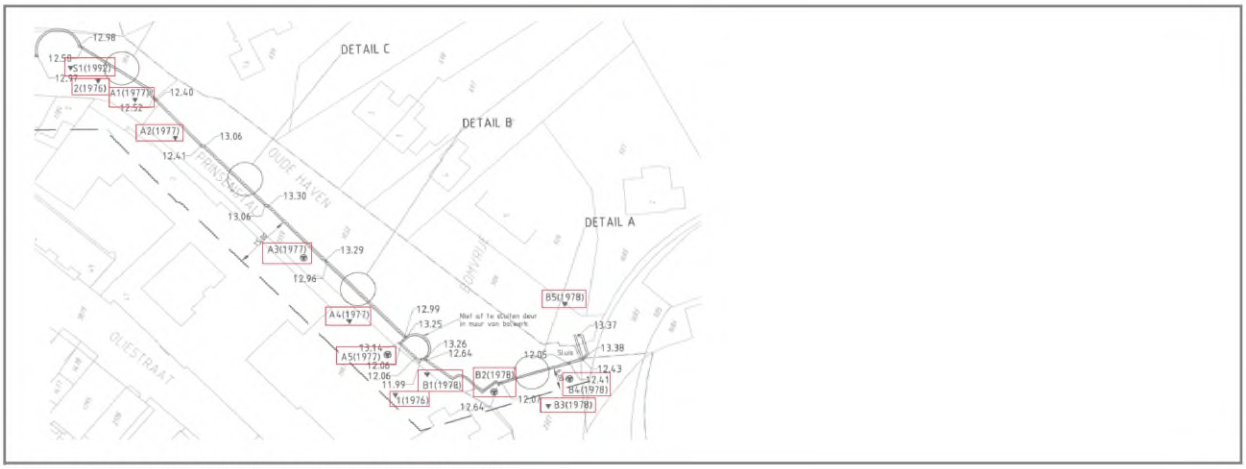
Wapening

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

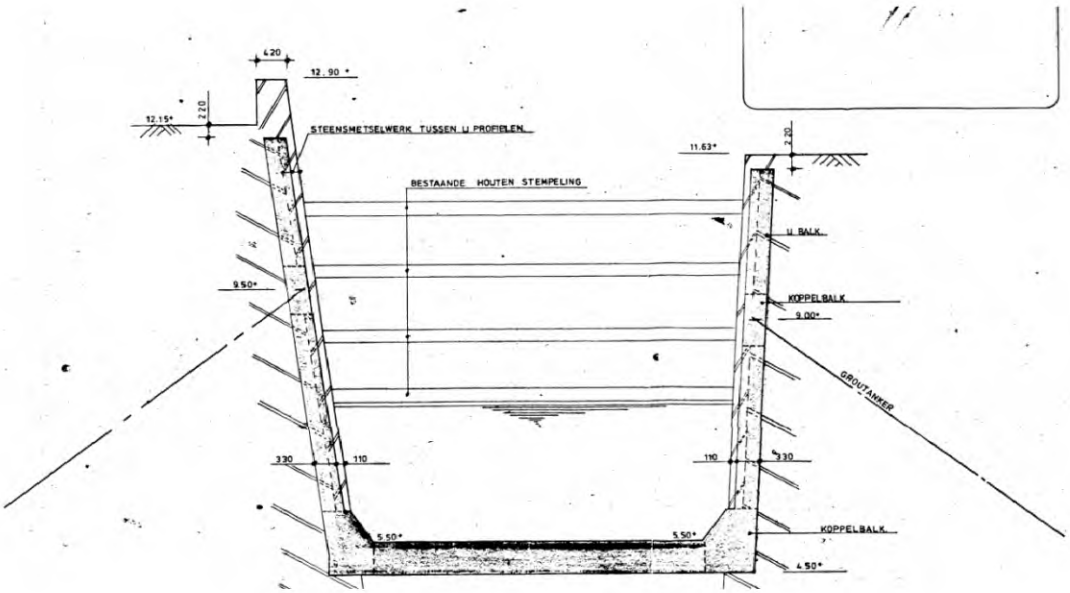
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
1	5,5	1976	Nee
2	12	1976	Nee
A1	11,5	1977	Ja
A2	13	1977	Nee
A3	14	1977	Ja
A4	11	1977	Nee
A5	11,5	1977	Nee
B1	10	1978	Nee
B2	11	1978	Ja
B3	14	1978	Nee
B4	15	1978	Ja
B5	10,5	1978	Nee
S1	15	1992	Ja

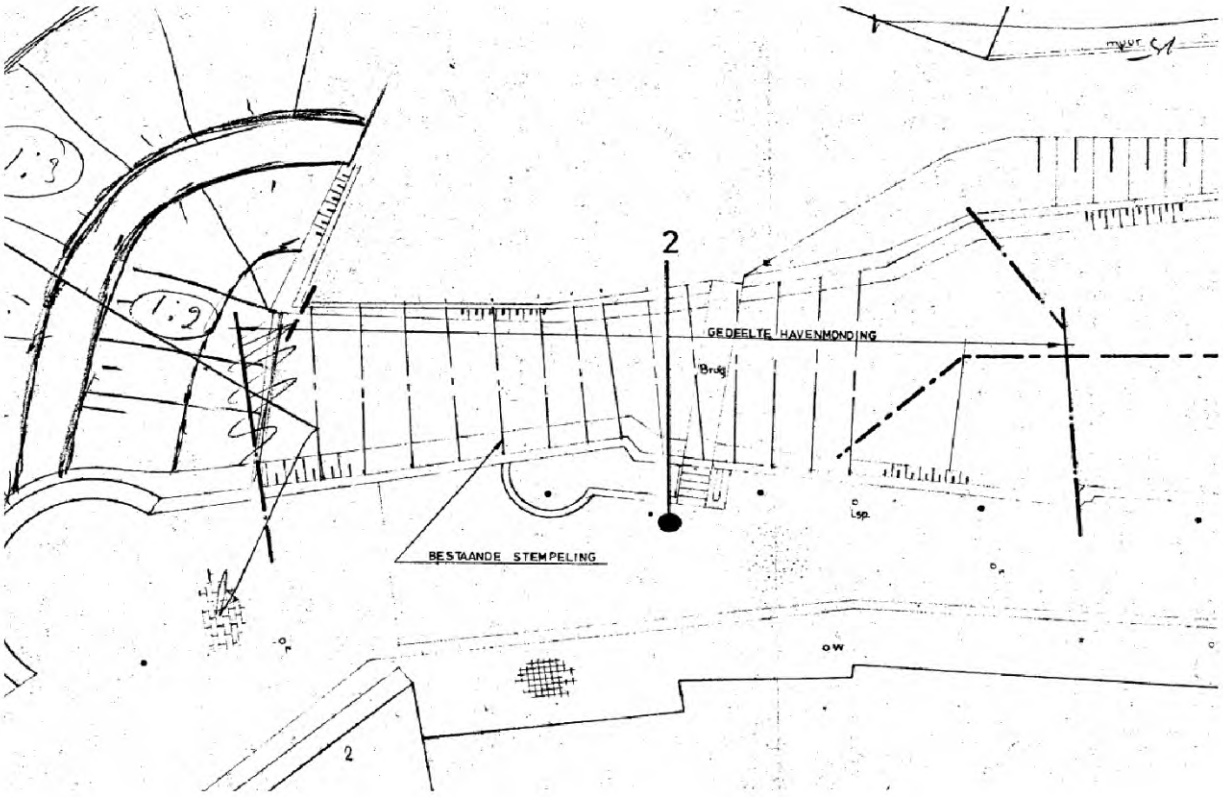


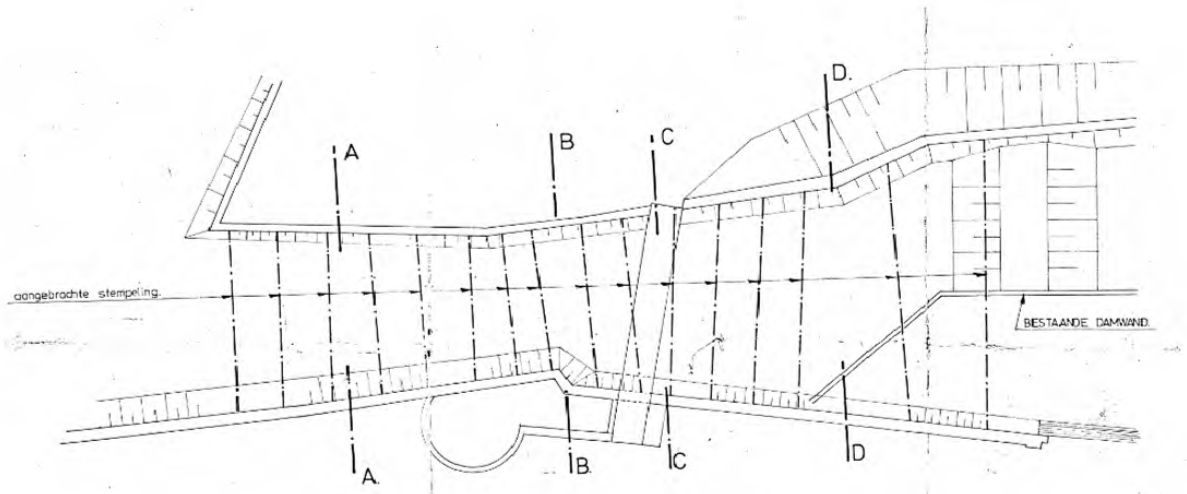
Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

Bodemschematisatie

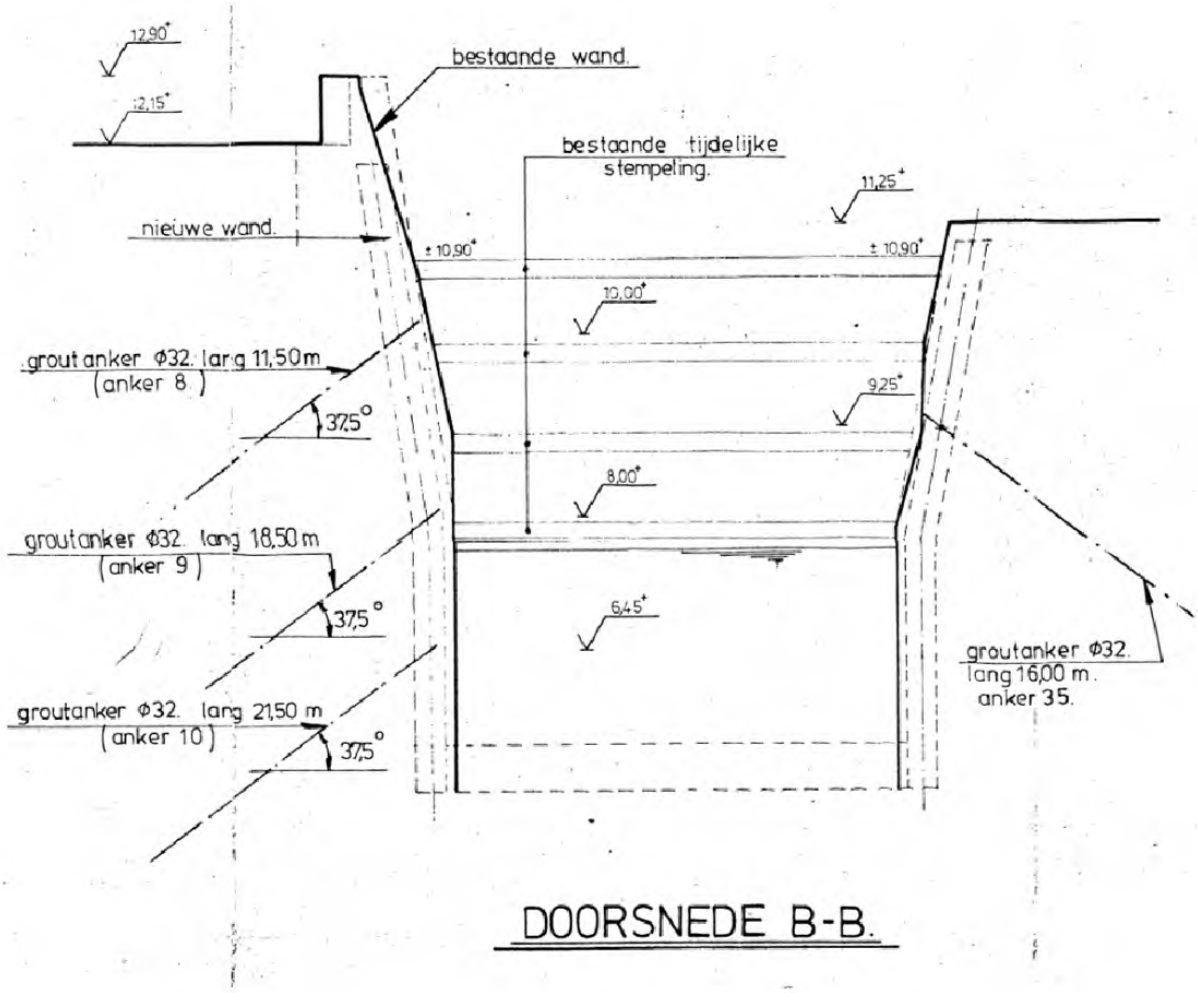
Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]


4.20
12.90 +
12.15*
2.20
STEENSMETSELWERK TUSSEN U PROFIELEN
BESTAANDE HOUTEN STEMPELING
11.63*
2.20
U BALK
KOPPELBALK
9.00*
9.50*
GROUTANKER
330
110
110
330
5.50*
5.50*
KOPPELBALK
4.50*

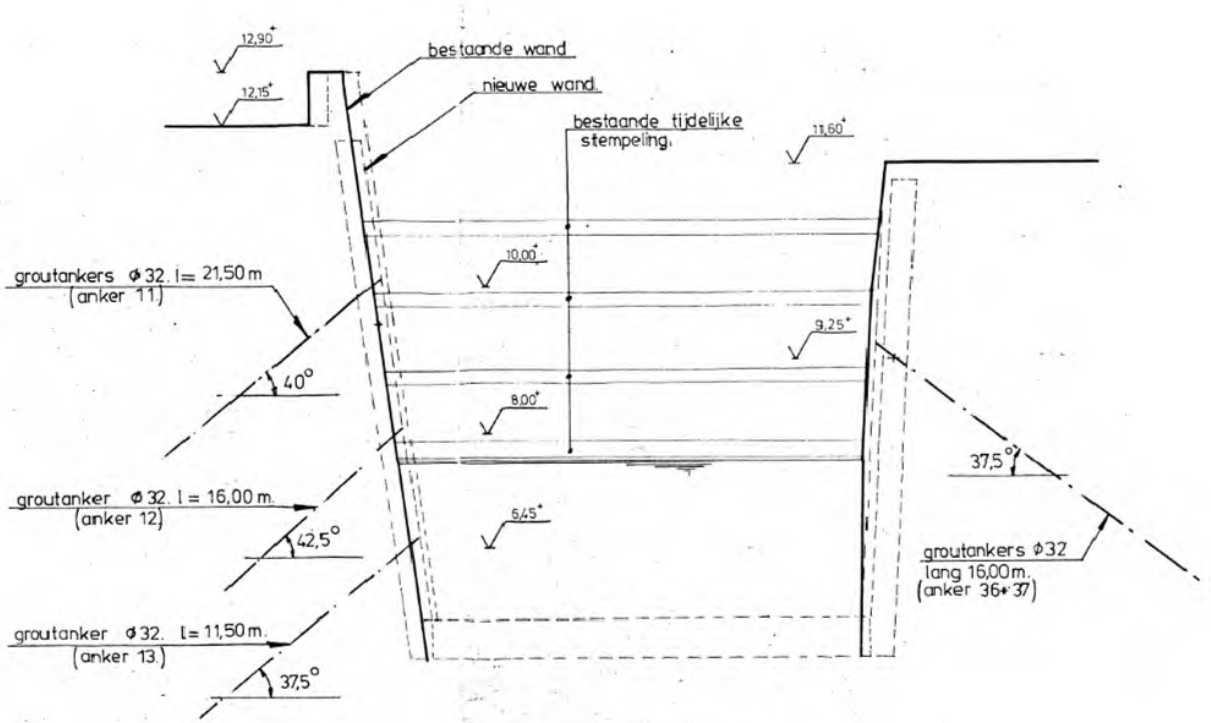

1:3
1:2
2
GEDEELTE HAVENMONDING
Brug
BESTAANDE STEMPELING
Lsp.
OW
2



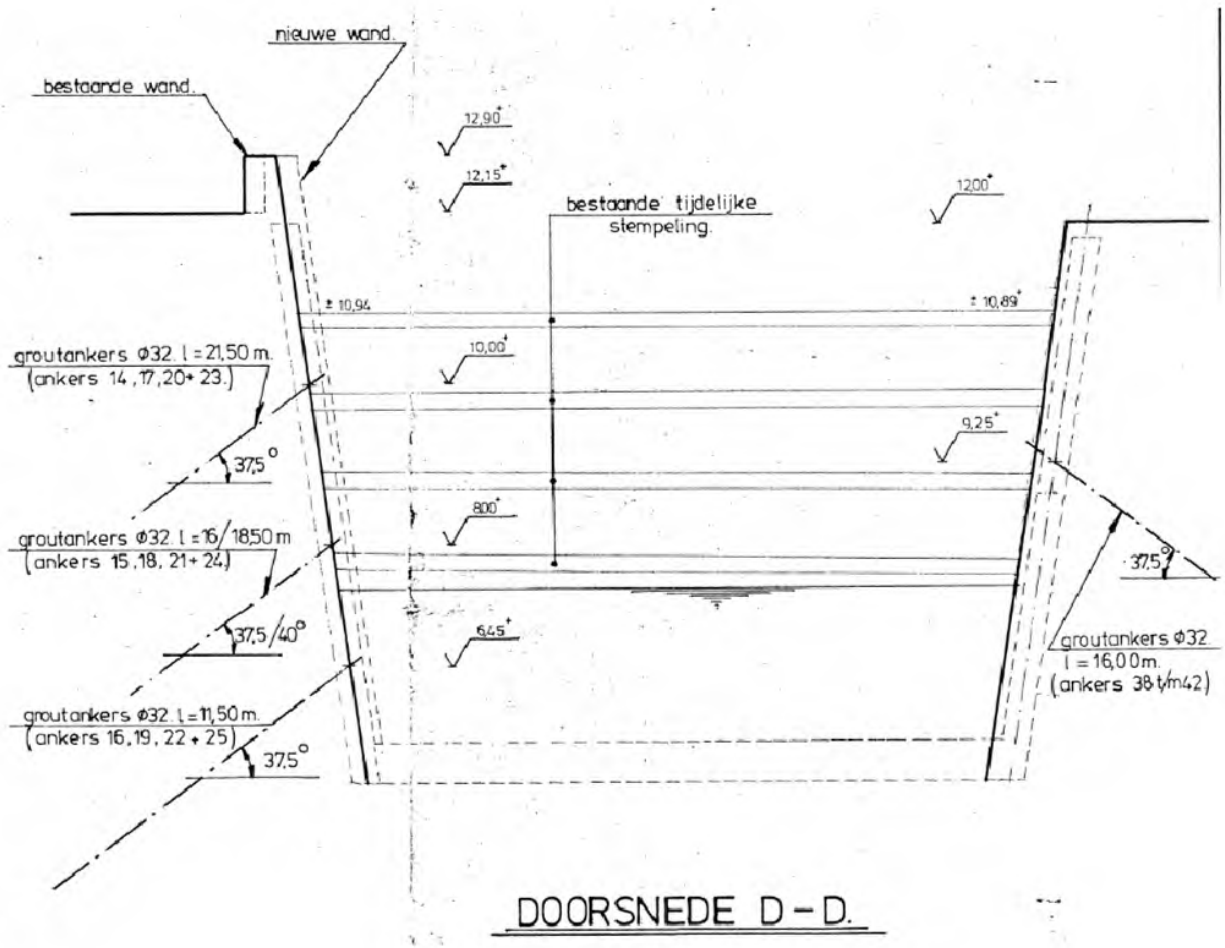
BOVENAANZICHT GESTEMPELDE SLUIS.



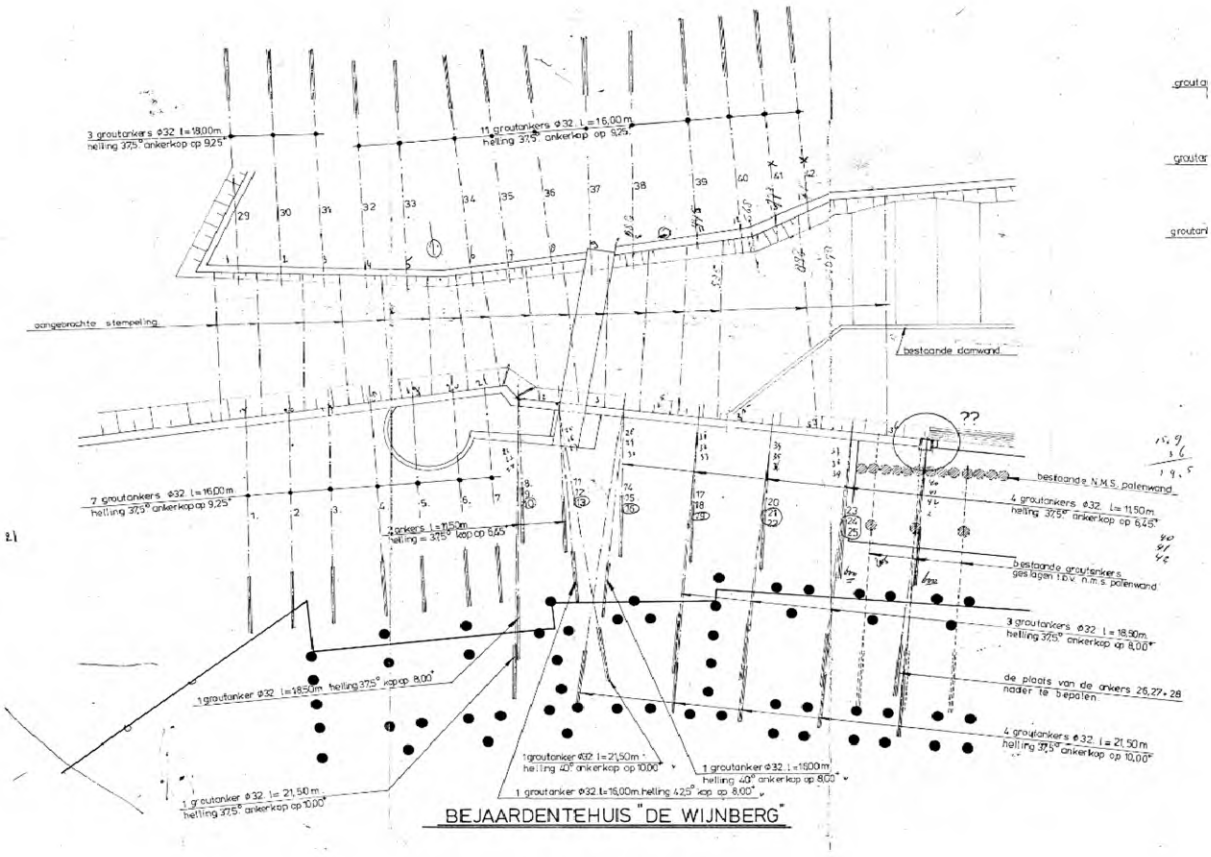
DOORSNEDE B-B.



DOORSNEDE C - C.



DOORSNEDE D - D.



BEJAARDENTEHUIS "DE WIJNBERG"

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

Algemene informatie

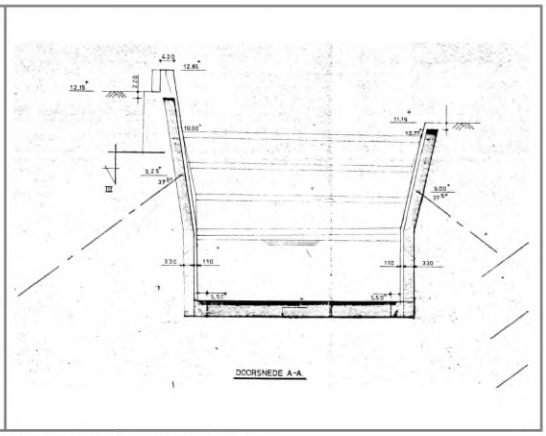
Naam	Brug - Havenmond	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	19	
Sectie	267-2	
RVO sectie	267-1	
Dijkpaal van	267+048	
Dijkpaal tot	267+070	
Lengte	22	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,84	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,55	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,51	[m NAP]



figuur 1: Locatie

Geometrie


Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1979) - Havenmond - Overzicht & Doorsnede
Grontmij (1979) - DV18 - twee dwarsprofielen
Grontmij (2000) - DV18 - 19 -20 - overzicht
Nederhorst (1979) - Havenmond - Overzicht & Verankering

b.k. constructie	12,85	[m NAP]
o.k. constructie	4,5	[m NAP]
dikte constr. boven	0,42	[m]
dikte constr. onder	0,44	[m]
helling constructie		[°]
type constructie	Verankerde U-constructie.	
bijzonderheden	Sectie 267-1 is aan zowel aan de linker- als rechterzijde verankerd met één ankerrij. Tussen de wanden bevinden zich tijdelijk stempels op 4 verschillende hoogtes. Exacte locatie scheiding tussen 3 ankerrijen (267-1) en één ankerrij aan de linkerzijde is onduidelijk. Deze scheiding bevindt zich ergens nabij de brug.	

Brug - Havenmond

Fundering

Paalfundering	Nee		tweede paalrij		
paaltype			paaltype		
diameter		[mm]	diameter		[mm]
lengte		[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau		[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja		3e ankerrij	Nee	
Ankertype	Groutanker		Ankertype		
Ankerniveau	Zie tekeningen	[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	Zie tekeningen	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte	Zie tekeningen	[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	32	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Nee	
Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

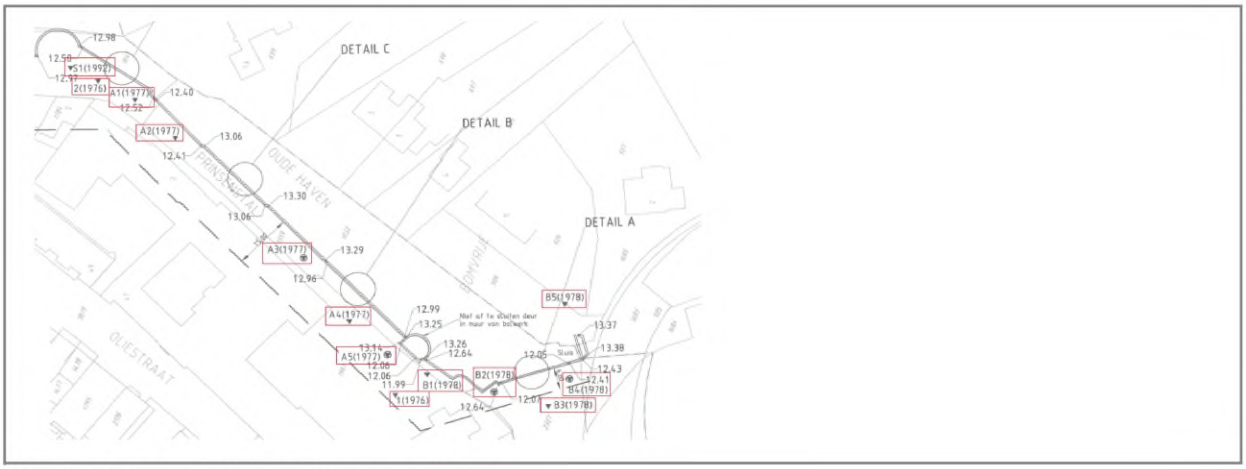
Wapening		

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

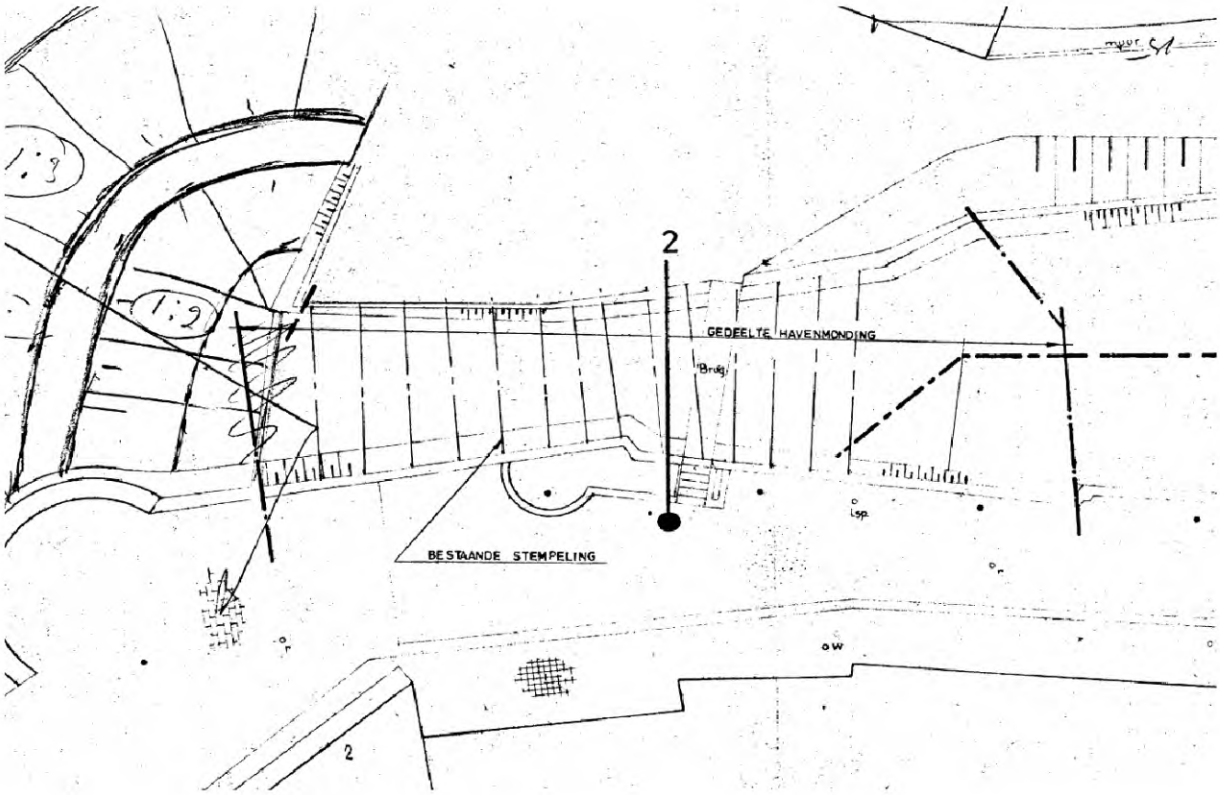
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
1	5,5	1976	Nee
2	12	1976	Nee
A1	11,5	1977	Ja
A2	13	1977	Nee
A3	14	1977	Ja
A4	11	1977	Nee
A5	11,5	1977	Nee
B1	10	1978	Nee
B2	11	1978	Ja
B3	14	1978	Nee
B4	15	1978	Ja
B5	10,5	1978	Nee
S1	15	1992	Ja

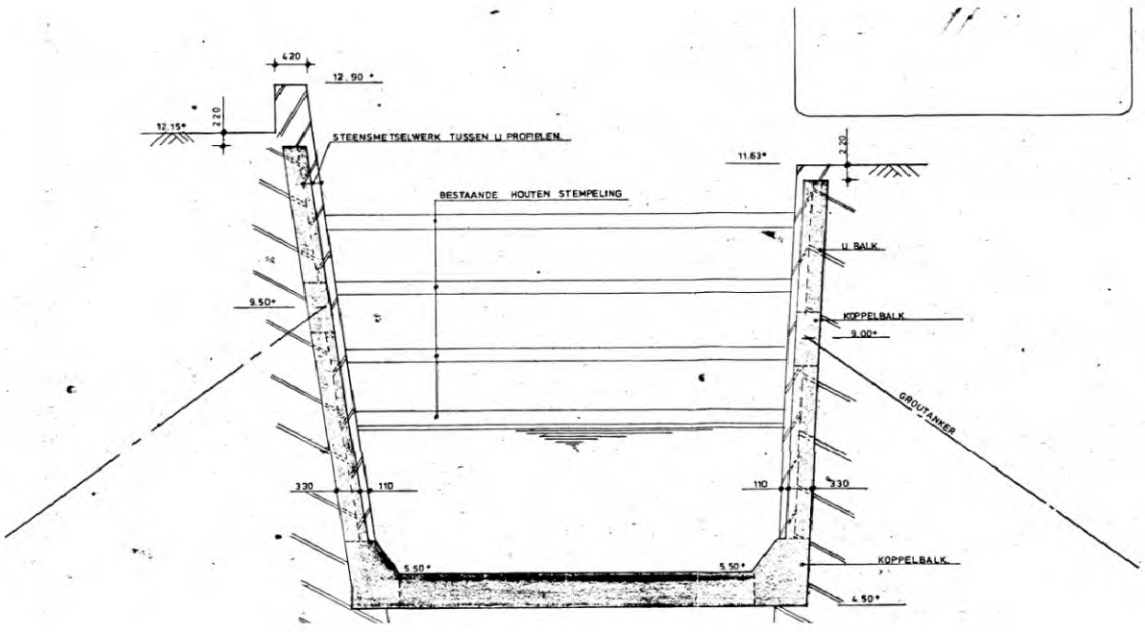


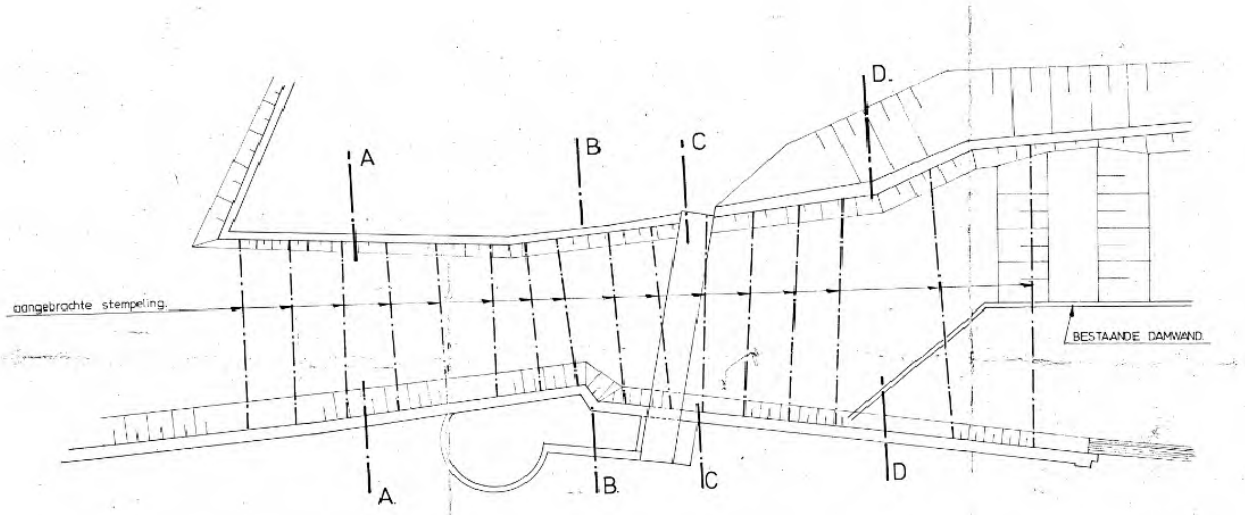
Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

Bodemschematisatie

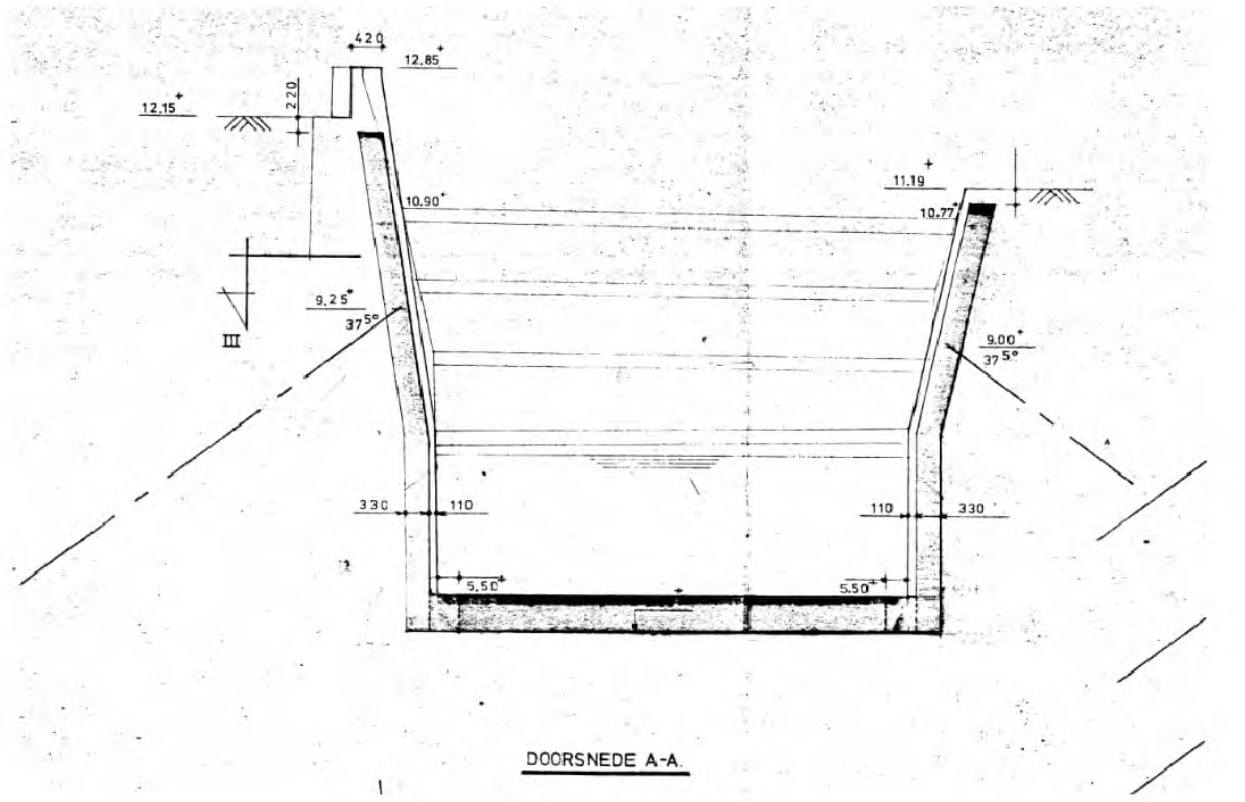
Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]


2
GEDEELTE HAVENMONDING
Brug
BESTAANDE STEMPELING
Lsp
OW
2

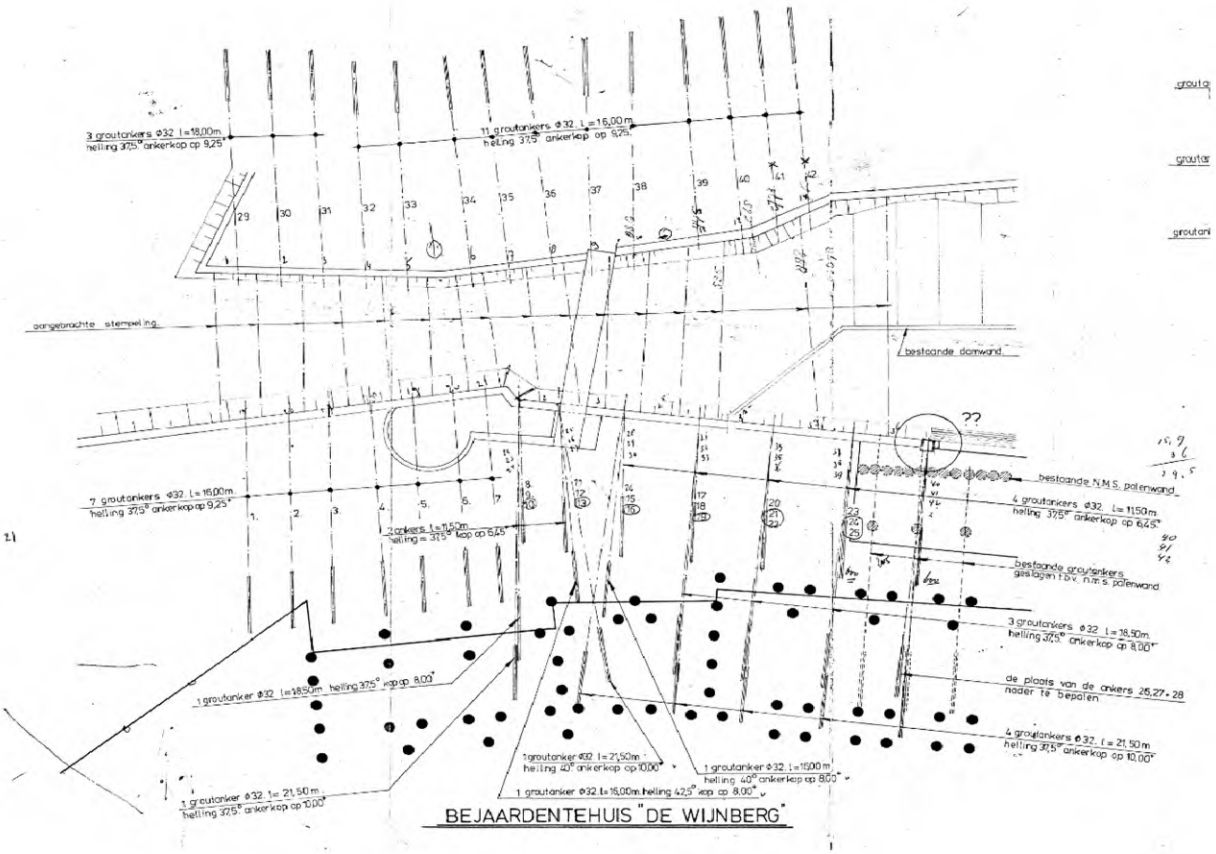

4.20
12.90 +
12.15+
2.20
STEENSMETSELWERK TUSSEN U PROFIELEN
11.63+
2.20
BESTAANDE HOUTEN STEMPELING
U BALK
9.50+
KOPPELBALK
9.00+
GROUTANKER
330
110
110
330
5.50+
5.50+
KOPPELBALK
4.50+



BOVENAANZICHT GESTEMPELDE SLUIS.



DOORSNEDE A-A.


3 grautankers Ø32 l=18,00m
helling 37,5° ankerkop op 9,25°
11 grautankers Ø32 l=16,00m
helling 37,5° ankerkop op 9,25°
aangebrachte stempeling
bestaande damwand
7 grautankers Ø32 l=16,00m
helling 37,5° ankerkop op 9,25°
2 ankers l=11,50m
helling 37,5° kop op 6,45
bestaande N.M.S. palenwand
4 grautankers Ø32 l=11,50m
helling 37,5° ankerkop op 6,45°
bestaande groutankers
gesloopen t.b.v. n.m.s. palenwand
3 grautankers Ø32 l=18,50m
helling 37,5° ankerkop op 8,00°
de plaats van de ankers 25,27,28
nader te bepalen
1 grautanker Ø32 l=18,50m helling 37,5° kop op 8,00°
4 grautankers Ø32 l=21,50m
helling 37,5° ankerkop op 10,00°
1 grautanker Ø32 l=21,50m
helling 37,5° ankerkop op 10,00°
1 grautanker Ø32 l=21,50m
helling 40° ankerkop op 10,00°
1 grautanker Ø32 l=15,00m
helling 40° ankerkop op 8,00°
1 grautanker Ø32 l=16,00m helling 42,5° kop op 8,00°
BEJAARDENTEHUIS "DE WIJNBERG"

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

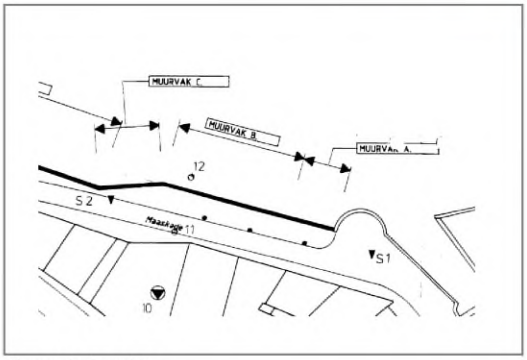
Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

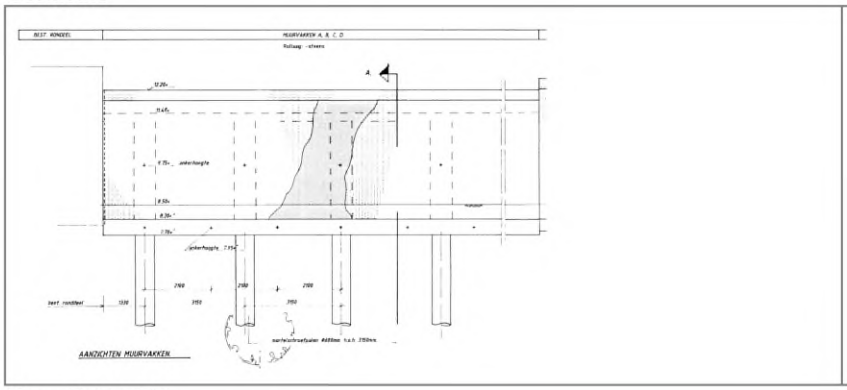
Algemene informatie

Naam	Maaskade - Muurvak A, B & C	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	19	
Sectie	267-4	
RVO sectie	267-3	
Dijkpaal van	267+084	
Dijkpaal tot	268+011	
Lengte	47	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,84	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,55	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,2	[m NAP]

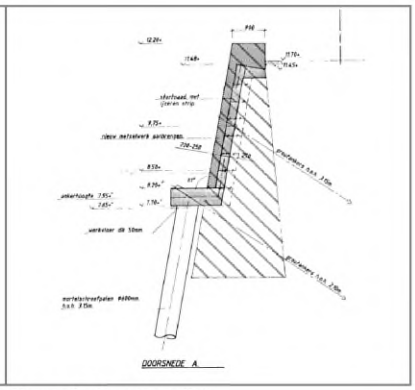


figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1992) - Situatie, grondonderzoek en Muurvakken
Grontmij (1992) - Details
Grontmij (1992) - Ontwerp palen en verankering
Grontmij (1993) - Anker- en palenplan muurvak A-D
Grontmij (1993) - berekeningen deel 1
Grontmij (2000) - DV18-19-20 - overzicht
92.7851-10-107E-02 rev. Kademuur grave - bestek Kademuur maaskade en e.a. .PDF (P141)
92.7851-10-107E-03, Details
927851-10-CT-03, Muurvak E t/m G, Anker- en Palenplan
LM19-123 Inmeting Kademuur Grave (hoogtemeting)

b.k. constructie (metselwerk)	12,2	[m NAP]
b.k. constructie (betonwand)	12,2	[m NAP]
o.k. constructie (betonvloer)	7,7	[m NAP]
dikte betonwand boven	0,25	[m]
dikte betonwand onder	0,25	[m]
dikte betonwand boven (t.p.v. rib	0,50	[m]
dikte betonwand onder (t.p.v. rib	0,50	[m]
breedte rib	0,70	[m]
h.o.h. afstand rib	3,15	[m]
dikte vloer/console	0,50	[m]
excentriciteit paal-wand	0,874	[m]
dikte voormetseling	0,22	[m]
helling constructie (wand)	9,0	[°]

beschrijving	Betonnen wand, op palen. Verbinding paal-wand middels een console. Sluit aan zuidzuide aan op rondeel Prinsenstal (gedilateerd). T.b.v. aanbrengen betonnen wand is metselwerk verwijderd waardoor zichtzijde als oorspronkelijk is.
bijzonderheden	Metselwerk bovenzijde vervult in toekomstige situatie een constructieve functie.
opmerkingen	Ter plaatse van muurvak C zijn 2 afwijkende ankers geplaatst. Zie doorsnede B-B en doorsnede C-C in bijgevoegde figuren
onzekerheden	Dilatatie bij overgang op muurvak D. Op ontwerptekeningen niet gedilateerd. In praktijk geen zettingsverschil. Mogelijk is de wand monoliet maar met 2 funderingstypes.
risico's	Metselwerk bovenzijde vervult in toekomstige situatie een constructieve functie, maar is daar waarschijnlijk niet voor ontworpen.

Maaskade - Muurvak A, B & C

Fundering

Paalfundering	Ja		tweede paalrij	Nee	
paaltype	Mortelschroefpaal		paaltype		
diameter	600	[mm]	diameter		[mm]
lengte	7,5	[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau	0	[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	3,15	[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand	7	[m/m]	schoorstand		[m/m]
Wapening	6 * 20	n * d			
Lengte wapening	6	[m]			

Verankering	Ja		3e ankerrij	Nee	[m NAP]
Ankertype	Groutankers		Ankertype		[m]
Ankerniveau	9,75	[m NAP]	Ankerniveau		
h.o.h. afstand	3,15	[m]	h.o.h. afstand		
Ankerhoek	37,5	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte	23	[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	Onbekend	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter	Onbekend	[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Ja	
Ankertype	Groutankers	
Ankerniveau	7,95	[m NAP]
h.o.h. afstand	2,1	[m]
Ankerhoek	37,5	[°]
staaflengte	19,7	[m]
staafdiameter	Onbekend	[mm]
groutlengte	5	[m]
groutdiameter	Onbekend	[mm]

Wapening	Onbekend

Wapening info te vinden in: Grontmij (1993) - berekeningen deel 1

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
S1	15,5	1992	Ja
S2	16,5	1992	Ja
10	11,5	1990	Ja
boring 11	5	1990	Ja
boring 12	6	1990	Ja

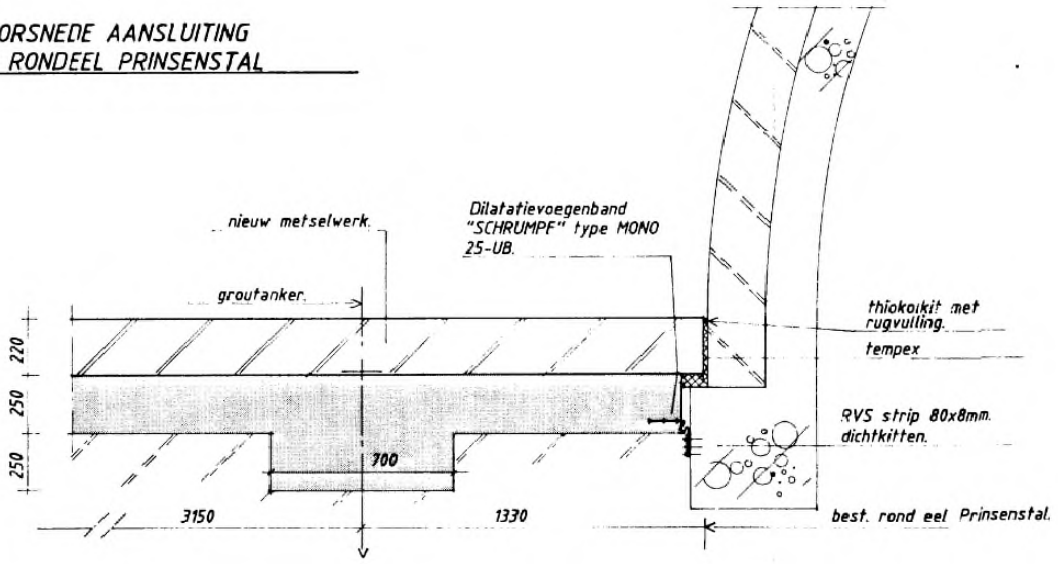


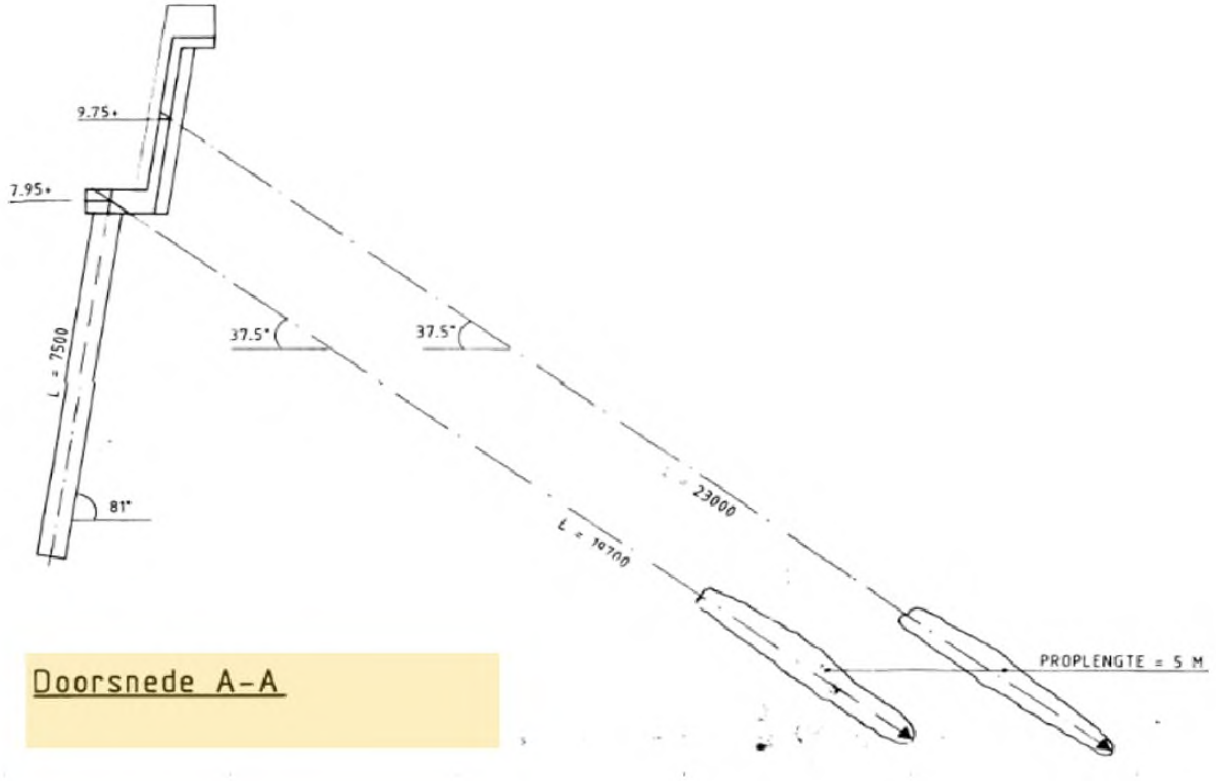
Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

Bodemschematisatie

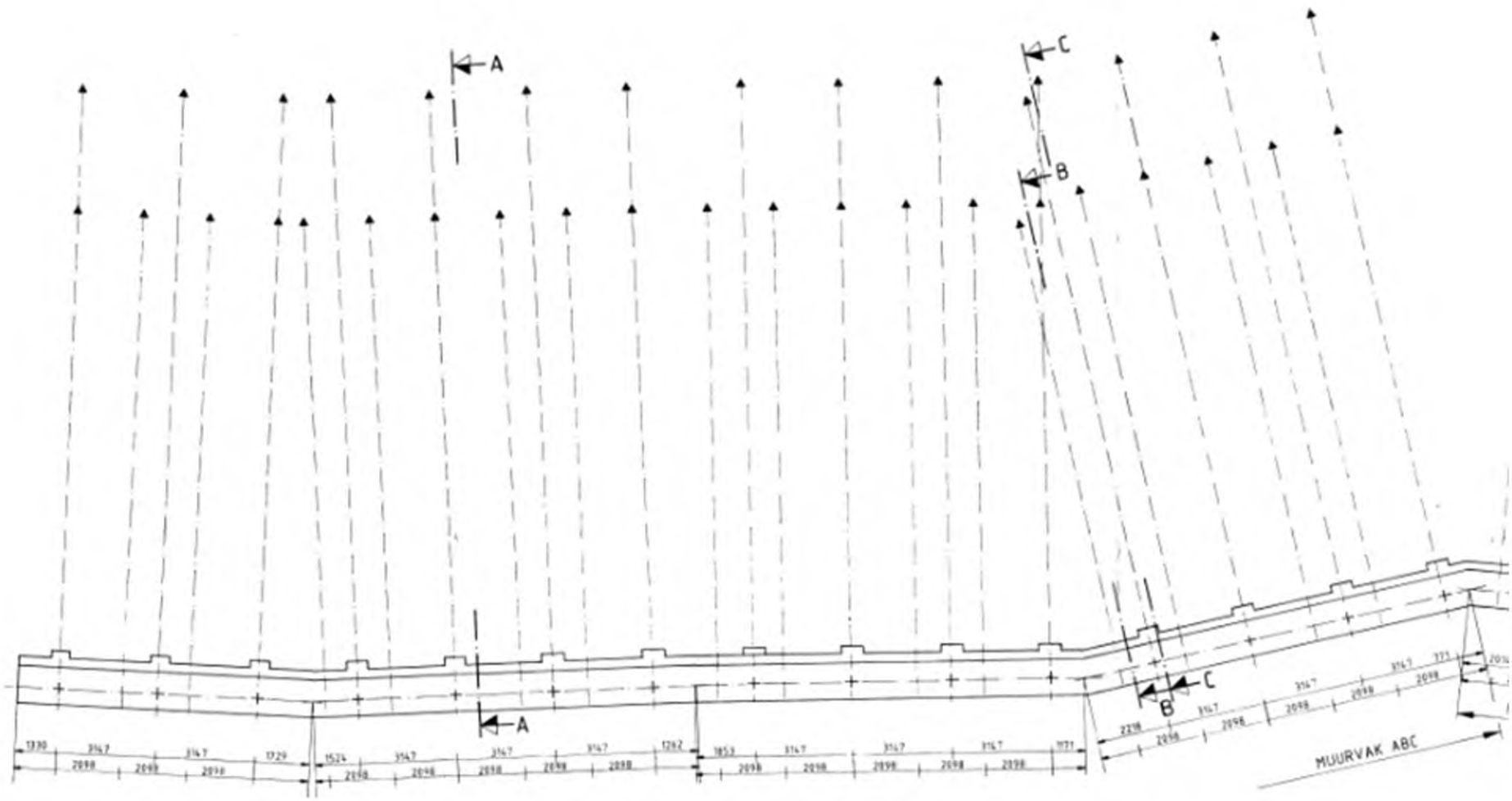
Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]

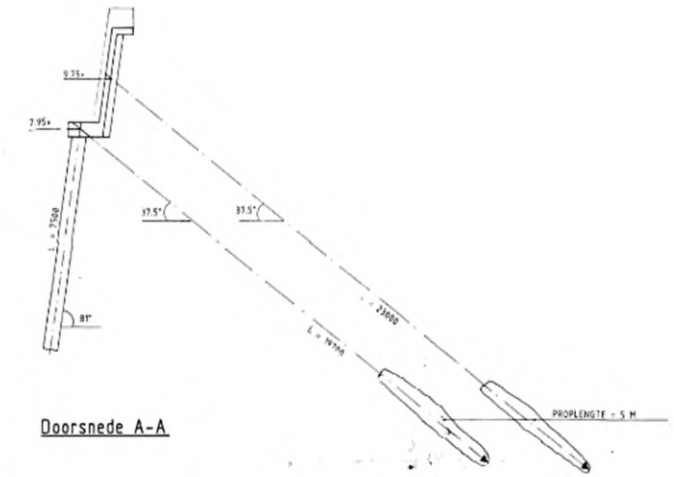
DOORSNEDE AANSLUITING
OP RONDEEL PRINSENSTAL



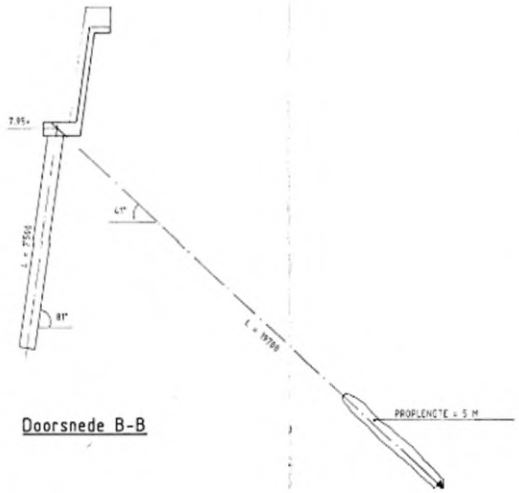


Doorsnede A-A

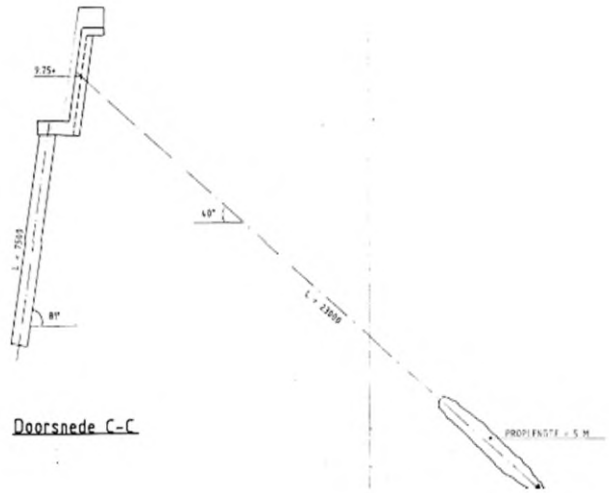

A
C
B
A
B
C
MUURVAK ABC



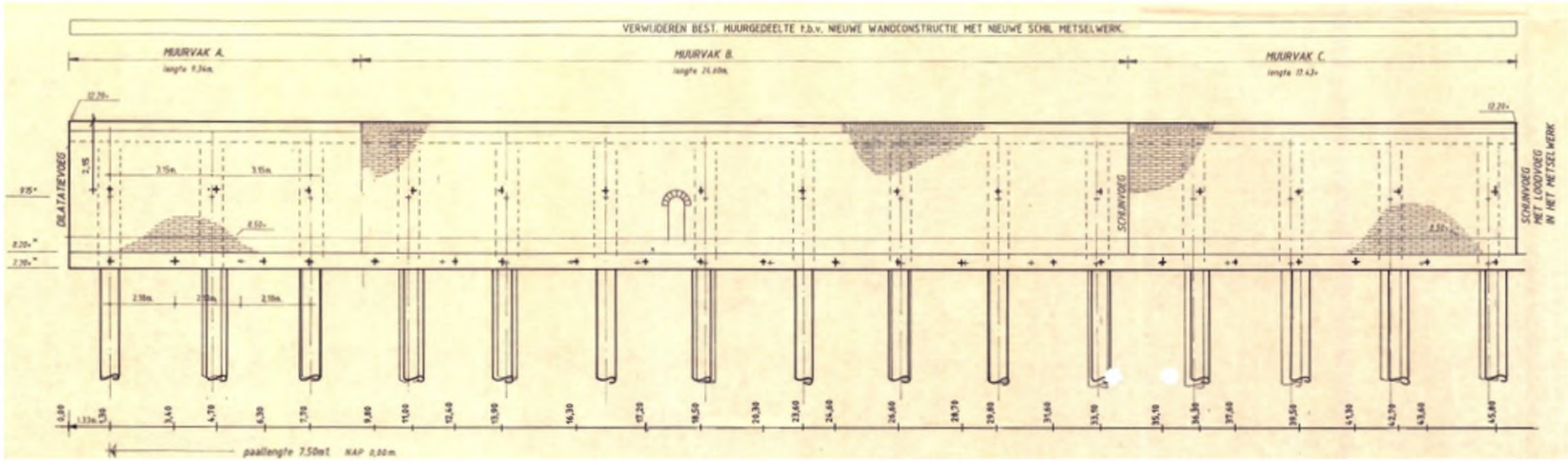
Doorsnede A-A



Doorsnede B-B



Doorsnede C-C



Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

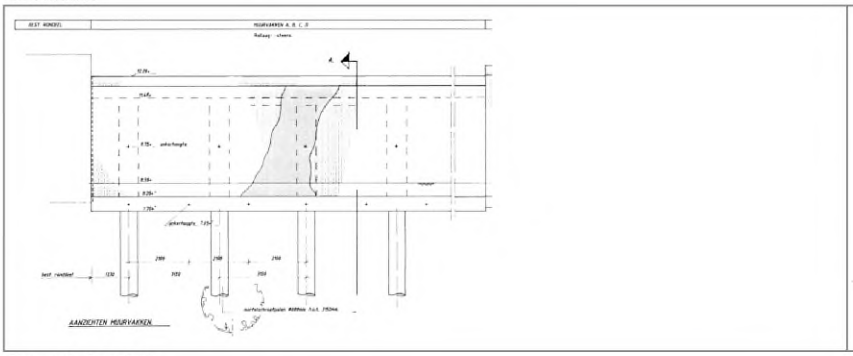
Algemene informatie

Naam	Maaskade - Muurvak D	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	19	
Sectie	268-1	
RVO sectie	268-1	
Dijkpaal van	268+011	
Dijkpaal tot	268+053	
Lengte	42	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,84	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,55	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,19	[m NAP]

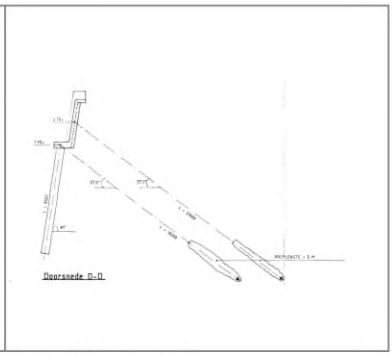


figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1992) - Situatie, grondonderzoek en Muurvakken
Grontmij (19xx) - Situatie en details
Grontmij (1992) - Details
Grontmij (1992) - Ontwerp palen en verankering
Grontmij (1993) - Anker- en palenplan muurvak A-D
Grontmij (1993) - berekeningen deel 2
Grontmij (2000) - DV18-19-20 - overzicht
92.7851-10-107E-02 rev. Kademuur grave - bestek Kademuur maaskade en e.a. .PDF (P141)
92.7851-10-107E-03, Details
927851-10-CT-03, Muurvak E t/m G, Anker- en Palenplan
LM19-123 Inmeting Kademuur Grave (hoogtemeting)

b.k. constructie (metselwerk)	12,20	[m NAP]
b.k. constructie (betonwand)	11,60	[m NAP]
o.k. constructie (o.k. betonvloer)	7,70	[m NAP]
dikte betonwand boven	0,25	[m]
dikte betonwand onder	0,25	[m]
dikte betonwand boven (t.p.v. rib)	0,50	[m]
dikte betonwand onder (t.p.v. rib)	0,50	[m]
breedte rib	0,70	[m]
h.o.h. afstand rib	3,15	[m]
dikte vloer/console	0,50	[m]
excentriciteit paal-wand	n.v.t.	[m]
dikte voormetseling	0,22	[m]
helling constructie (wand)	9,0	[°]

beschrijving	Oorspronkelijk metselwerk gewichtsmuur waar een betonnen wand voorlangs is aangebracht (na slopen voorkant kademuur). De betonnen wand is waarschijnlijk verankerd. Het geheel is op staal gefundeerd, dit in afwijking van het ontwerp, t.g.v. problemen bij aanbrengen palen.
bijzonderheden	Tijdens aanbrengen funderingspalen problemen ondervonden met op diepte komen. Daarom afgezien van paalfundering.
opmerkingen	
onzekerheden	Er is geen revisie voorhanden. Niet exact bekend wat er gebouwd is in 1993. Aangenomen dat de renovatie is uitgevoerd als rondeel aan de noordzijde, met ankerpatroon conform ontwerp. Ook onbekend of dit muurvak aan zuidzijde gedilateerd is.
risico's	Metselwerk bovenzijde vervult in toekomstige situatie een constructieve functie, maar is daar waarschijnlijk niet voor ontworpen.

Maaskade - Muurvak D

Fundering					
Paalfundering	Ja		tweede paalrij	Nee	
paaltype	Mortelschroefpaal		paaltype		
diameter	600	[mm]	diameter		[mm]
lengte	7,5	[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau	0	[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	3,15	[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]
Verankering	Ja		3e ankerrij	Nee	
Ankertype	Groutankers		Ankertype		
Ankerniveau	10,25	[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	3,15	[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek	37,5	[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte	21	[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	Onbekend	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte	5	[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter	Onbekend	[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Ja	
Ankertype	Groutankers	
Ankerniveau	8,3	[m NAP]
h.o.h. afstand	2,1	[m]
Ankerhoek	37,5	[°]
staaflengte	18,2	[m]
staafdiameter	Onbekend	[mm]
groutlengte	5	[m]
groutdiameter	Onbekend	[mm]

Wapening	Onbekend

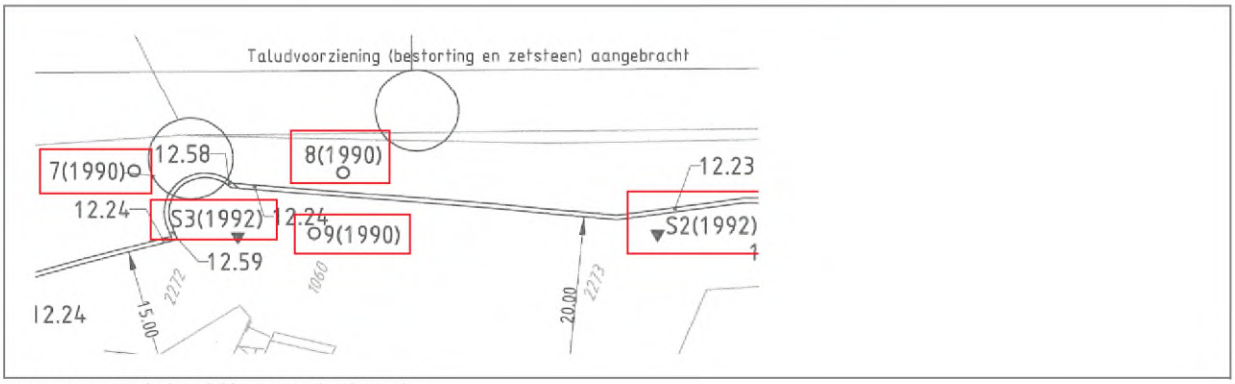
Wapening info te vinden in: Grontmij (1993) - berekeningen deel 2

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

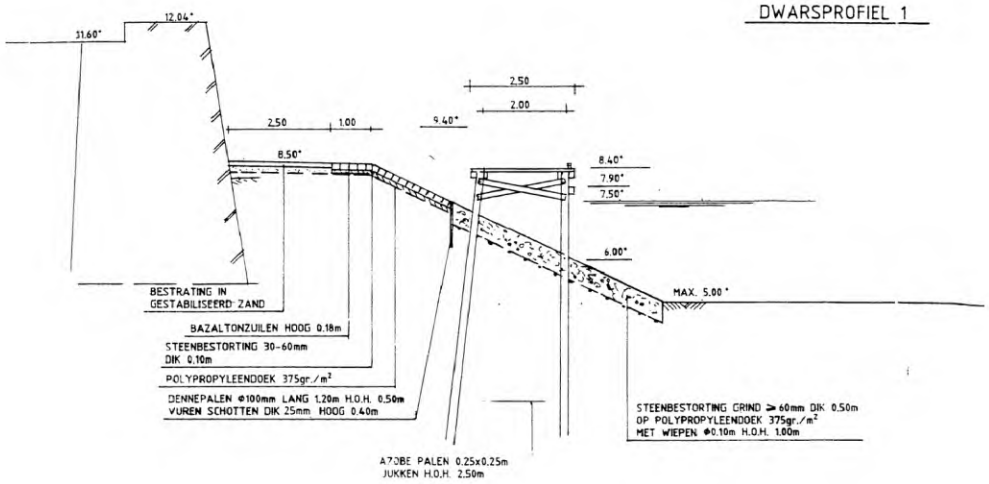
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
S2	16,5	1992	Ja
S3	15	1992	Ja
boring 7	4	1990	Ja
boring 8	4	1990	Ja
boring 9	9	1990	Ja



Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

Bodemschematisatie

Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]



Dwarsprofiel t.p.v. muurvak D. Interessante informatie over bekleding talud, niet over constructie.

MUURVAK A T/M D

Na ophoging en verbreding van de werkstrook met Grauwacke t.p.v. muurvak A konden paal 1 t/m paal 7 gemakkelijk geplaatst worden.
Vanaf paal 8 t/m paal 28 was plaatsen niet of niet goed meer mogelijk.
Omdat de stagnatiekosten tijdens het localiseren van de muren te hoog op zouden lopen is besloten de boorstelling tijdelijk af te voeren en deze pas weer aan te voeren als bekend zou zijn hoe het restant van de palen uitgevoerd zou moeten worden.
Het localiseren en onderzoeken van de obstakels is als volgt gebeurd:

- het t.p.v. een boorpaal (paal nr. 11) ontgraven van het aanwezige puin e.d. en het wegslopen van het voor de muur aanwezige metselwerk tot een diepte van N.A.P. + 4,50 m;
- het aanprikken in de ondergrond van de oude muurresten. Alvorens met het aanprikken kon worden begonnen moest eerst het ter plaatse aanwezige bouw- en sloopafval (dikte ca. 1,00 m) ontgraven worden. Het prikken is gebeurd met een stalen pen diam. 50 mm, lang 3,00 m en gemonteerd op een hydraulische graafmachine met sloophamer;
- Om de juiste diepte en breedte van de muur in muurvak D te kunnen vaststellen zijn er in dit muurvak op drie plaatsen, onder ingemeten hoeken boringen door de muur gemaakt (zie fig. 2, 3 en 4).

Na deze onderzoeken is in overleg met alle betrokken partijen voor de navolgende oplossingen gekozen:
a) Muurvak A-B en C gewoon uitvoeren volgens bestek, en de oude muurresten verwijderen;
b) Muuvak D boorpalen vervallen en andere constructie maken d.m.v. een zogenaamde hangwandconstructie. Hiertoe is nog aanvullend bodemonderzoek verricht (zie tekening no 1).

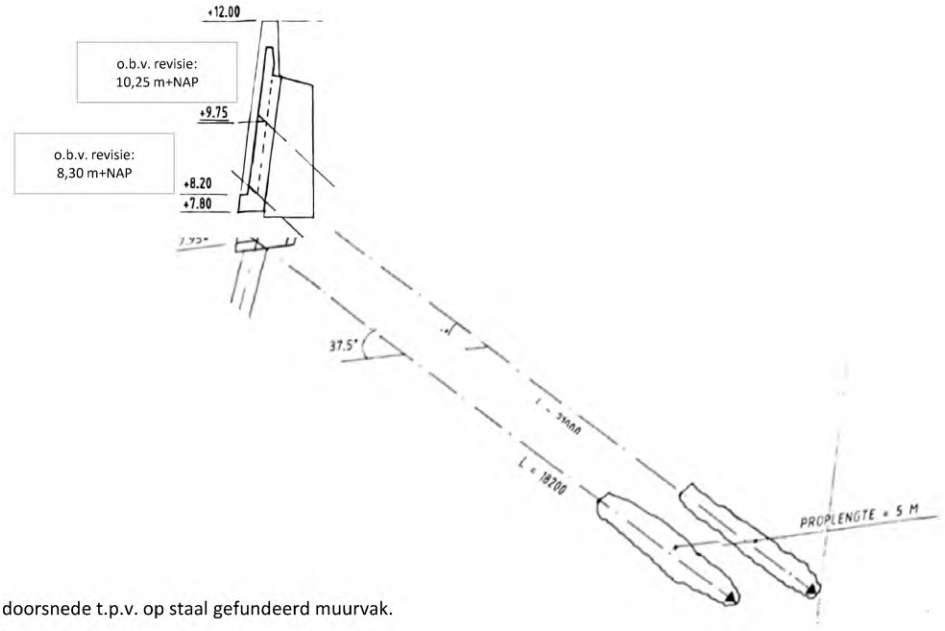
Over deze constructie is overleg geweest met IFEX, de deskundige van de C.A.R. verzekering. Met deze constructie kon ingestemd worden mits het achterliggende metselwerk middels een deuvelconstructie (lijmankers) gekoppeld wordt.

Opmerking uit verslag 'Aanbrengen Mortelschroefpalen Maaskade (Grontmij, 1993)

Nader te onderzoeken (veldonderzoek)

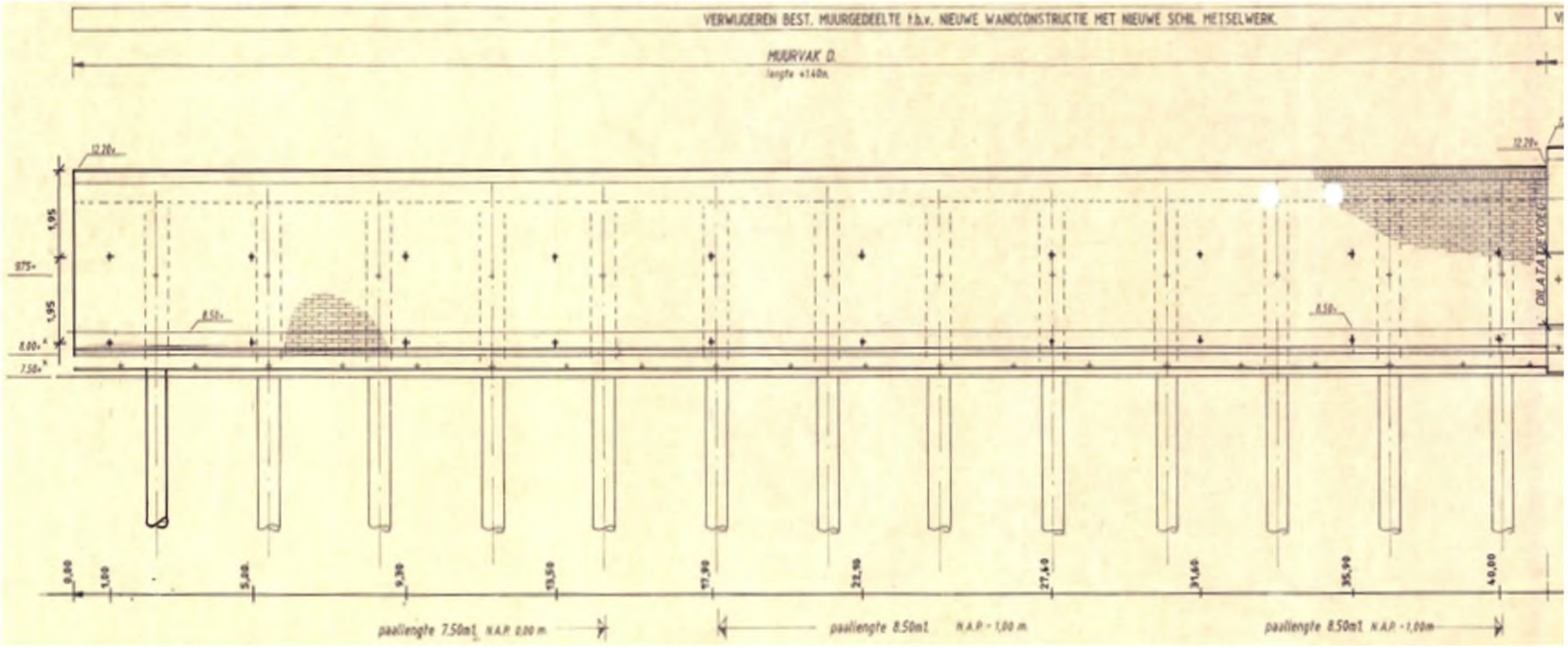
1	Sterkte metselwerk i.h.k.v. verbinding sponningen glaspanelen.
2	Wijze van funderen muurvak D.
3	Verankering muurvak D: aantal ankers, hoh afstanden, aantal rijen, aangrijpingsniveaus.
4	Dilatatie op overgang muurvak C en D.
5	
6	
7	
8	
9	
10	

DOORSNEDE D-D



VERMOEDELIJKE doorsnede t.p.v. op staal gefundeerd muurvak.
Samengesteld uit:
A) Kademuur volgens rondeel
B) Ankers volgens besteksontwerp dwarsdoorsnede D
C) Aangrijpingsniveaus ankers t.p.v. kademuur volgens revisietekening

Onderzoek noodzakelijk


VERWIJDEREN BEST. MUURGEDEELTE t.b.v. NIEUWE WANDCONSTRUCTIE MET NIEUWE SCHIL METSELWERK.
MUURVAK D.
lengte ±140m.
12.70+
9.75+
8.00+
7.50+
5.95
1.95
8.50+
DILATATIEVOEG
0.00
1.50
5.00
9.30
13.50
17.90
22.10
27.40
31.60
35.90
40.00
paallengte 7.50m1. N.A.P. 0.00 m.
paallengte 8.50m1. N.A.P. -1,00 m.
paallengte 8.50m1. N.A.P. -1,00m.

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

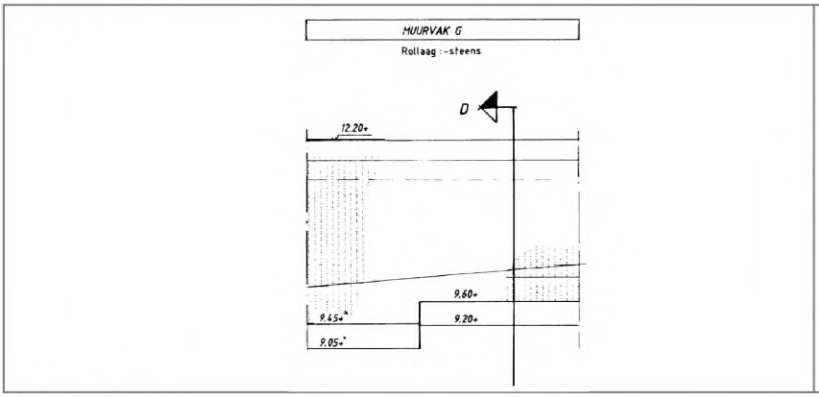
Algemene informatie

Naam	Maaskade - Muurvak G	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	19	
Sectie	269-4	
RVO sectie	269-2	
Dijkpaal van	269+067	
Dijkpaal tot	269+096	
Lengte	29	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,79	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,51	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,16	[m NAP]

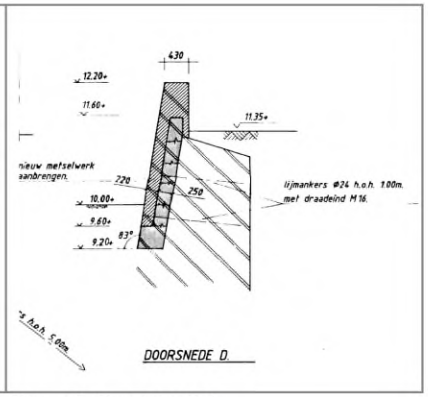


figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1992) - Situatie, grondonderzoek en Muurvakken
Grontmij (1992) - Details
Grontmij (1992) - Ontwerp palen en verankering
Grontmij (2000) - DV18-19-20 - overzicht

b.k. constructie (metselwerk)	12,20	[m NAP]
b.k. constructie (betonwand)	11,60	[m NAP]
o.k. constructie (o.k. betonvloer)	9,20	[m NAP]
dikte betonwand boven	0,25	[m]
dikte betonwand onder	0,25	[m]
dikte betonwand boven (t.p.v. rib)	n.v.t.	[m]
dikte betonwand onder (t.p.v. rib)	n.v.t.	[m]
breedte rib	n.v.t.	[m]
h.o.h. afstand rib	n.v.t.	[m]
dikte vloer/console	0,40	[m]
excentriciteit paal-wand	n.v.t.	[m]
dikte voormetseling	0,22	[m]
helling constructie (wand)	7,0	[°]

beschrijving	Oorspronkelijk metselwerk gewichtsmuur waar een betonnen wand voorlangs is aangebracht (na slopen voorkant kademuur). De betonnen wand is niet verankerd. Waarschijnlijk was de kerende hoogte laag genoeg om niet te verankeren en is het beton aanbracht i.v.m. verhoging kadeconstructie waardoor metselwerk niet zou volstaan. Het geheel is op staal gefundeerd.
bijzonderheden	
opmerkingen	
onzekerheden	Wijze van verbinden metselwerk bovenzijde aan beton wand. Conditie dilatatievoeg.
risico's	Is de betonwand t.g.v. zettingsverschil mogelijk los gekomen van gewichtsmuur? Daardoor samenhang in de constructie verminderd? Onderkant muur niet met zekerheid bekend.

Maaskade - Muurvak G

Fundering

Paalfundering	Nee		tweede paalrij		
paaltype			paaltype		
diameter		[mm]	diameter		[mm]
lengte		[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau		[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Ja		3e ankerrij	Nee	
Ankertype	Lijmankers M16		Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	1	[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter	24	[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Ja	
Ankertype	Lijmankers M16	
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	1	[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter	24	[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

Wapening

[Hier input Richard nodig]

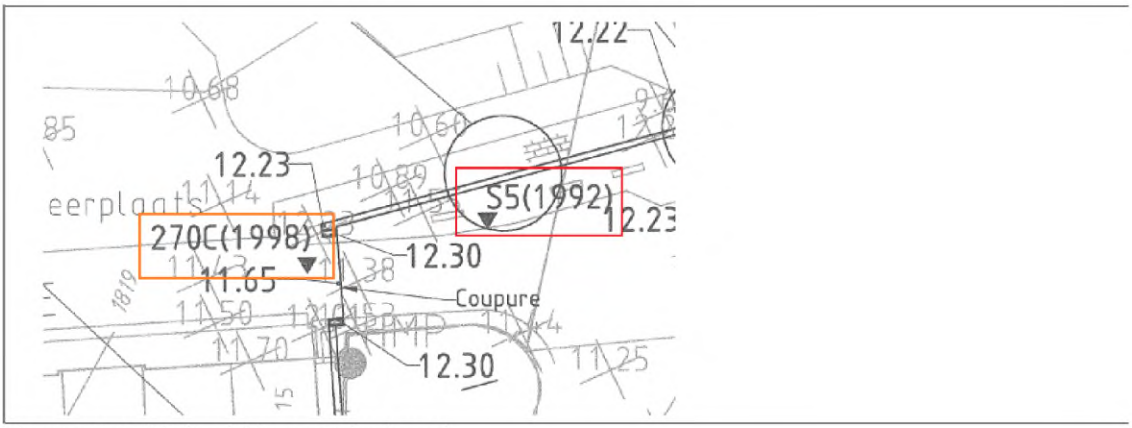
Wapenings info te vinden in Grontmij (1993) - berekeningen deel 5 (laatste blz.)

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
S5	14	1992	Ja
270C (niet gevonden)		1998	Nee



Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

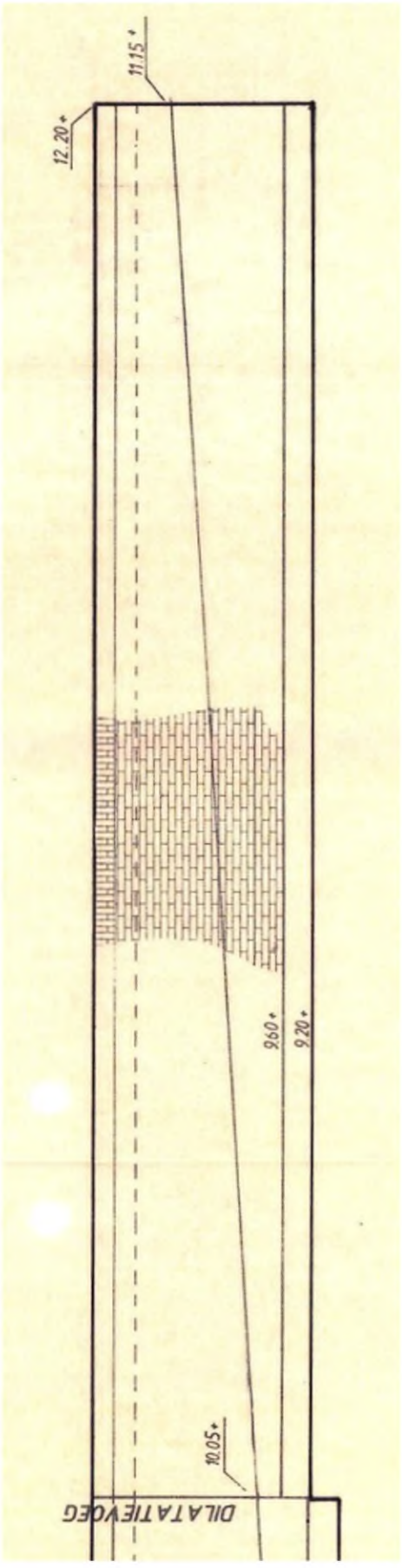
MUURVAK F - G

Bij het aanbrengen van de eerste paal bleek dat dit niet mogelijk was op plaats/afstand zoals in bestek omschreven (0,40 m uit muur), e.e.a. door andere uitvoering bestaande kademuur (zie figuur 1). Het verder uit de kademuur plaatsen van de boorpaal was niet haalbaar i.v.m. de betonconstructie, ankers e.d.

Om de boorpalen te kunnen plaatsen is besloten om de neusconstructie van de oude kademuur ter plaatse van de palen te slopen om zodoende de palen op hun plaats te kunnen zetten. Dit heeft geresulteerd in extra sloopwerk.
Bij paal nr. 8-13-18-19 en 20 zat onder het in het bestek aangegeven fundatieniveau (aanleg diepte N.A.P. + 7,47) nog metselwerk (breedte is niet onderzocht) van een diepte van N.A.P. + 7,45 tot N.A.P. + 4,50 m. Deze muurresten zijn ter plaatse van de palen verwijderd.
Het ontstane gat is t.b.v. het aanbrengen van de mortelschroefpalen gevuld met zand. Dit heeft geresulteerd in meerwerk.
Bij paal 13 is de boorstelling dusdanig beschadigd door bovengenoemde muurresten dat deze voor reparatie moest worden afgevoerd. De kosten zijn weergegeven in post 3.

Opmerking uit verslag 'Aanbrengen Mortelschroefpalen Maaskade (Grontmij, 1993)

Vooraanzicht



Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

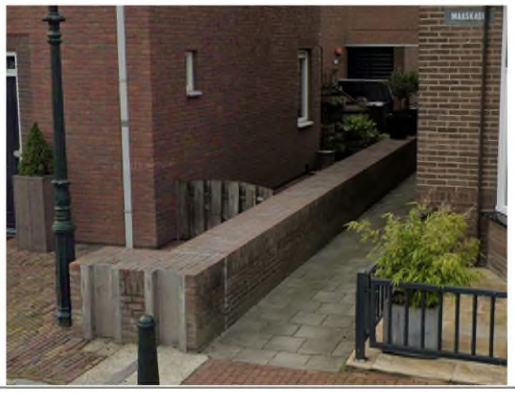
Algemene informatie

Naam	Overgang Maaskade - Halfbastion	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	19	
Sectie	270-1	
RVO sectie	270-1	
Dijkpaal van	269+105	
Dijkpaal tot	270+037	
Lengte	42	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,72	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,43	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,3	[m NAP]

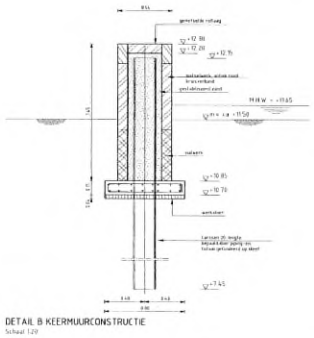


figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht



Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

Grontmij (1997) - Coupure en muurvak K
Grontmij (2000) - DV18-19-20 - overzicht

b.k. constructie	12,3	[m NAP]
o.k. constructie	10,7	[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie en	Keermuur	
bijzonderheden	Alle informatie van muurvak K is te vinden in het bestand: Grontmij (1997) - Coupure en muurvak K. De binnenkant van de coupure bestaan uit een damwand omringd door gestabilliseerd zand met daaromheen een schil van metselwerk. Volgens Grontmij (1997 - Coupure en muurvak K is ter plaatse detail A (de westelijke muur) een steensmuur boven op de constructie geplaatst. Deze is echter in de werkelijkheid niet aanwezig.	

Overgang Maaskade - Halfbastion

Fundering

Paalfundering	Ja		tweede paalrij	Nee	
paaltype	Damwand Larssen 20		paaltype		
diameter	-	[mm]	diameter		[mm]
lengte	3,25	[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau	7,45	[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand	-	[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand	-	[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Nee		3e ankerrij	Nee	
Ankertype			Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Nee	
Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

Wapening	Onbekend

[Hier input Richard nodig]

Informatie wapening: zie Grontmij (1997) - Coupure en muurvak K

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Middel

Beschikbare sonderingen

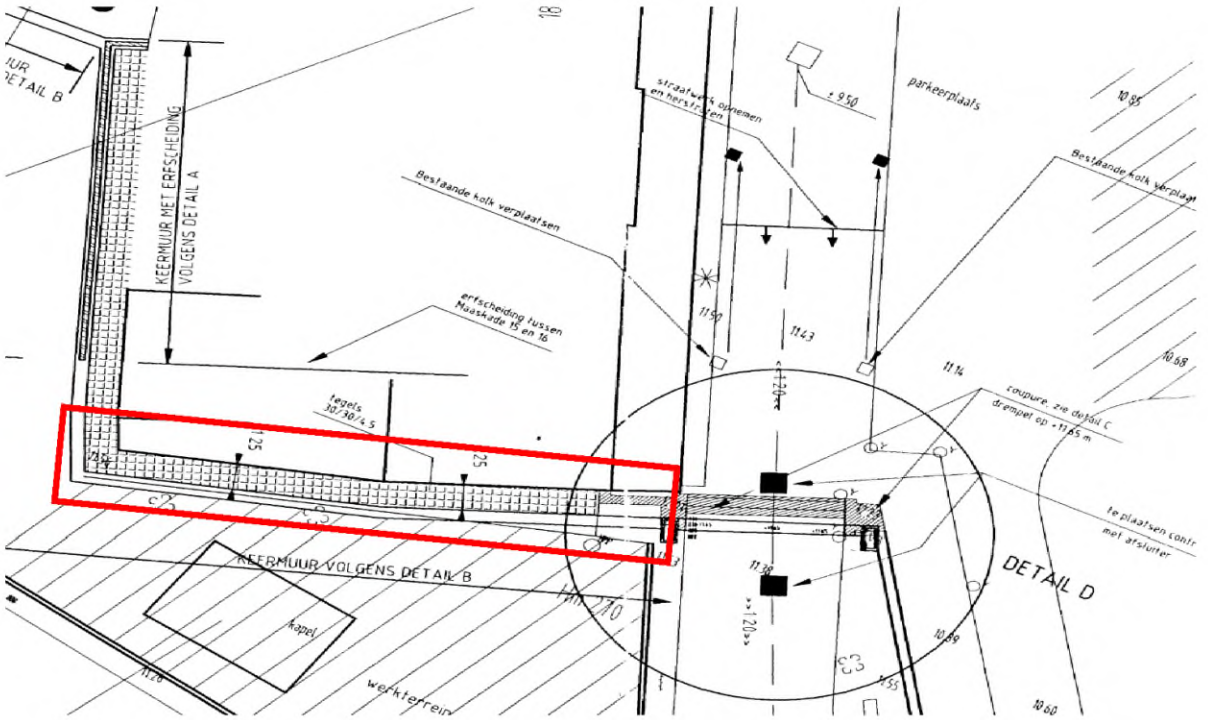
Naam [-]	Lengte [m]	Jaartal [-]	Bruikbaar
S5	14	1992	Ja
270C (niet gevonden)		1998	Nee
270D (niet gevonden)		1998	Nee
270E (niet gevonden)		1998	Nee

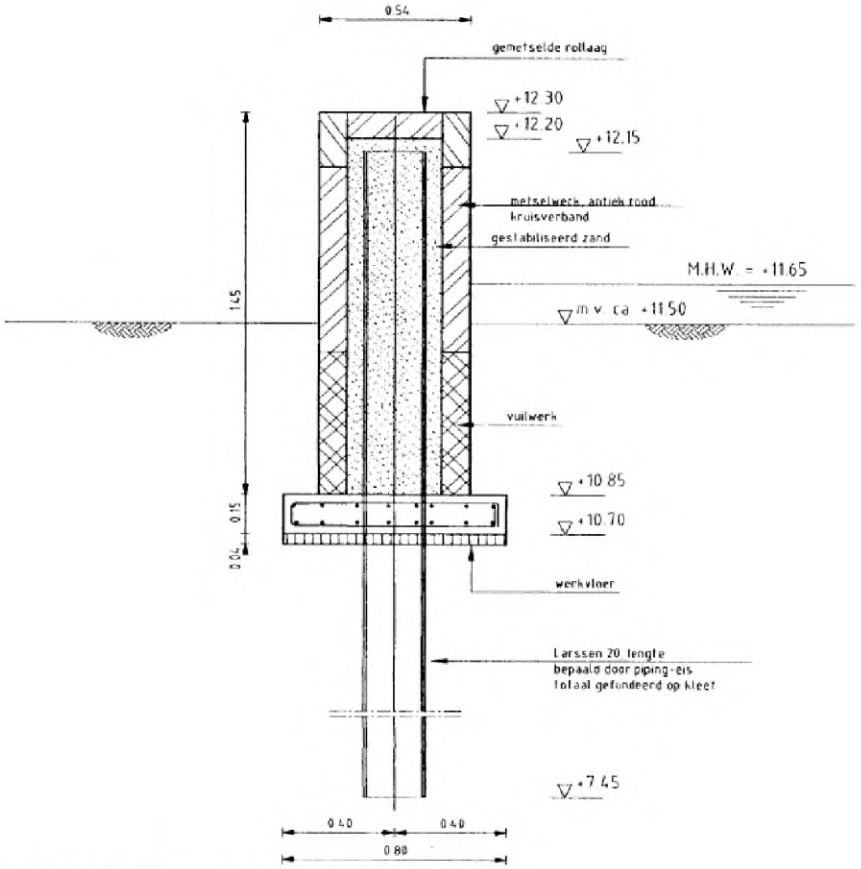


Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

Bodemschematisatie

Grondsoort [-]	Niveau b.k. laag [m NAP]





DETAIL B KEERMUURCONSTRUCTIE

Schaal 1:20

Planuitwerking Cuijk-Ravenstein

Factsheet kadeconstructie Grave

t.b.v. WSB21 en WSB32

Opsteller: SB

Algemene informatie

Naam	Nieuwe haven - Havenstraat	
Datum	25-9-2024	
Versie	2.0	
Dijkvak	21	
Sectie	273-2	
RVO sectie	273-1	
Dijkpaal van	273+045	
Dijkpaal tot	274+046	
Lengte	94	[m]
Hoogteopgave (2075)	12,68	[m NAP]
Hoogteopgave (2125)	13,39	[m NAP]
Hoogtemeting (2024)	12,04	[m NAP]



figuur 1: Locatie

Geometrie



Figuur 2: Aanzicht

Figuur 3: Dwarsprofiel

Beschikbare informatie:

b.k. constructie		[m NAP]
o.k. constructie		[m NAP]
dikte constr. boven		[m]
dikte constr. onder		[m]
helling constructie		[°]
type constructie en	Keerwand	
bijzonderheden	Sectie 273-2 betreft een keerwand ter plaatse van de nieuwe haven. Er is geen informatie over deze keerwand beschikbaar. Ter plaatse van deze huidige keerwand komt een nieuw te ontwerpen constructie	

Nieuwe haven - Havenstraat

Fundering

Paalfundering	Nee		tweede paalrij	Nee	
paaltype			paaltype		
diameter		[mm]	diameter		[mm]
lengte		[m]	lengte		[m]
paalpuntniveau		[m NAP]	paalpuntniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
schoorstand		[m/m]	schoorstand		[m/m]

Verankering	Nee		3e ankerrij	Nee	
Ankertype			Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]	Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]	h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]	Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]	staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]	staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]	groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]	groutdiameter		[mm]

2e ankerrij	Nee	
Ankertype		
Ankerniveau		[m NAP]
h.o.h. afstand		[m]
Ankerhoek		[°]
staaflengte		[m]
staafdiameter		[mm]
groutlengte		[m]
groutdiameter		[mm]

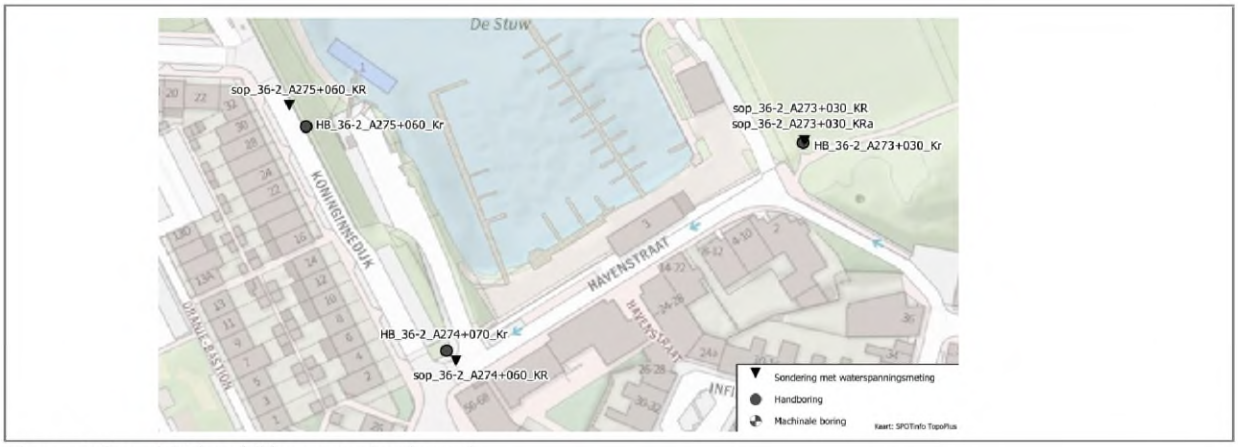
Wapening	Nee	

Bodemgesteldheid

Grondonderzoek beschikbaar	Ja
Kwaliteit	Goed

Beschikbare sonderingen

Naam	Lengte	Jaartal	Bruikbaar
[-]	[m]	[-]	
sop_36-2_A273+030_KR	11	2003	Ja
sop_36-2_A273+030_Kra	10	2003	Ja
HB_36-2_A273+030_Kr	4,5	2003	Ja
sop_36-2_A274+060_KR	15	2003	Ja
HB_36-2_A274+070_Kr	5	2003	Ja

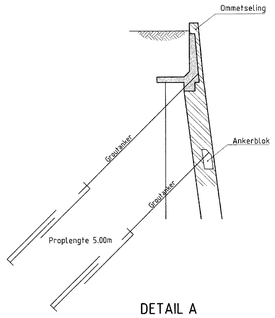


Figuur 4: Overzicht beschikbaar grondonderzoek

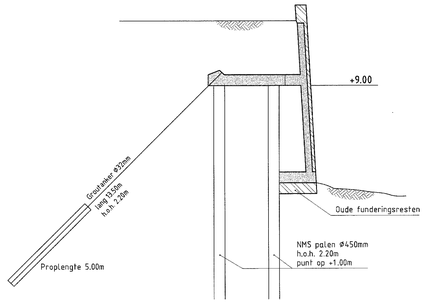
Bodemschematisatie

Grondsoort	Niveau b.k. laag
[-]	[m NAP]

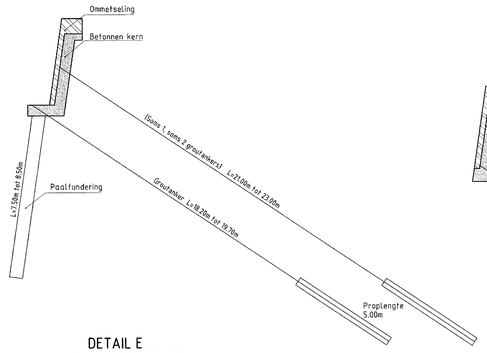
Bijlage B. Relevant geotechnisch onderzoek



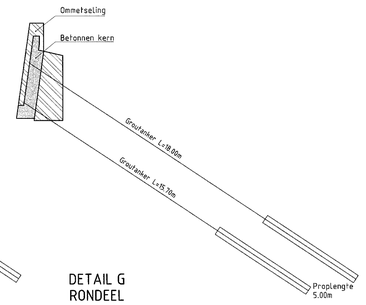
DETAIL A
KOP OUDE HAVEN
schaal 1:100



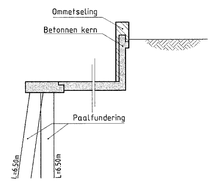
DETAIL C
PRINSENWAL NABIJ VROEGERE VERZAKKING
schaal 1:100



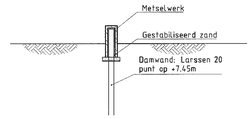
DETAIL E
MAASKADE OOSTZIJDE
schaal 1:100



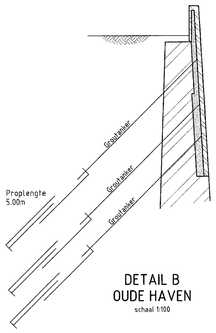
DETAIL G
RONDEEL
schaal 1:100



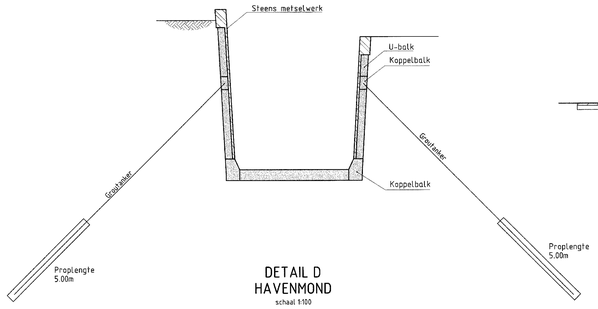
DETAIL I
MAASPOORT
schaal 1:100



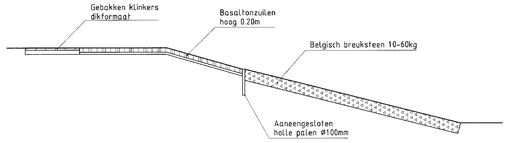
DETAIL K
BIJ KAPEL
schaal 1:100



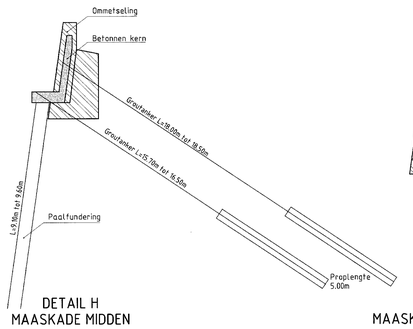
DETAIL B
OUDE HAVEN
schaal 1:100



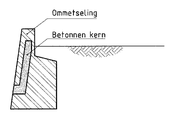
DETAIL D
HAVENMOND
schaal 1:100



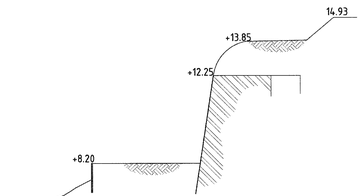
DETAIL F
TALUDVOORZIENING
schaal 1:100



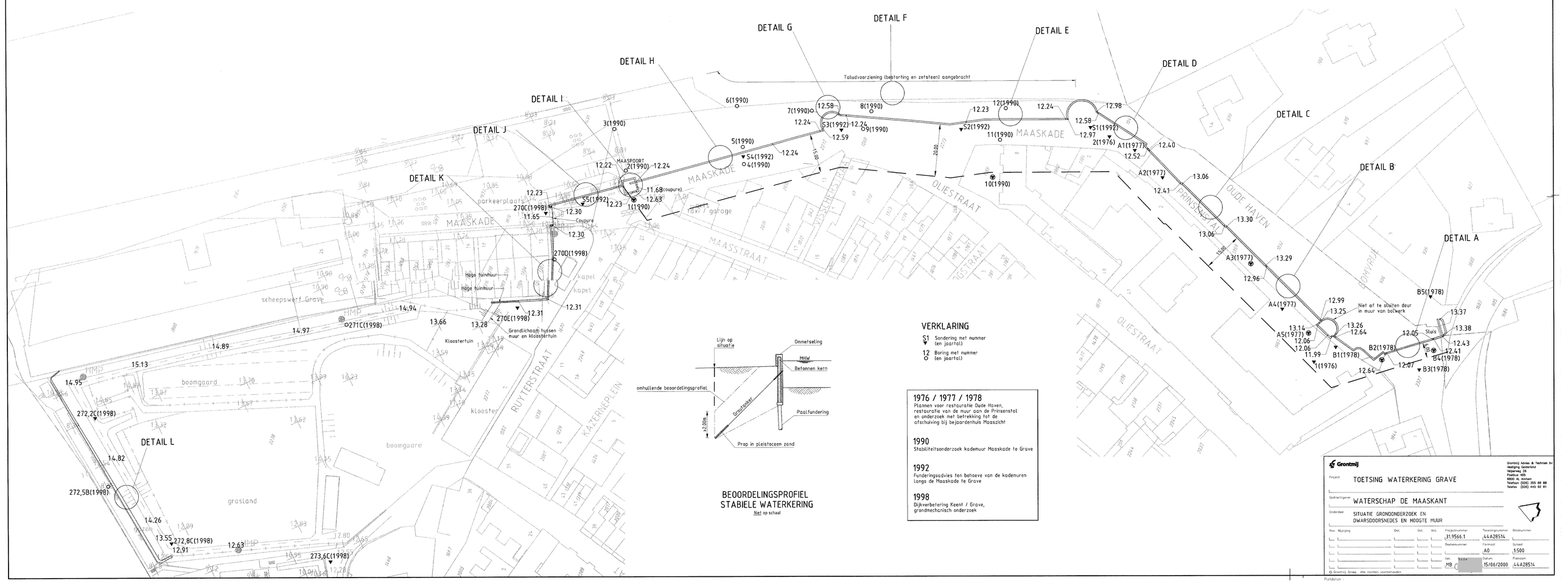
DETAIL H
MAASKADE MIDDEN
schaal 1:100



DETAIL J
MAASKADE WESTZIJDE
schaal 1:100



DETAIL L
MUUR NIEUWE HAVEN
(Hoogten variëren van plaats tot plaats)
schaal 1:100



Lijn op situatie
Onmetseling
MHW
Betonnen kern
omhullende beoordelingsprofiel
Grondanker
Paalfundering
≥2.00m
Prop in pleistoceen zand

BEOORDELINGSPROFIEL
STABIELE WATERKERING
Niet op schaal

VERKLARING

S1 ▼ Sondering met nummer (en jaartal)

12 ○ Boring met nummer (en jaartal)

1976 / 1977 / 1978
Plannen voor restauratie Oude Haven, restauratie van de muur aan de Prinsenstal en onderzoek met betrekking tot de afschuiving bij bejaardenhuis Maaszicht

1990
Stabiliteitsonderzoek kademuur Maaskade te Grave

1992
Funderingsadvies ten behoeve van de kademuren Langs de Maaskade te Grave

1998
Dijkverbetering Keent / Grave, grondmechanisch onderzoek

Grontmij

Project: TOETSING WATERKERING GRAVE

Opdrachtgever: WATERSCHAP DE MAASKANT

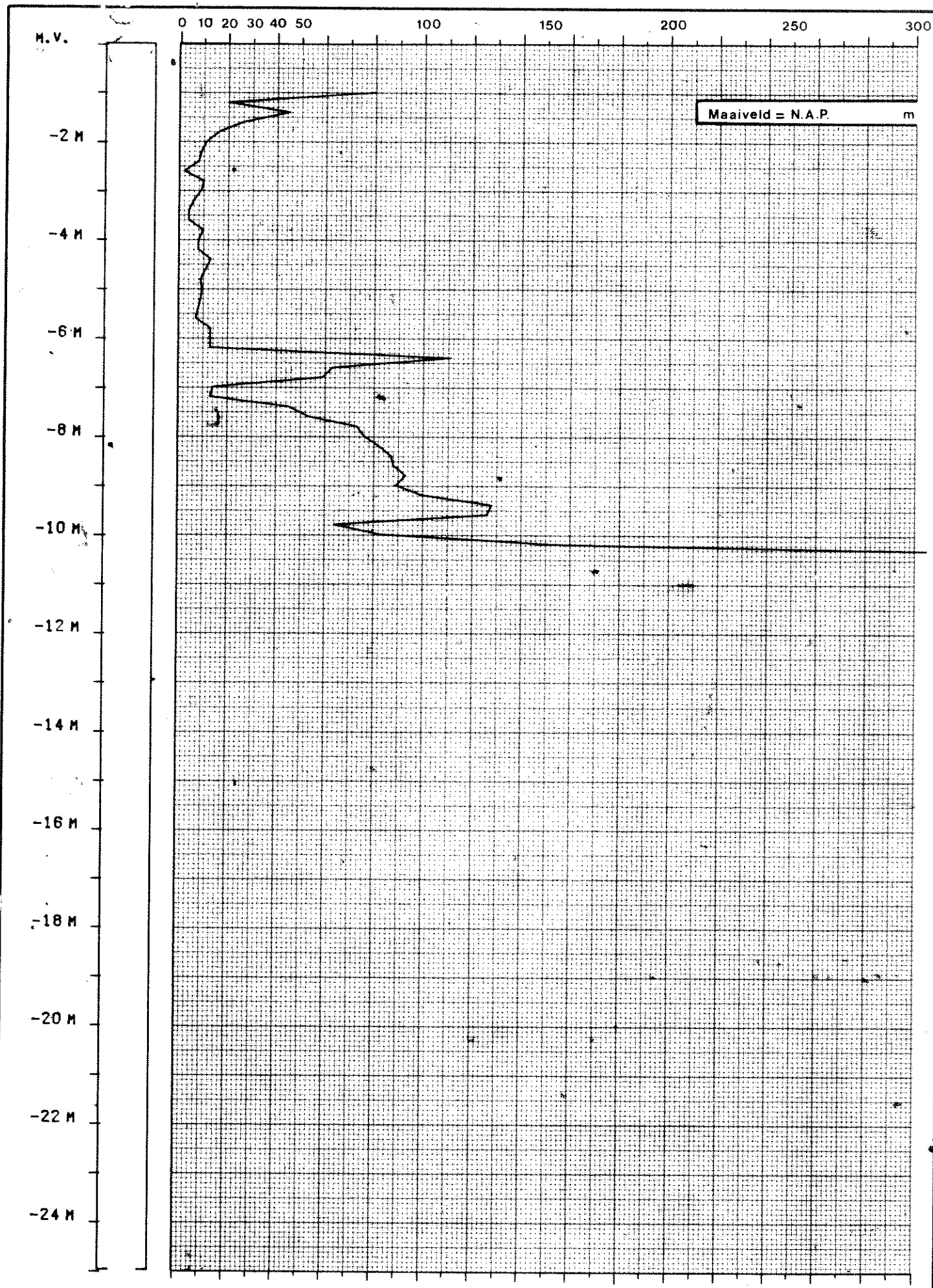
Onderdeel: SITUATIE GRONDONDERZOEK EN DWARSDOORSNEDES EN HOOGTE MUUR

Grontmij Advies & Techniek bv
Vestiging Oosterhout
Veemarkt 69
Postbus 439
6800 AL Arnhem
Telefoon (026) 355 88 88
Telefax (026) 445 92 81

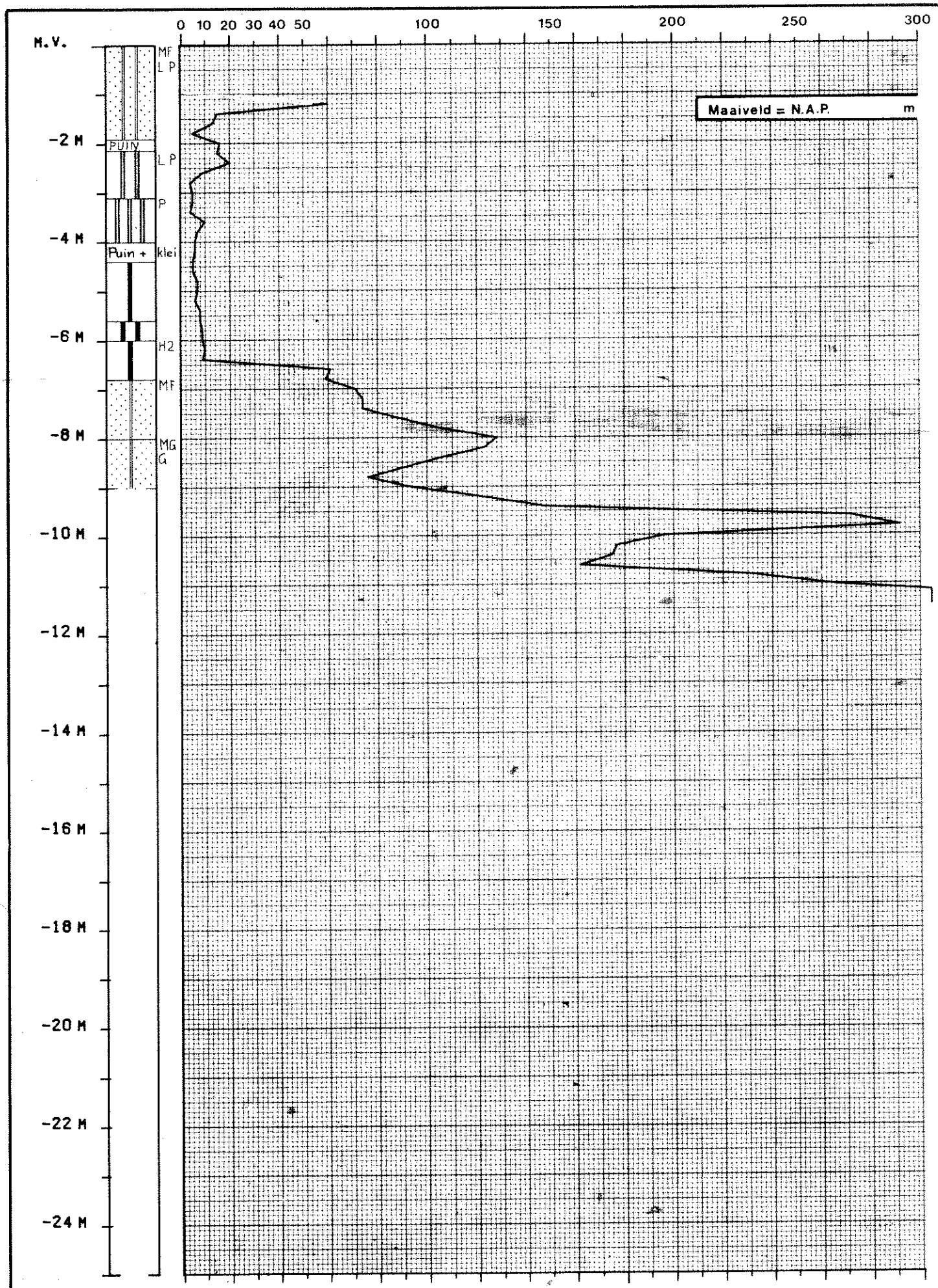
Rev.	Wijziging	Dat.	Get.	Acc.	Projectnummer	Tekeningnummer	Bladnummer
					31.9566.1	44A28514	
					Bestelnummer	Formaat	Schaal
						A0	1:500
					Get.	Datum	Filenaam
					MB	15/06/2000	44A28514

© Grontmij Groep Alle rechten voorbehouden

Plotdatum :

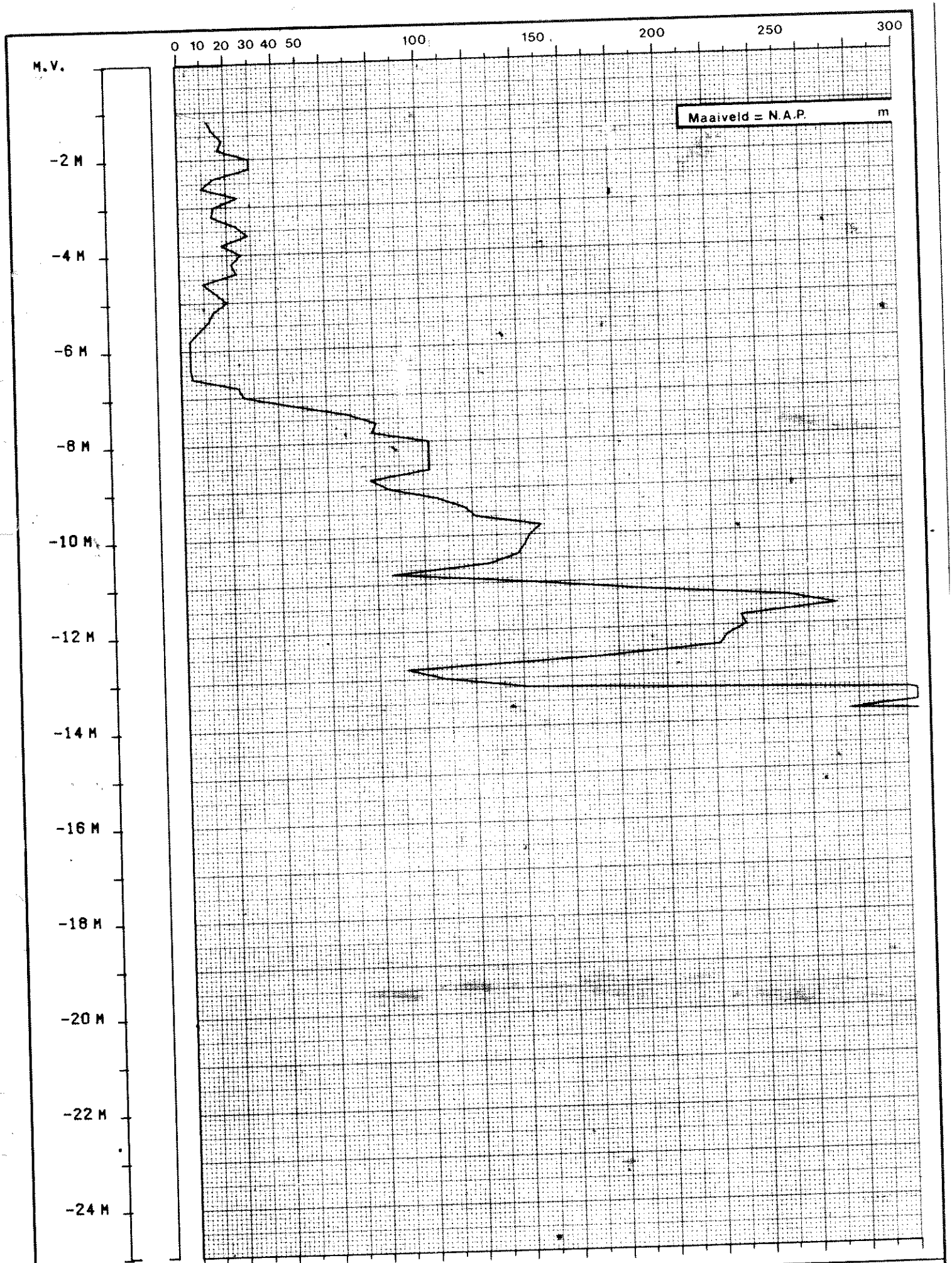


grontmij	PROJECT: RESTAURATIE HAVEN				TEK. NR. 77-6328-730-127-78
	OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE				
	ONDERDEEL: SONDERINGEN				CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad				SONDEERAPPARATUUR: 4T. 2T.
	GET. T.O.A.	ACC.	DATUM: 06-03-78	SCHAAL 1:100	SONDERING B1



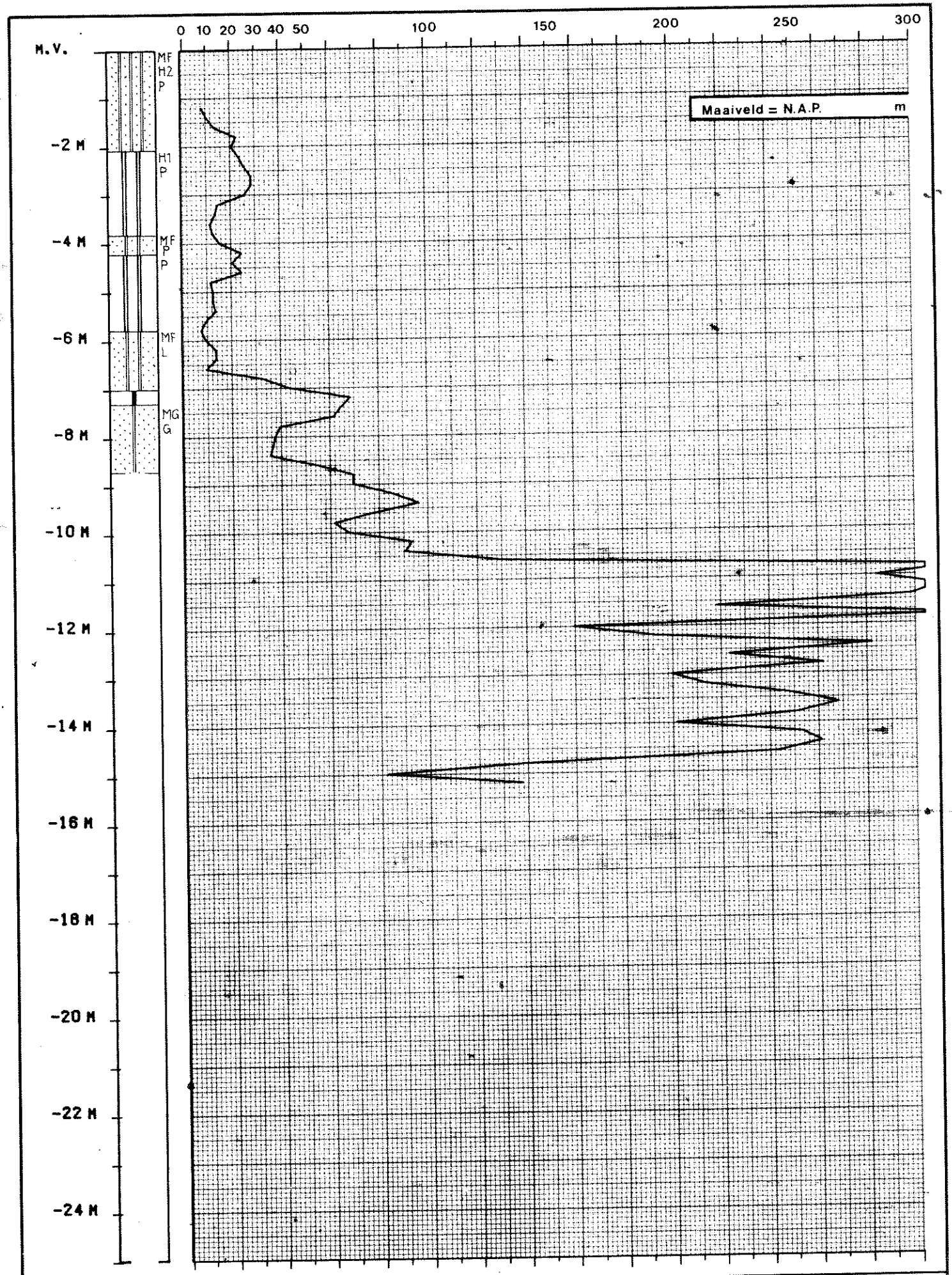
grontmij

PROJECT : RESTAURATIE HAVEN			TEK. NR. 77-6328-730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE			
ONDERDEEL : SONDERINGEN			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad			SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
GET. T.O.A.	ACC. 5.1.2.e	DATUM : 06-03-78 SCHAAL 1:100	SONDERING B2



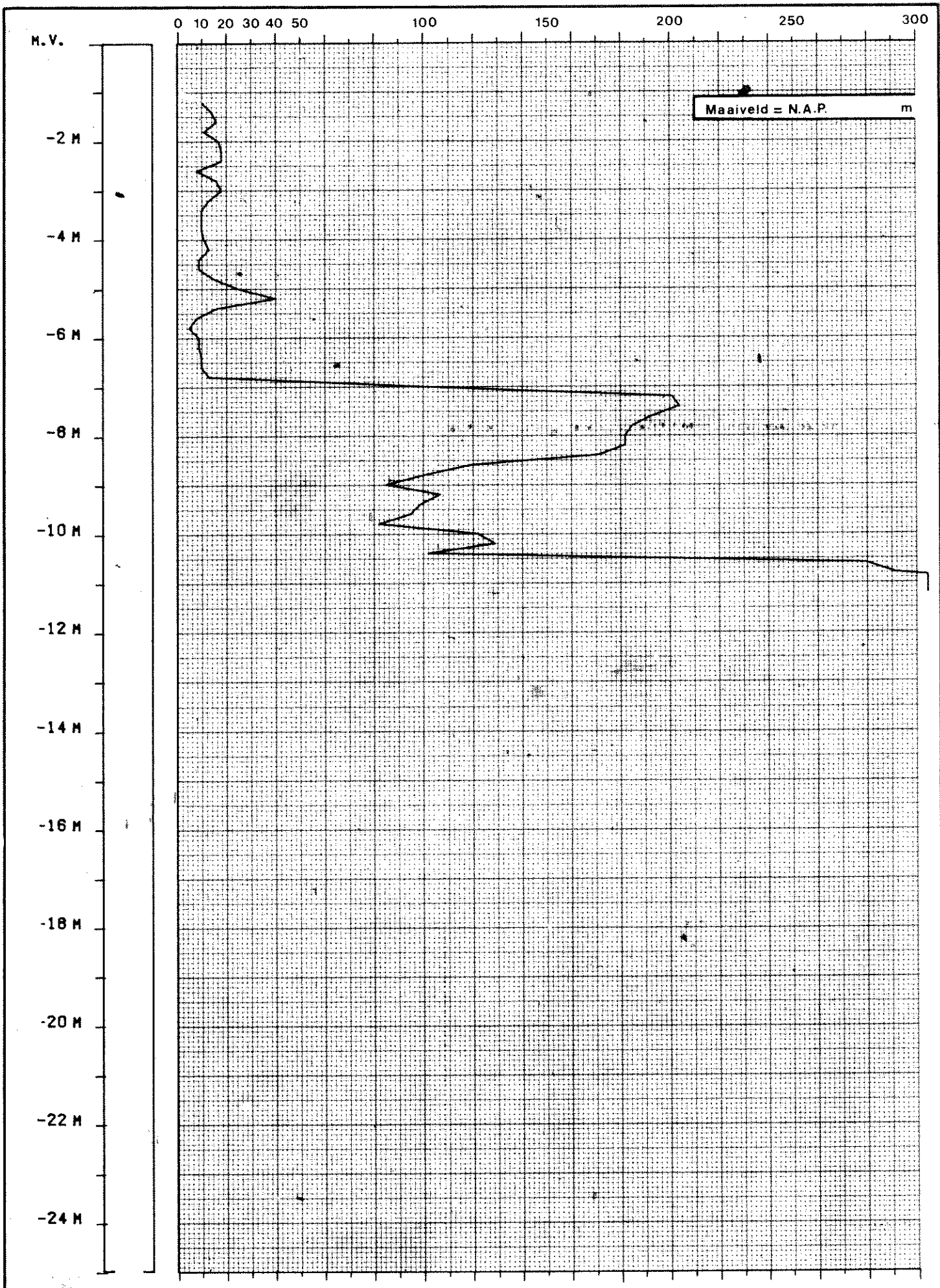
grontmij

PROJECT : RESTAURATIE HAVEN	TEK. NR. 77-6328-730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE	CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
ONDERDEEL : SONDERINGEN	SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
TOP. IND : kaartblad	SONDERING B3
GET. t.o.v. ACC 5.1.2.e	DATUM : 06-03-78 SCHAAL 1:100



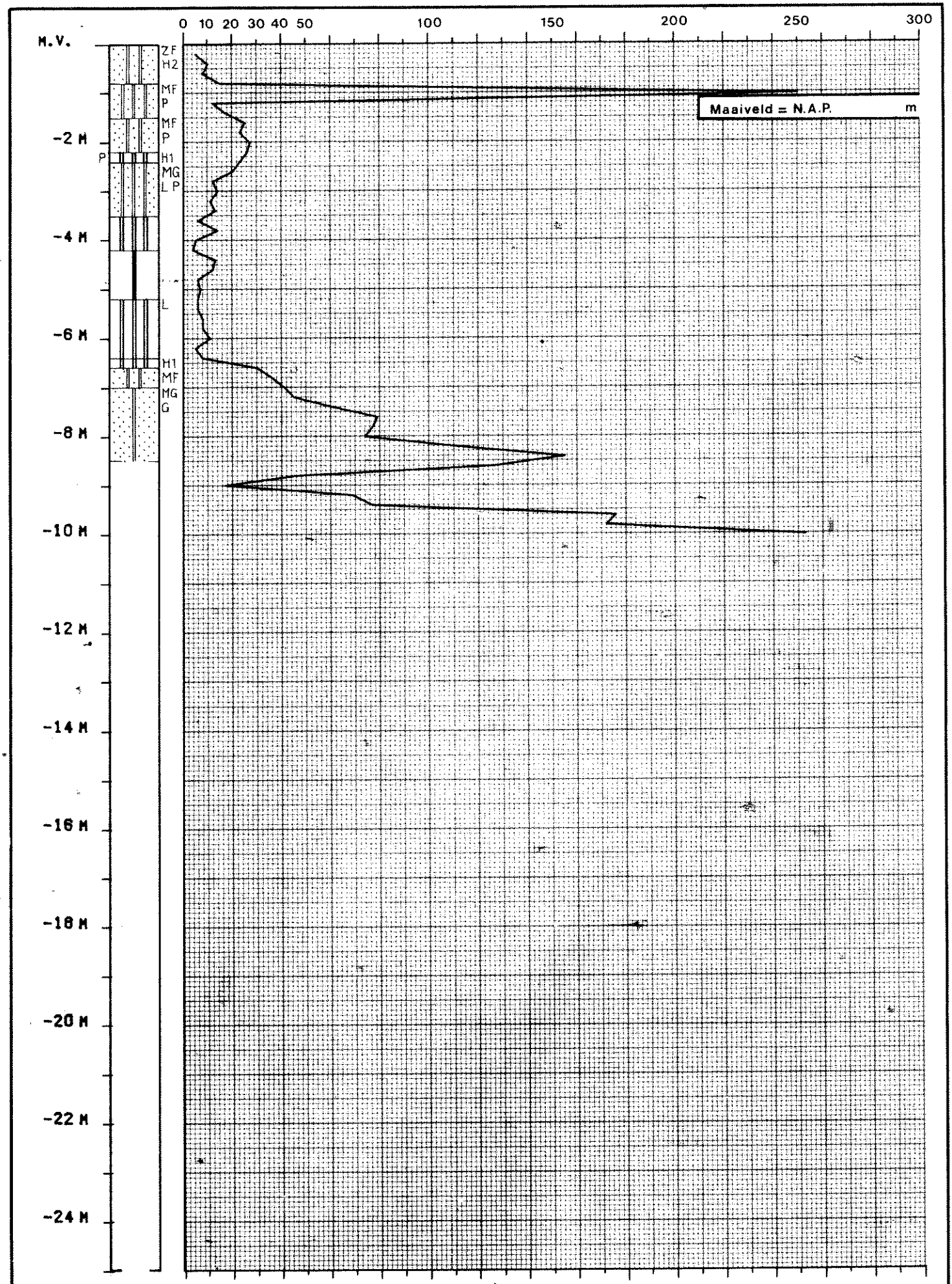
grontmij

PROJECT : RESTAURATIE HAVEN			TEK. NR. 77-6328-730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
ONDERDEEL : SONDERINGEN			SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
TOP. IND : kaartblad			SONDERING 84
GET. T.o.A.	ACC.	DATUM : 06-03-78	SCHAAL 1:100



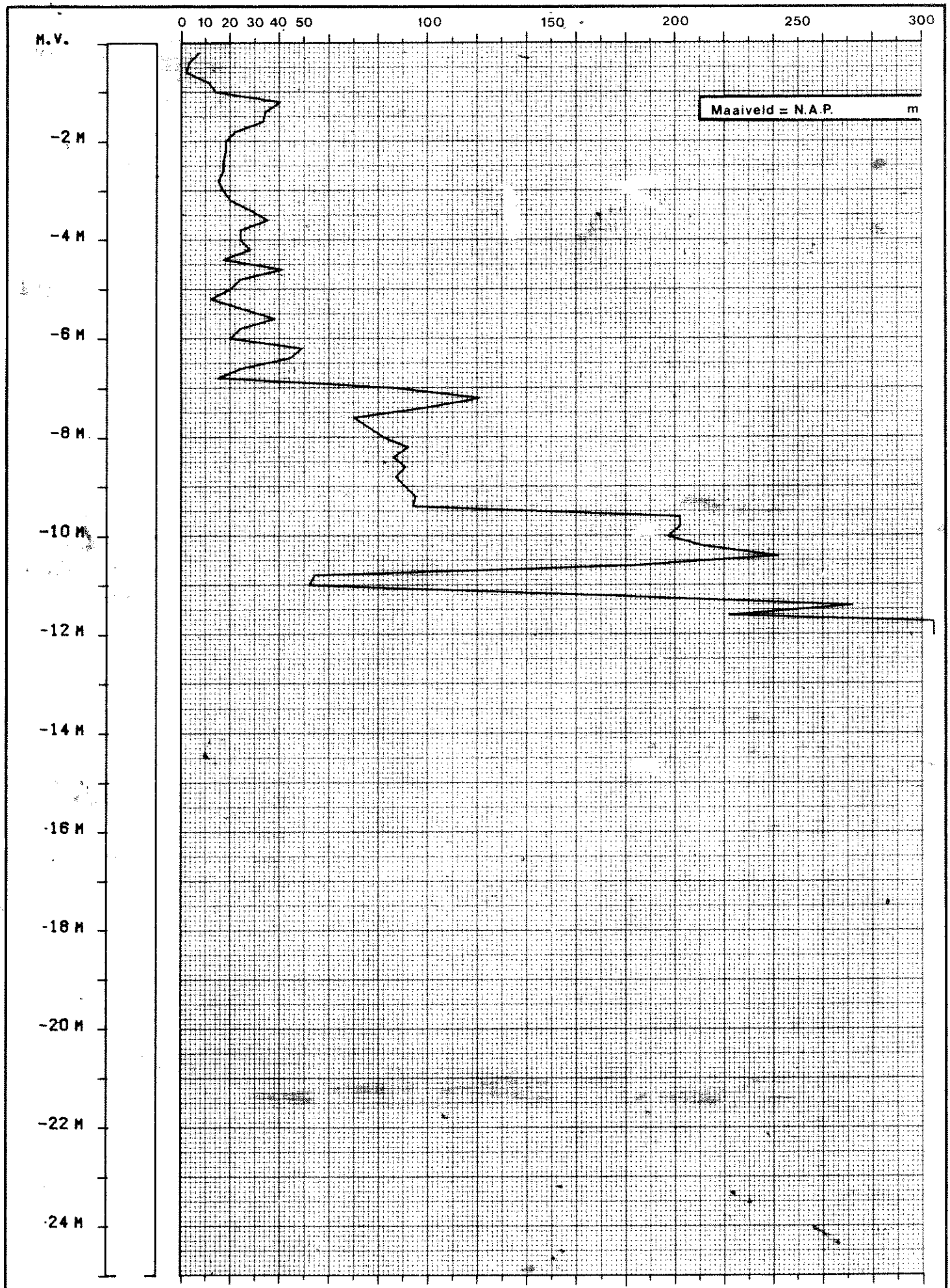
PROJECT : RESTAURATIE HAVEN		TEK. NR. 77-6328- 730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE		
ONDERDEEL : SONDERINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad		SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
GET. T.O.A.	ACC. 5.1.2.e	DATUM : 06-03-78 SCHAAL 1:100 SONDERING B5

grontmij

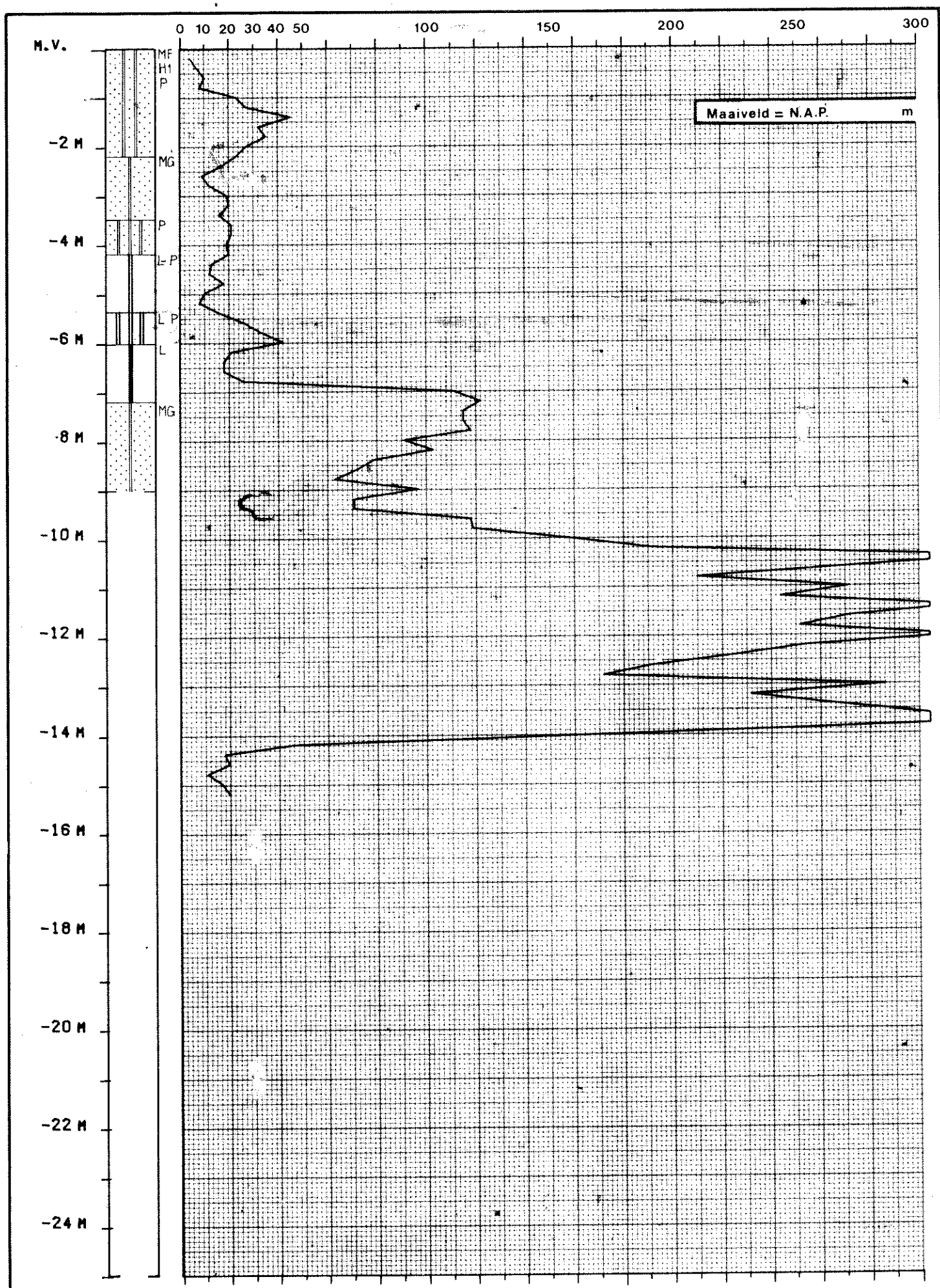


grontmij

PROJECT : RESTAURATIE HAVEN		TEK. NR. 77-6328- 730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE		
ONDERDEEL : SONDERINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad		SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
GET. T.B.A.	ACC 5.1.2.e DATUM : 06-03-78 SCHAAL 1:100	SONDERING B6

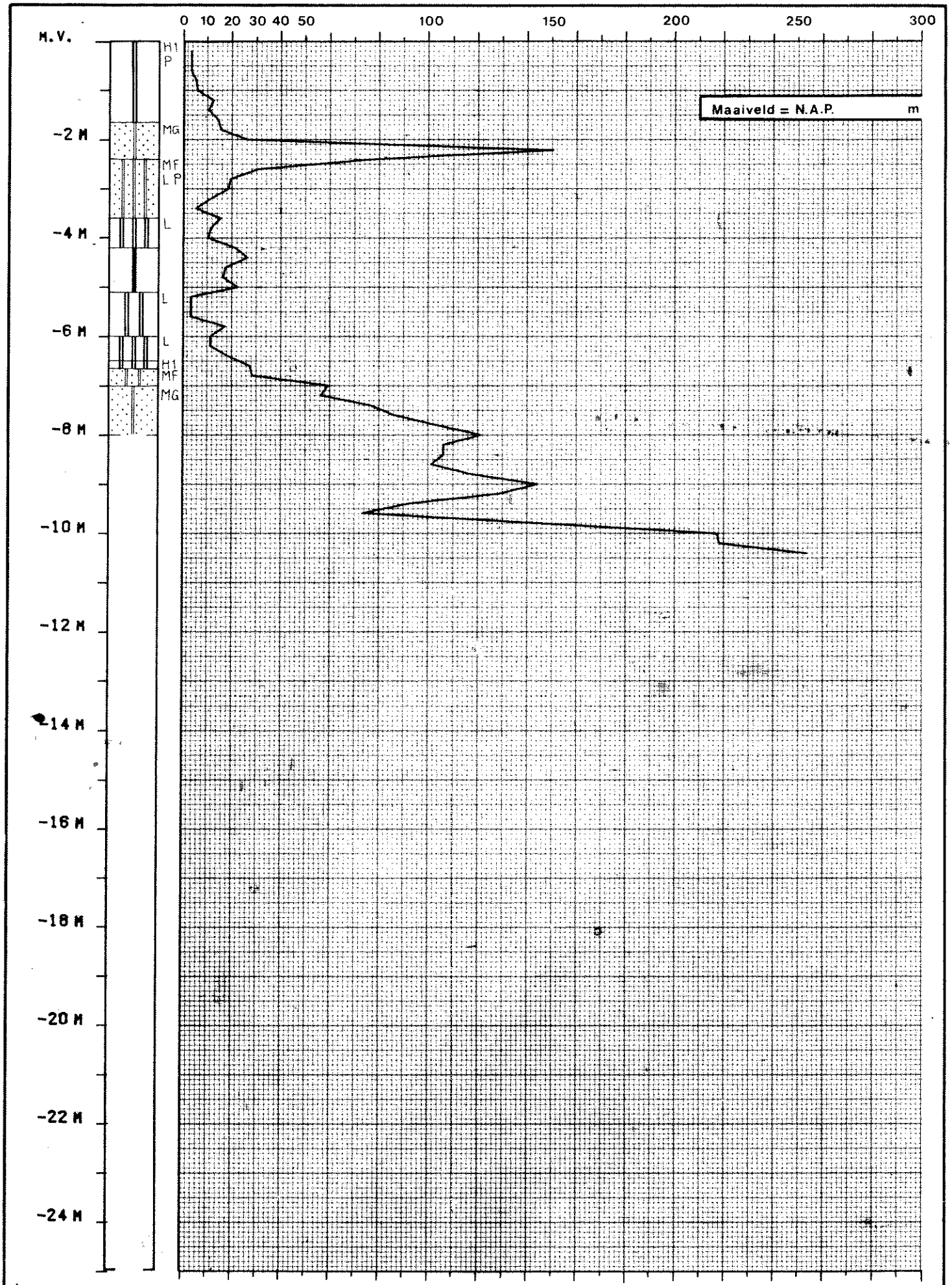


grontmij	PROJECT: RESTAURATIE HAVEN	TEK. NR. 77-6328-
	OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE	730-127-78
	ONDERDEEL: SONDERINGEN	CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad	SONDEERAPPARATUUR: 4T. 2T.
	GET. T.O.A. / ACC 5.1.2.e	DATUM: 06-03-78 / SCHAAL 1:100 / SONDERING 87



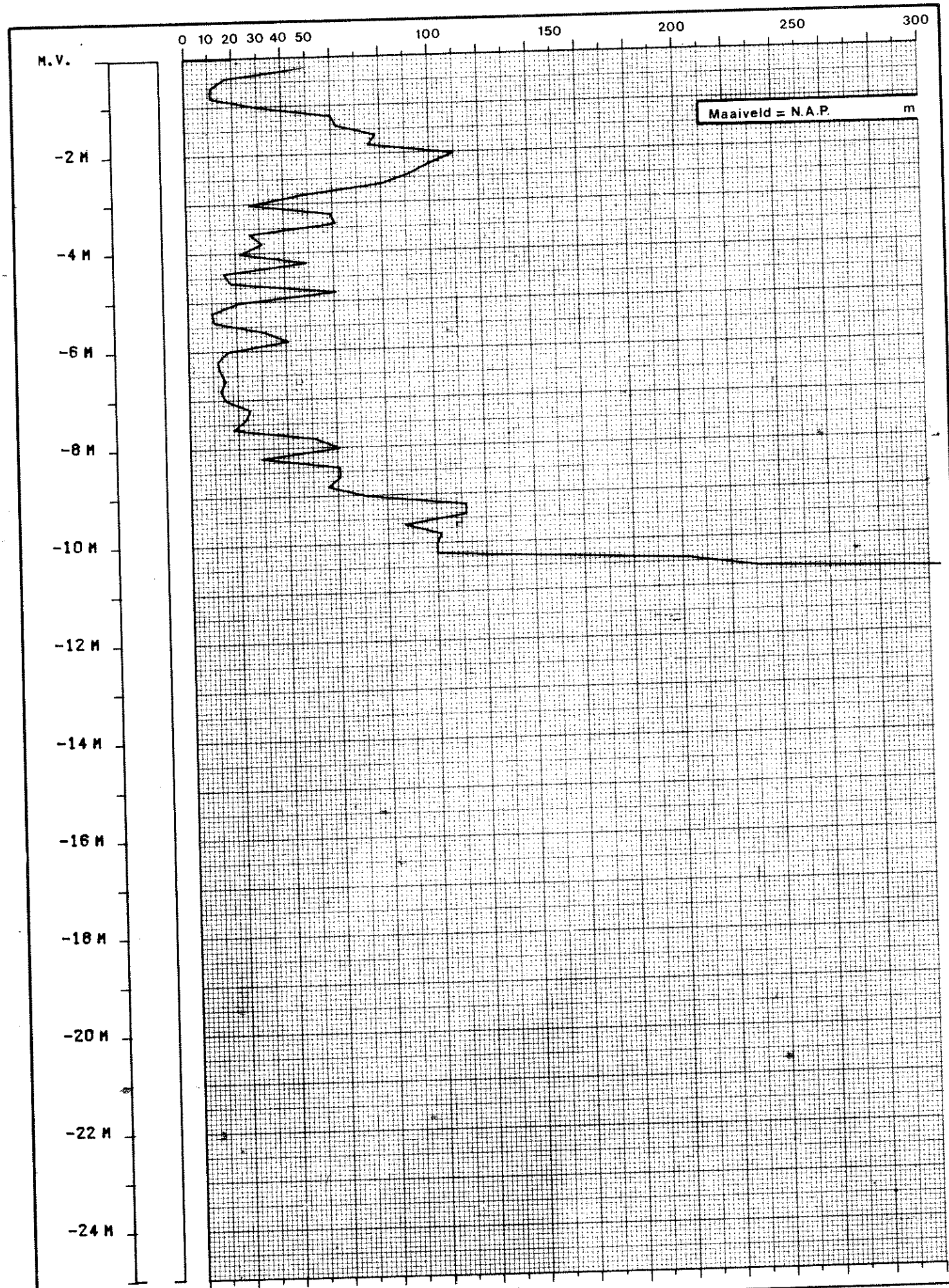
grontmij

PROJECT: RESTAURATIE HAVEN			TEK. NR. 77-6328- 730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE			
ONDERDEEL: SONDERINGEN			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND: kaartblad			SONDEERAPPARATUUR: 4T. 2T.
GET. T.O.A.	ACC 5.1.2.e	DATUM: 06-03-78 SCHAAL 1:100	SONDERING 88



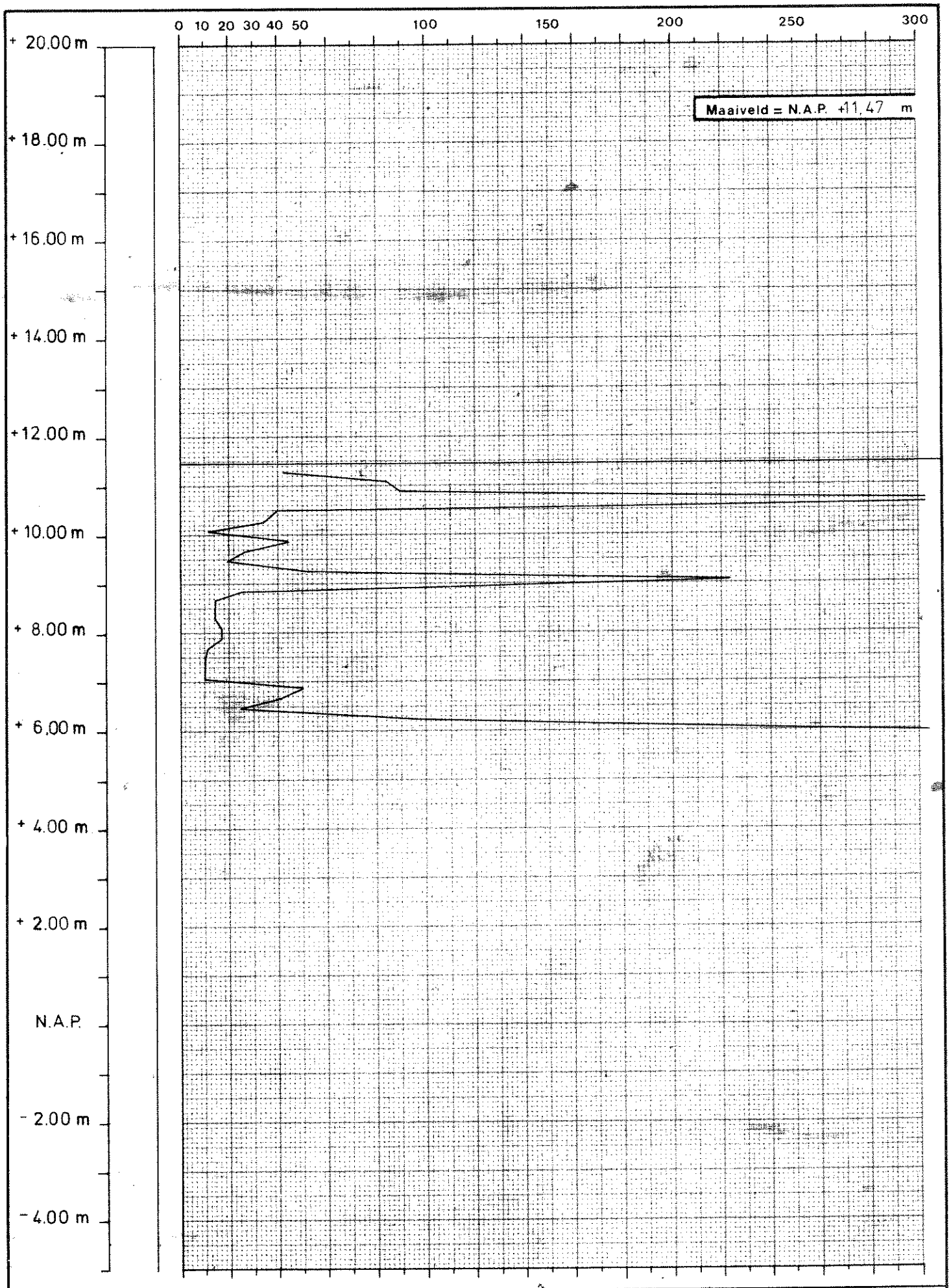
PROJECT: RESTAURATIE HAVEN		TEK. NR. 77-6328-730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE		
ONDERDEEL: SONDERINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND: kaartblad		SONDEERAPPARATUUR: 4T. 2T.
GET. t.o.v.	ACC 5.1.2.e	DATUM: 06-03-78 SCHAAL 1:100 SONDERING 89

grontmij



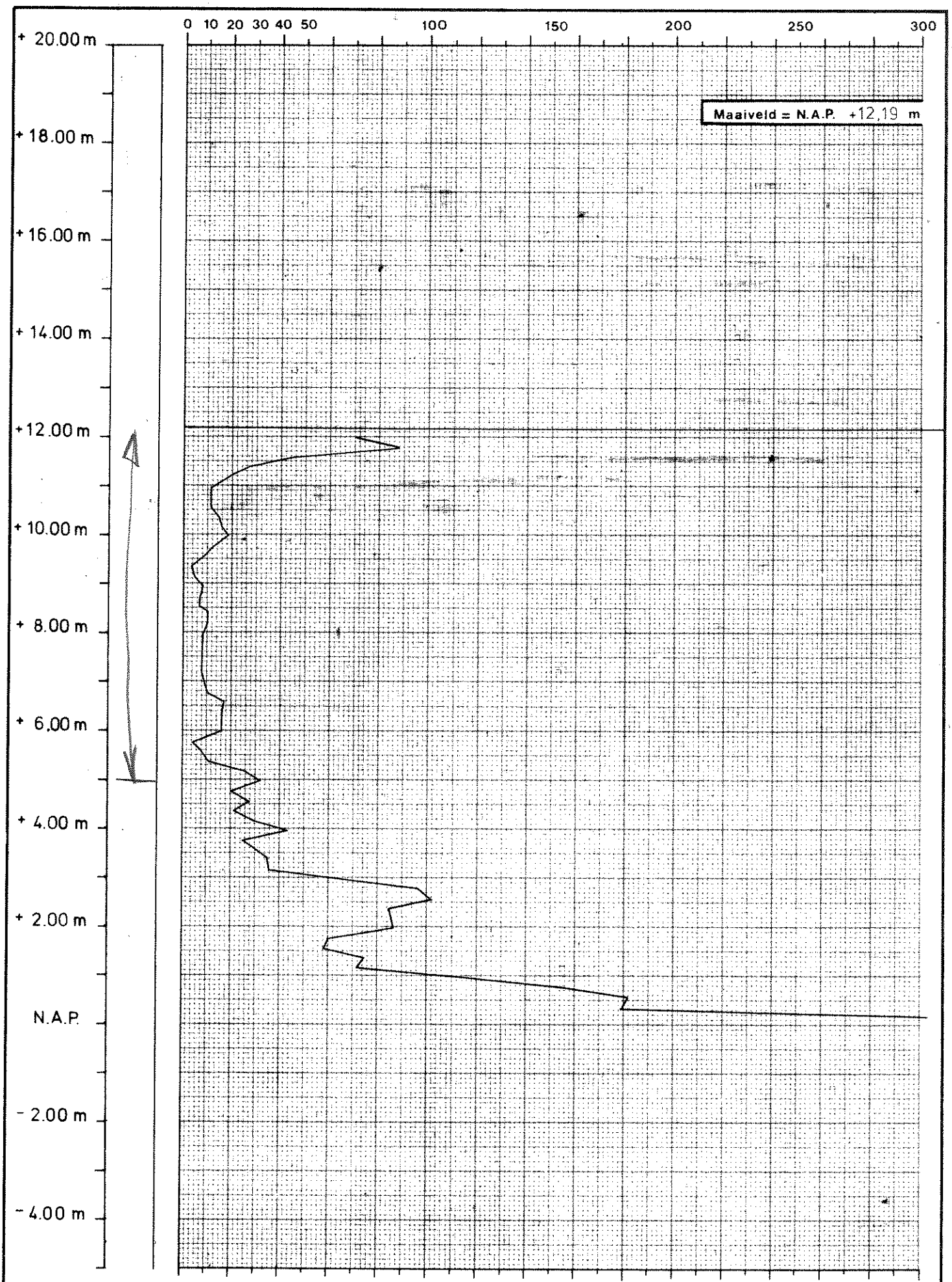
grontmij

PROJECT : RESTAURATIE HAVEN			TEK. NR. 77-6328-730-127-78
OPDR. GEVER: B EN W GEM GRAVE			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
ONDERDEEL : SONDERINGEN			SONDEERAPPARATUUR : 4T. 2T.
TOP. IND : kaartblad 5.1.2.e			SONDERING B10
GET. T.B.A.	ACC.	DATUM : 06-03-78	SCHAAL 1:100



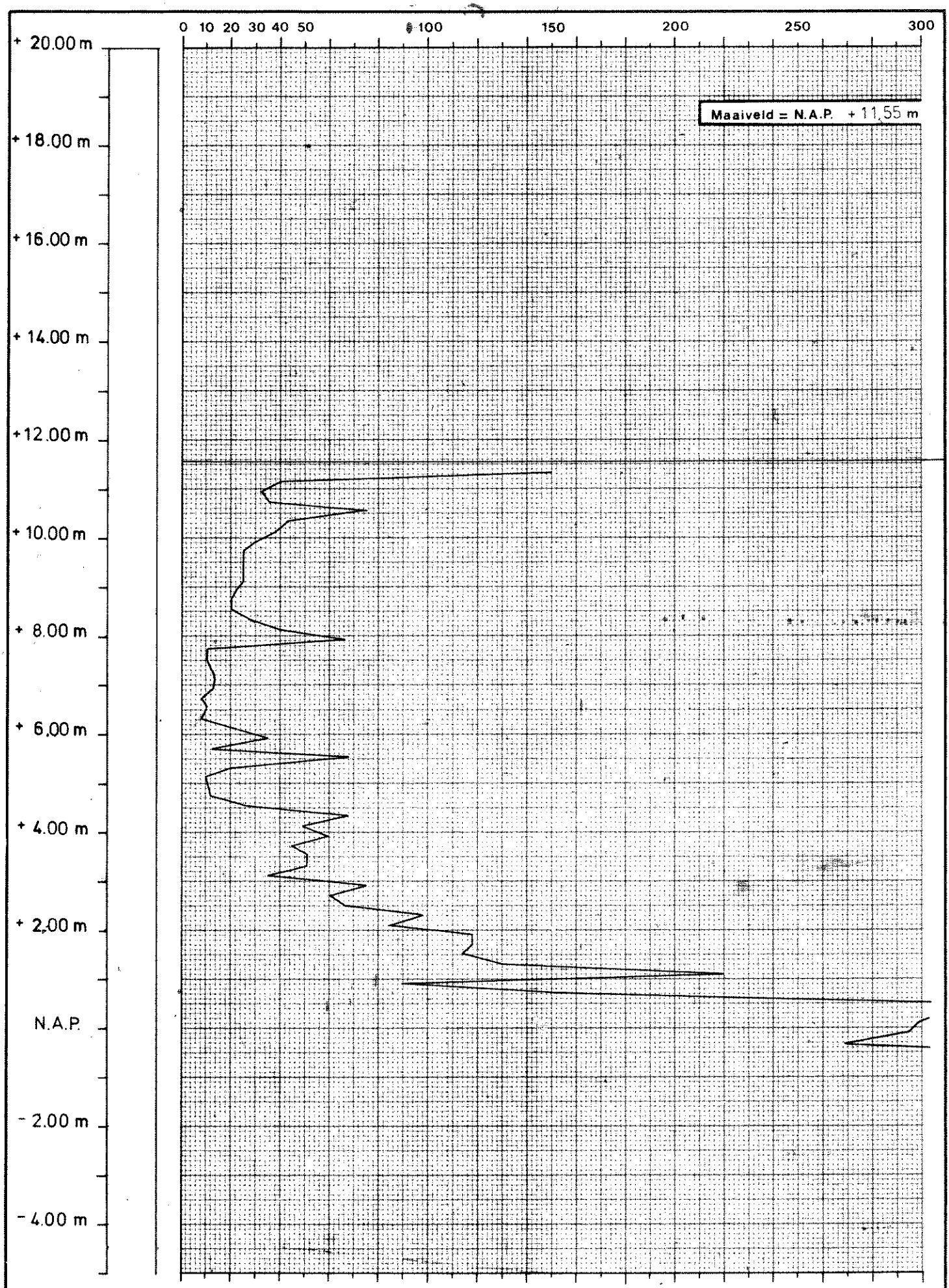
grontmij

PROJECT : STADSMUUR OUDE HAVEN		TEK. NR. 74-7271 730-078-76
OPDR. GEVER: GEM. GRAVE		
ONDERDEEL : SONDERINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad		SONDEERAPPARATUUR : 4 T
GET. 5.1.2.e	ACC. 5.1.2.e	DATUM : FEBR.'76 SCHAAL 1:100 SONDERING 1



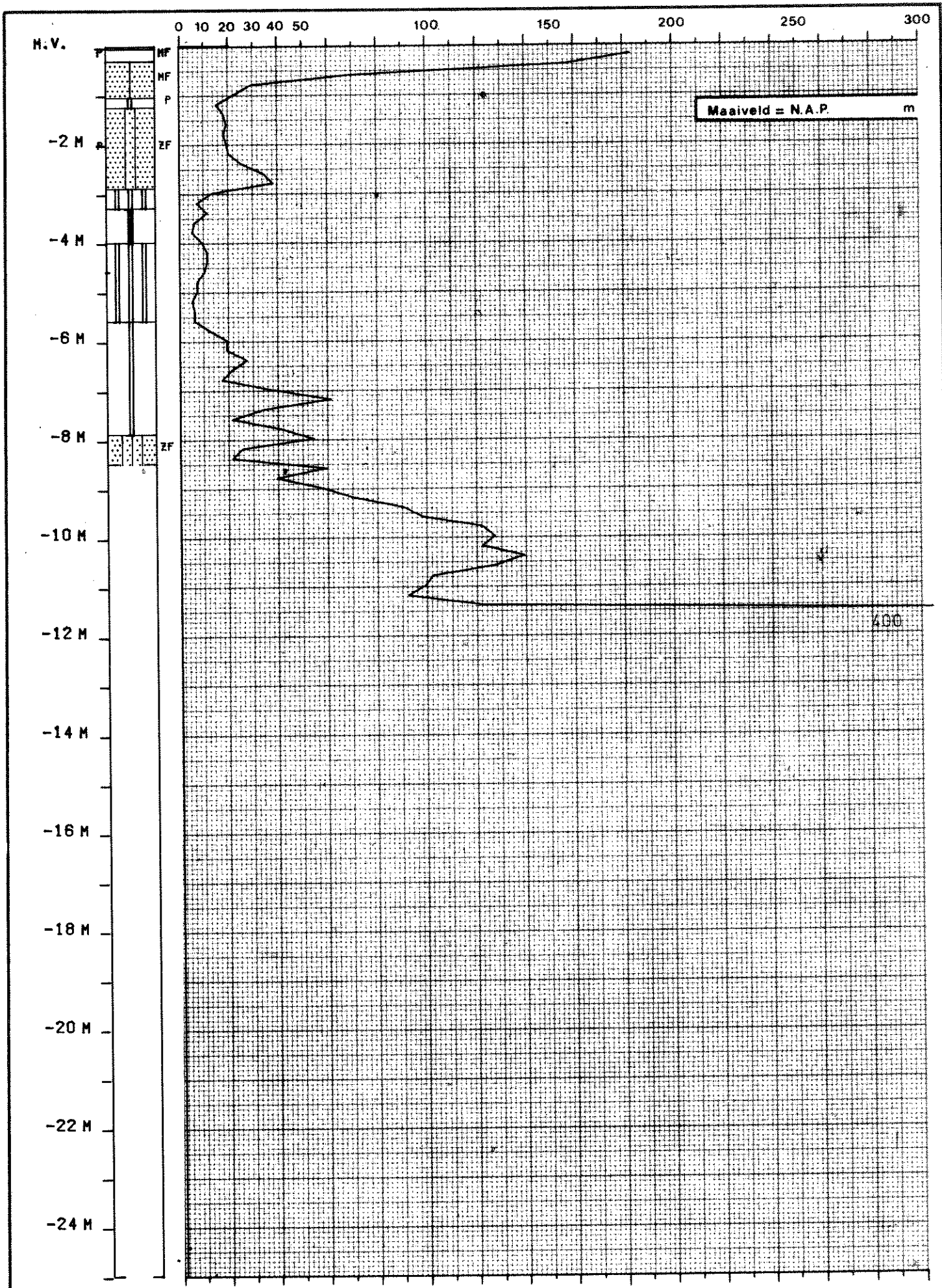
grontmij

PROJECT : STADSMUUR OUDE HAVEN			TEK. NR. 74-7271 730-078-76
OPDR. GEVER: GEM. GRAVE			
ONDERDEEL : SONDERINGEN			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad			SONDEERAPPARATUUR : 4 T
GET. 5.1.2.e	ACC. 5.1.2.e	DATUM : FEBR. '76 / SCHAAL 1:100	SONDERING 2

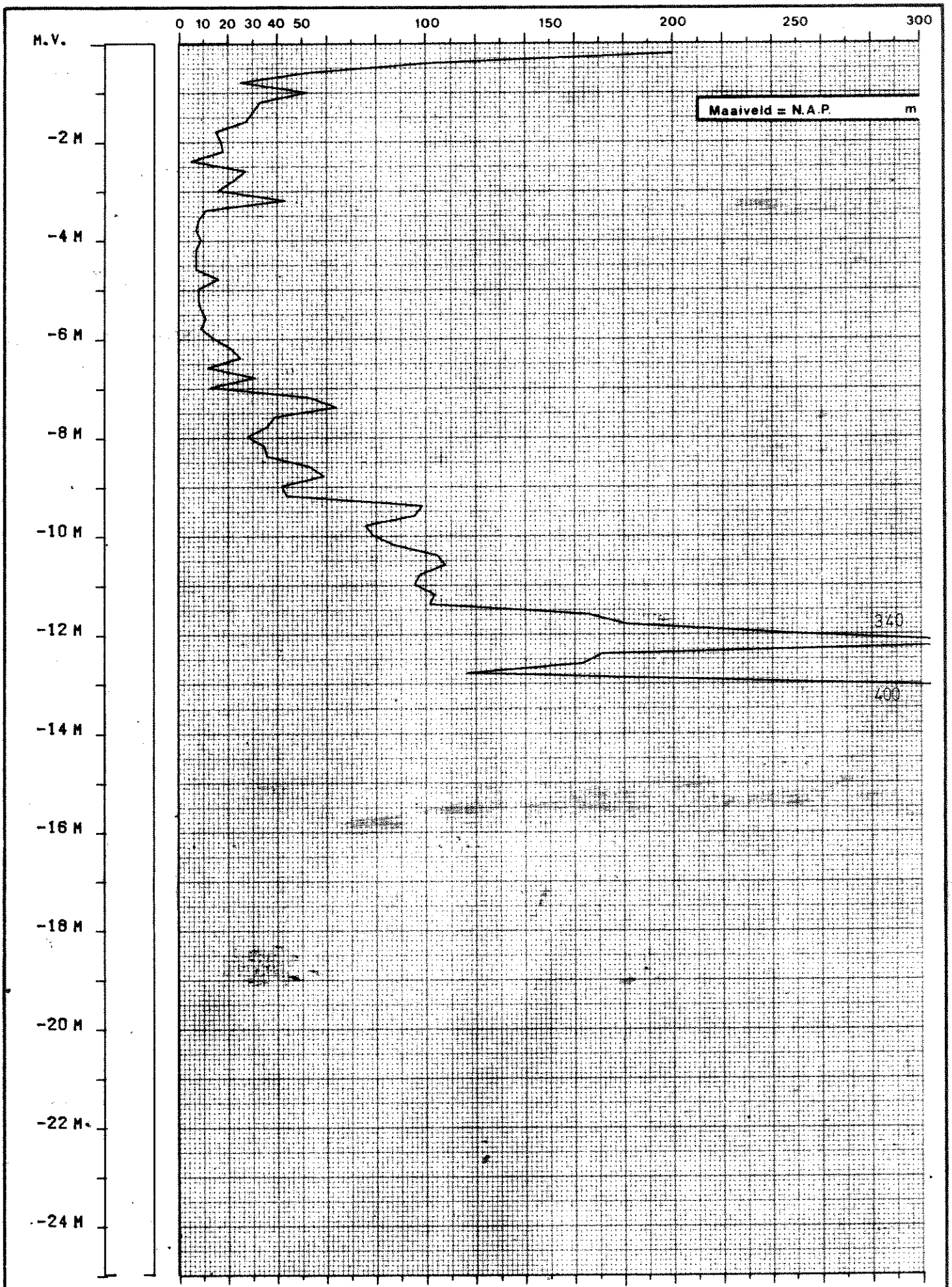


grontmij

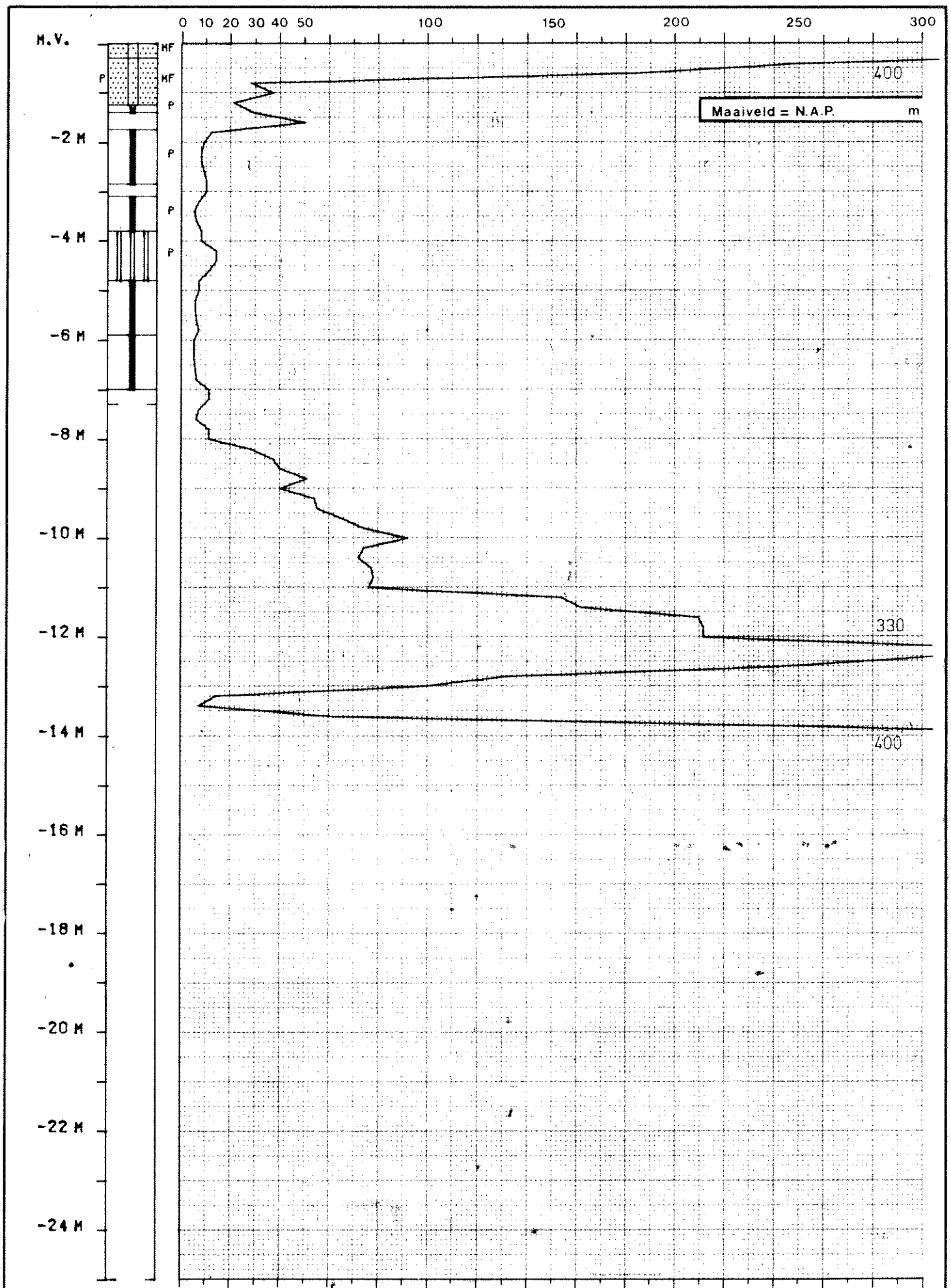
PROJECT : STADSMUUR OUDE HAVEN			TEK. NR. 74-7271 730-078-76
OPDR. GEVER: GEM. GRAVE			
ONDERDEEL : SONDERINGEN			CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
TOP. IND : kaartblad			SONDEERAPPARATUUR : 4 T
GET. 5.1.2.e	ACC. 5.1.2.e	DATUM : FEBR. '76 SCHAAL 1:100	SONDERING 3



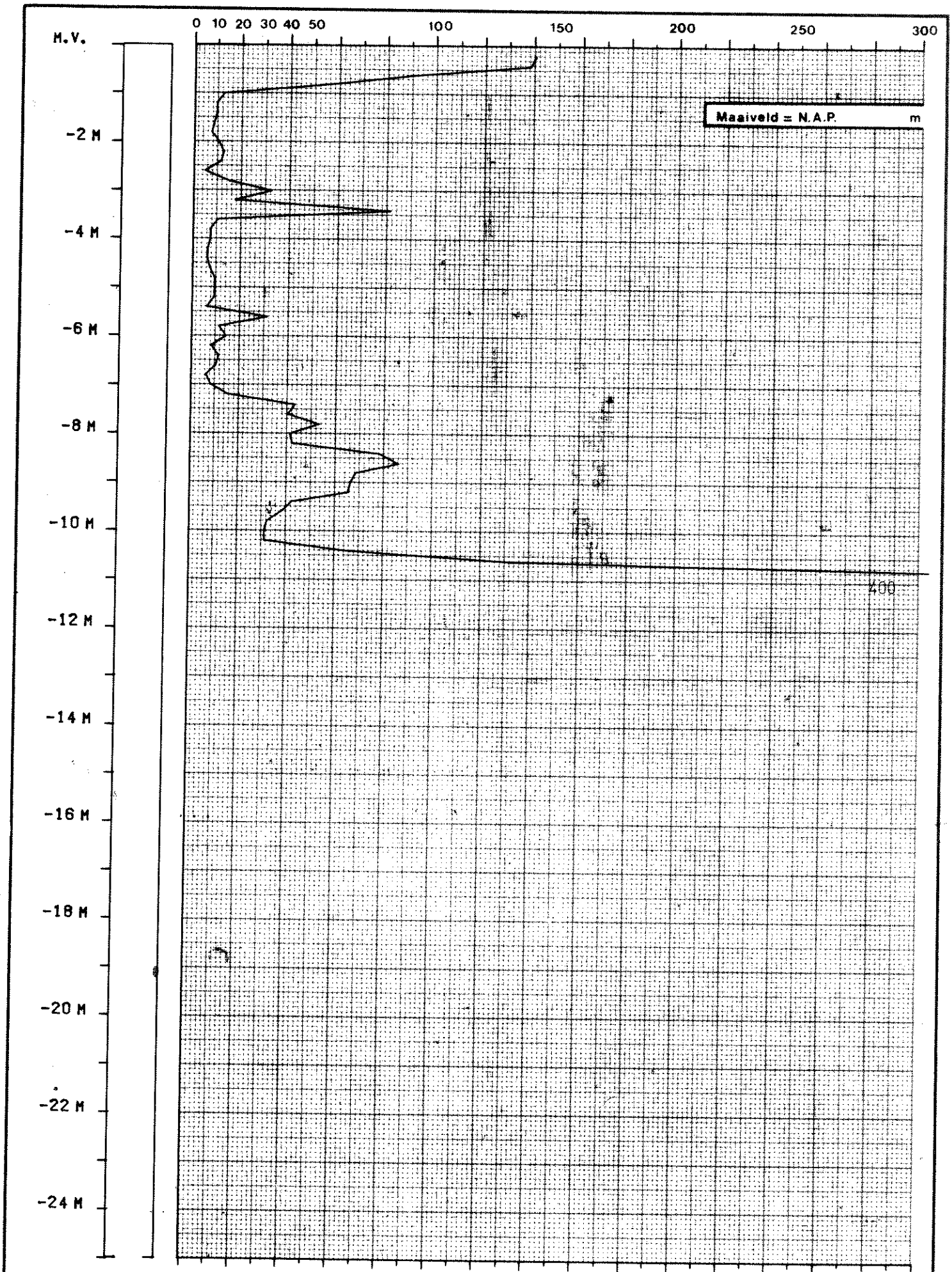
grontmij	PROJECT: RECONSTRUCTIE OUDE HAVEN		TEK. NR. 74-7271-730-536-77
	OPDR. GEVER: B.EN W. GEM.GRAVE		
	ONDERDEEL: SONDERINGEN EN BORINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad		SONDEERAPPARATUUR: 4T
	GET. T.O.A.	ACC 5.1.2.e	DATUM: DEC '77 SCHAAL 1:100 SONDERING A1



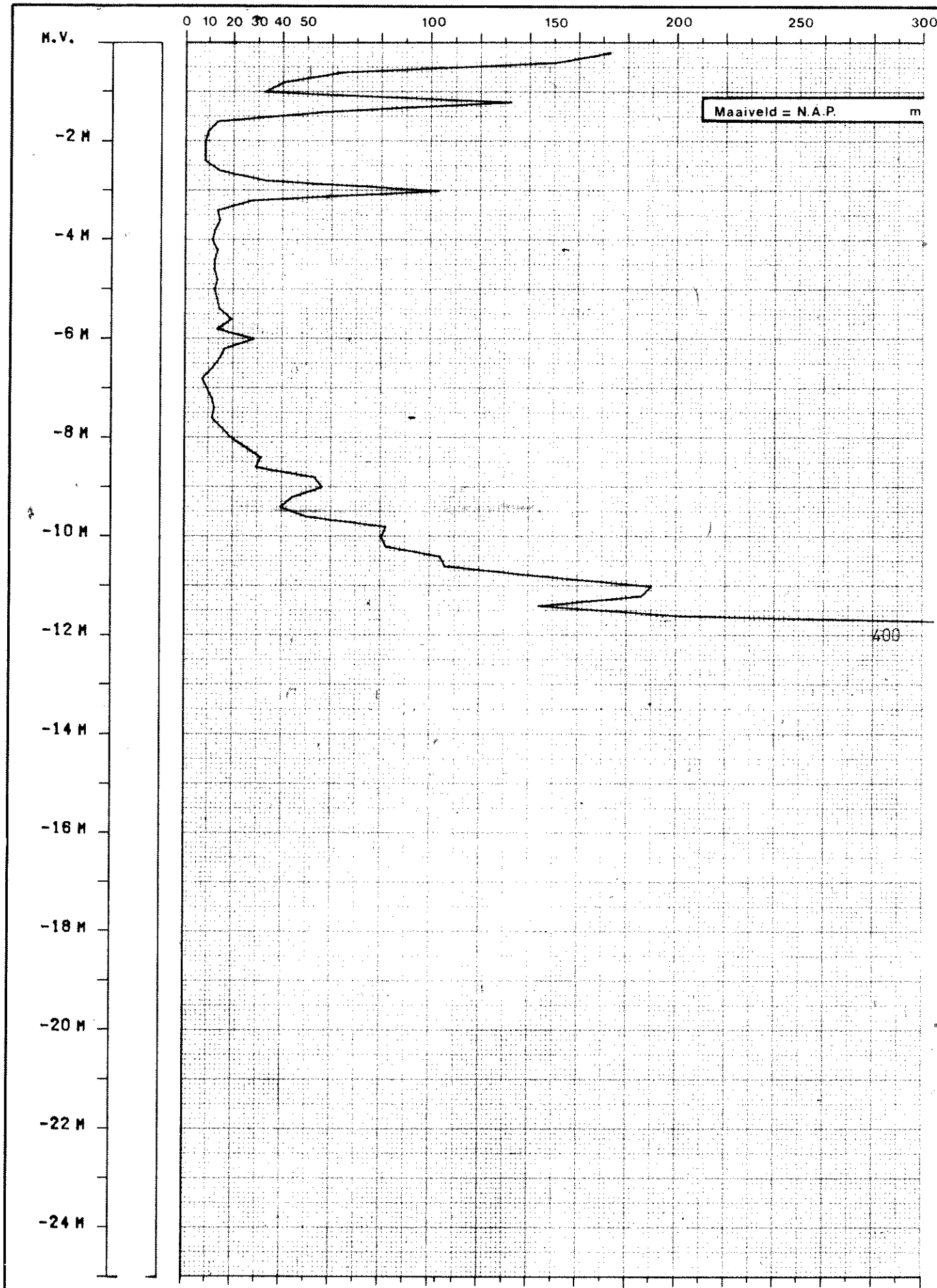
grontmij	PROJECT: RECONSTRUCTIE OUDE HAVEN		TEK. NR. 74-7271- 730-536-77
	OPDR. GEVER: B.EN W. GEM.GRAVE		
	ONDERDEEL: SONDERINGEN EN BORINGEN		CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad		SONDEERAPPARATUUR: 4T
	GET. T.O.A.	ACC. 5.1.2.e	DATUM: DEC '77 SCHAAL 1:100	SONDERING A 2



grontmij	PROJECT : RECONSTRUCTIE OUDE HAVEN				TEK. NR. 74-7271-
	OPDR. GEVER: B.EN W. GEM.GRAVE				730-536-77
	ONDERDEEL : SONDERINGEN EN BORINGEN				CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND : kaartblad				SONDEERAPPARATUUR : 4T
	GET. T.O.A.	ACC 5.1.2.e	DATUM : DEC '77	SCHAAL 1:100	SONDERING A3



grontmij	PROJECT: RECONSTRUCTIE OUDE HAVEN				TEK. NR. 74-7271- 730-536-77
	OPDR. GEVER: B. EN W. GEM. GRAVE				
	ONDERDEEL: SONDERINGEN EN BORINGEN				CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad				SONDEERAPPARATUUR: 4T
	GET. T.O.A.	ACC 5.1.2.e	DATUM: DEC '77	SCHAAL 1:100	SONDERING A4



grontmij	PROJECT: RECONSTRUCTIE OUDE HAVEN				TEK. NR. 74-7271-730-536-77
	OPDR. GEVER: B. EN W. GEM. GRAVE				
	ONDERDEEL: SONDERINGEN EN BORINGEN				CONUSWEERSTAND IN KG/CM^2
	TOP. IND: kaartblad				SONDEERAPPARATUUR: 4T
	GET. T.B.R.	ACC. 5.1.2.e	DATUM: DEC '77	SCHAAL 1:100	SONDERING A5

VERKLARING DER BOORPROFIELTEKENS

A. OVERWEGEND MINERALE GRONDEN

I. Indeling naar kleigehalte (delen < 2 µm)

	zeer kleiarm zand	0 – 3 %
	matig kleiarm zand	3 – 5 %
	kleiïg zand	5 – 8 %
	zeer lichte zavel	8 – 12 %
	matig lichte zavel	12 – 18 %
	zware zavel	18 – 25 %
	lichte klei	25 – 35 %
	matig zware klei	35 – 50 %
	zeer zware klei	> 50 %

II. Indeling naar leemgehalte (delen < 50 µm)

	zeer leemarm zand	0 – 5 %
	matig leemarm zand	5 – 10 %
	zwak lemig zand	10 – 18 %
	sterk lemig zand	18 – 33 %
	zeer sterk lemig zand	33 – 50 %
	zandige leem	50 – 85 %
	zandarme leem	> 85 %

N.B. Afhankelijk van het object wordt voor overwegend minerale gronden een keuze gedaan uit de indelingen I en II

III. Indeling van zand naar korrelgrootte

UF	uiterst fijn zand	M_{50}-cijfer	50 – 105
ZF	zeer fijn zand	"	105 – 150
MF	matig fijn zand	"	150 – 210
MG	matig grof zand	"	210 – 420
ZG	zeer grof zand	"	420 – 2000

B. VEENGRONDEN



veen

kleiig veen

Z zandig veen

C. BIJZONDERE AANDUIDINGEN (gebruikt in combinatie met voorgaande indeling)

Organische stof aanduidingen

H 1	humusarm
H 2	matig humeus
H 3	humusrijk
V	venig

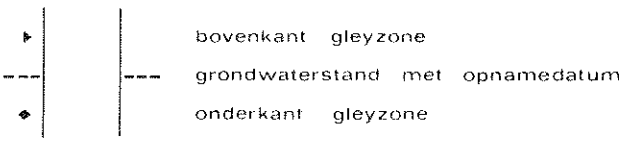
Afzettingen

LS	löss
KL	keileem
PZ	pro-glaciaal zand
PK	potklei

Toevoegingen

G	grindhoudend
P	puin
R	houtresten
M	schelpen
L	gelaagd
S	katteklei
F	ijzerconcreties
C	kalkconcreties

D. GRONDWATERSTAND EN HYDROMORFE KENMERKEN



bovenkant gleyzone

grondwaterstand met opnamedatum

onderkant gleyzone

PLAATSAANDUIDINGEN VAN BORINGEN EN SONDERINGEN

1 ○ plaats en nummer van boring

2 ▼ plaats en nummer van middelzware sondering

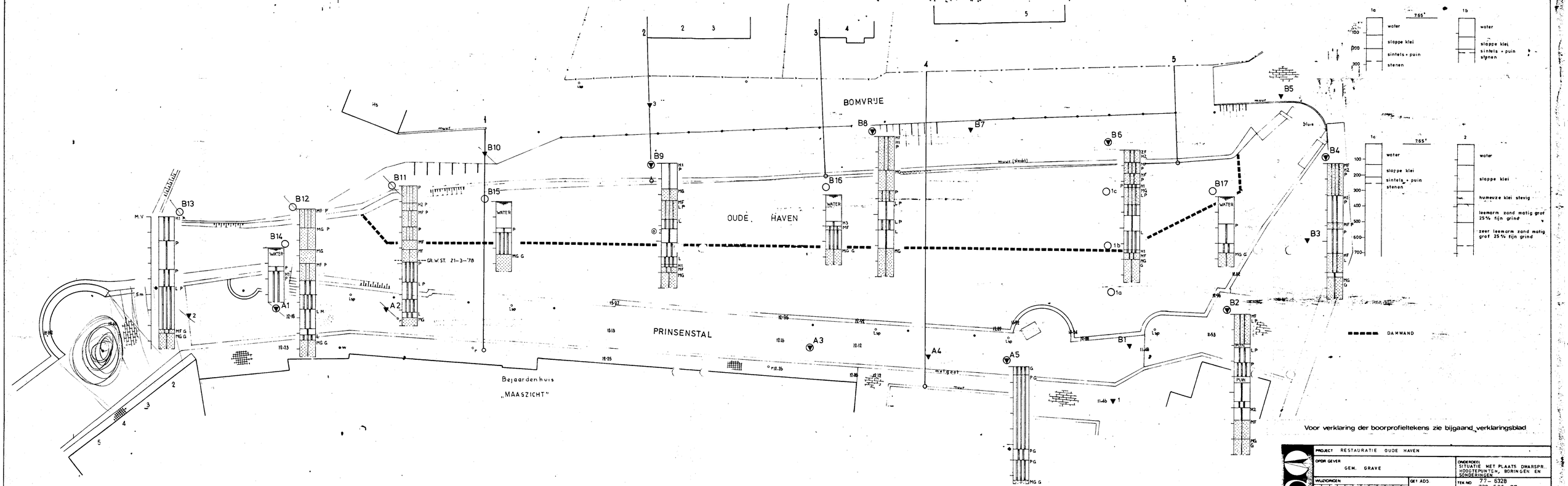
3 V plaats en nummer van handsondering

4 ⊛ plaats en nummer van boring en middelzware sondering

5 ⊘ plaats en nummer van boring en handsondering

GRONTMIJ N.V. AFDELING BODEMKUNDE EN HYDROGEOLOGIE
DE BILT

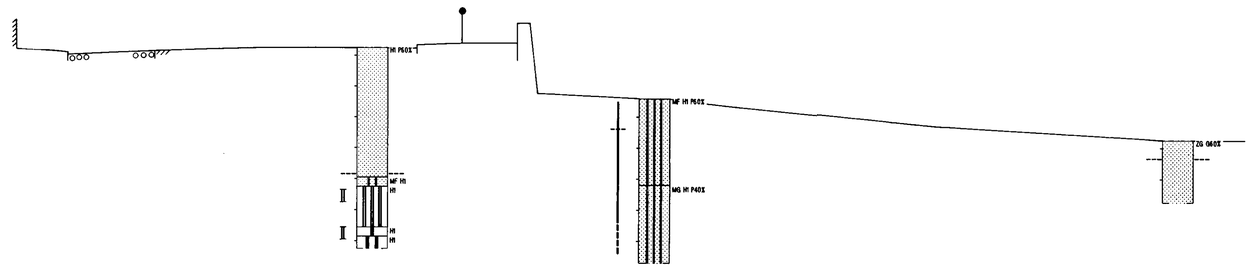
dec. 1974 tek. nr. B en H 597-74


BOMVRIJE
OUDE HAVEN
PRINSENSTAL
Bejaardenhuis
„MAASZICHT"
B1
B2
B3
B4
B5
B6
B7
B8
B9
B10
B11
B12
B13
B14
B15
B16
B17
A1
A2
A3
A4
A5
1a
1b
1c
2
7.65°
water
slappe klei
sintels + puin
stenen
slappe klei sintels + puin stenen
slappe klei
humeuze klei stevig
leemarm zand matig grof 25% fijn grind
zeer leemarm zand matig grof 25% fijn grind
DAMWAND
Voor verklaring der boorprofieltekens zie bijgaand verklaringsblad
PROJECT RESTAURATIE OUDE HAVEN
OPDR GEVER GEM. GRAVE
ONDERDEEL SITUATIE MET PLAATS DWARSPR., HOOGTEPUNTEN, BORINGEN EN SONDERINGEN
WIJZIGINGEN
GET ADS
ACC. J.J.
DATUM mrt '78
TEK NO 77-5328 730-536-77
SCHAAL 1:200 1:100
BIJLAGE NO IN BLADEN BLAD NO
grontmij

N.A.P.+15.00m

1 2 3

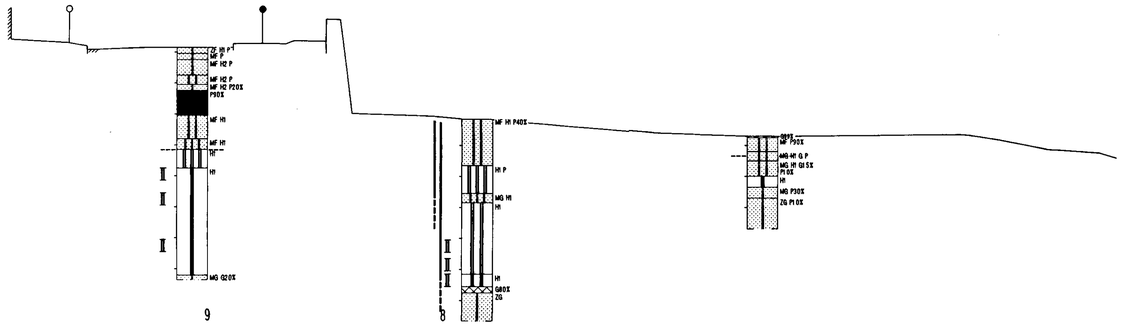
DWARSPROFIEL 1



N.A.P.+15.00m

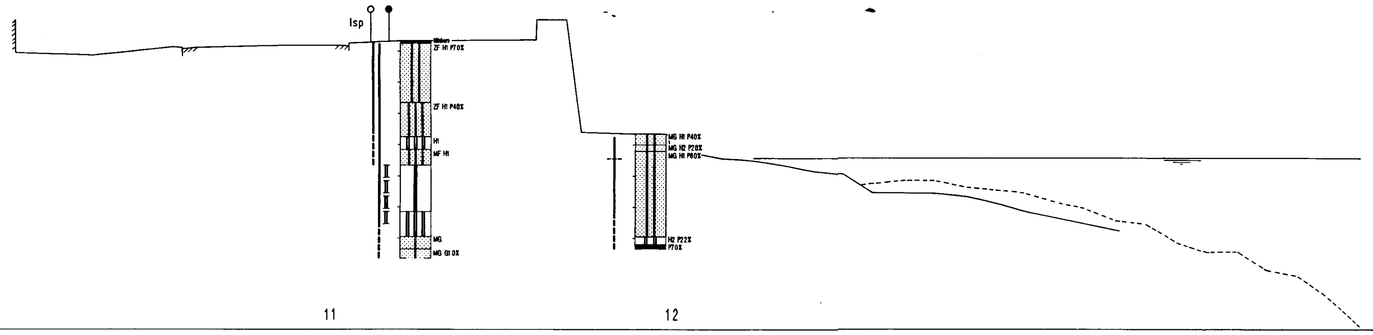
4 5 6

DWARSPROFIEL 2



N.A.P.+15.00m

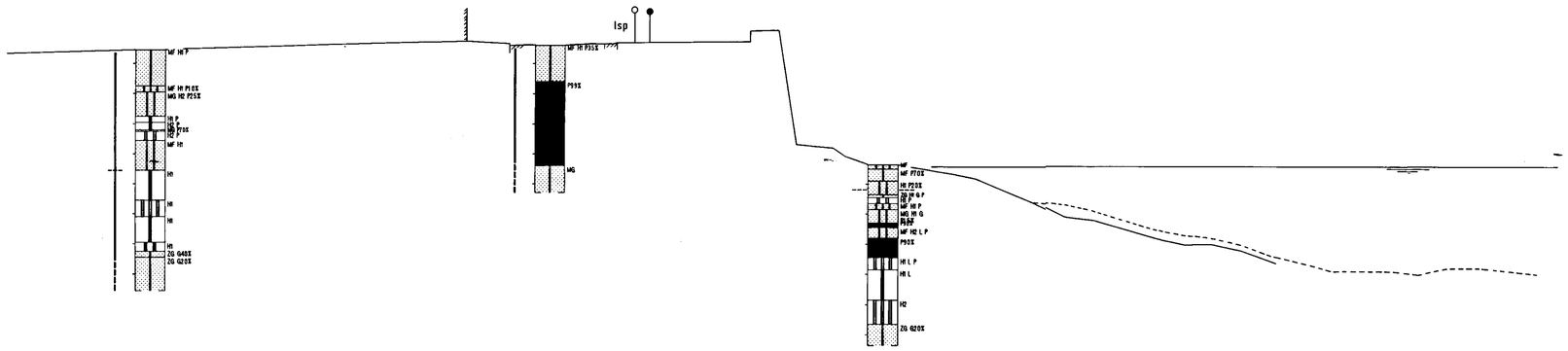
DWARSPROFIEL 3



10 11 12

N.A.P.+14.00m

DWARSPROFIEL 4



grondwaterstand d.d.
peilbuis met filter
grondmonster

voor verklaring der boorprofieltekens zie bijgaand verklaringsblad

Grontmij

project: ONDERZOEK STABILITEIT KADEMUREN LANGS DE MAASKADE TE GRAVE

opdrachtgever: GEM. GRAVE

onderdeel: Situatie van dwarsprofielen met boorprofielen

wijzigingen: code: d.d.: omschrijving: get.: acc.:

schaal: 1 : 100 / 1:100 bestek:

datum: jul. '90 cc.: formaat: A1

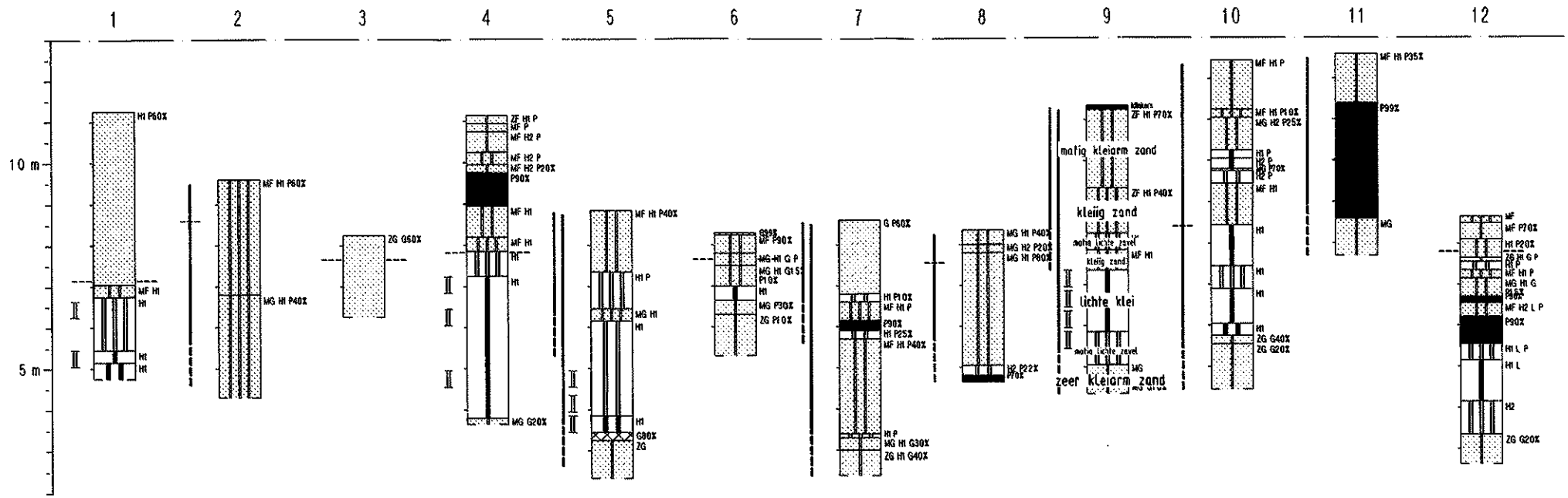
order nr.: 89-1544

tekening nr.: 2225-1342-90

bijlage nr.: 3 in bladen bladnr.:

© Grontmij

tel.: afd./prov. kantoor:



grondwaterstand d.d.
peilbuis met filter
grondmonster

voor verklaring der boorprofieltekens zie bijgaand verklaringsblad

Grontmij

project: ONDERZOEK STABILITEIT KADEMUREN LANGS DE MAASKADE TE GRAVE

opdrachtgever: GEM. GRAVE

onderdeel: Boorprofielen

wijzigingen:

code:	d.d.:	omschrijving:	get.:	acc.:

schaal: 1:100 bestek:

datum: jul. '90 get.: acc.: formaat: A3

order nr.: 89-1544

tekening nr.: Z225-1341-90

bijlage nr.: 2 in bladen bladnr.:

© Grontmij

tel.: afd./prov. kantoor:

Gr88

Minerale sedimenten

Indeling naar lutumgehalte (delen < 2 μm)
(voor waterafzettingen)

zeer kleiarm zand	0 - 3%
matig kleiarm zand	3 - 5%
kleiig zand	5 - 8%
zeer lichte zavel	8 - 12%
matig lichte zavel	12 - 18%
zware zavel	18 - 25%
lichte klei	25 - 35%
matig zware klei	35 - 50%
zeer zware klei	> 50%

Indeling naar leemgehalte (delen < 50 μm)
(voor windafzettingen)

zeer leemarm zand	0 - 5%
matig leemarm zand	5 - 10%
zwak lemig zand	10 - 18%
sterk lemig zand	18 - 33%
zeer sterk lemig zand	33 - 50%
zandige leem	50 - 85%
siltige leem	> 85%

Veen

- veen
- kleiig veen
- z zandig veen

Waterbodems

- water
- bagger / slib

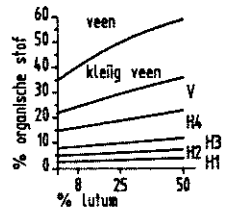
Aanduidingen (gebruikt in combinatie met voorgaande indeling)

Indeling van zand naar korrelgrootte

UF	uiterst fijn zand	M50-cijfer	50 - 105
ZF	zeer fijn zand	"	105 - 150
MF	matig fijn zand	"	150 - 210
MG	matig grof zand	"	210 - 420
ZG	zeer grof zand	"	420 - 2000

Indeling naar gehalte organische stof

H1	humusarm
H2	matig humeus
H3	zeer humeus
H4	humusrijk
V	venig



Bijzondere afzettingen

LS	löss
KL	keileem
KZ	keizand
PZ	pre-glaciaal zand
PK	potklei

Toevoegingen

G	grindhoudend	L	gelaagd
P	puin	S	katteklei
R	houtresten	F	ijzerconcreties
M	schelpen	C	kalkconcreties
W	rietwortels	O	ongerijpt

Grondwaterstand en hydromorfe kenmerken

- bovenkant gleyzône
- grondwaterstand met opname datum
- onderkant gleyzône

Peilbuis- en monstertrajecten

- grondwaterstand
- peilbuis
- filter
- ongeroerd grondmonster
- geroerd grondmonster

Plaatsaanduidingen van boringen, peilbuizen en sonderingen

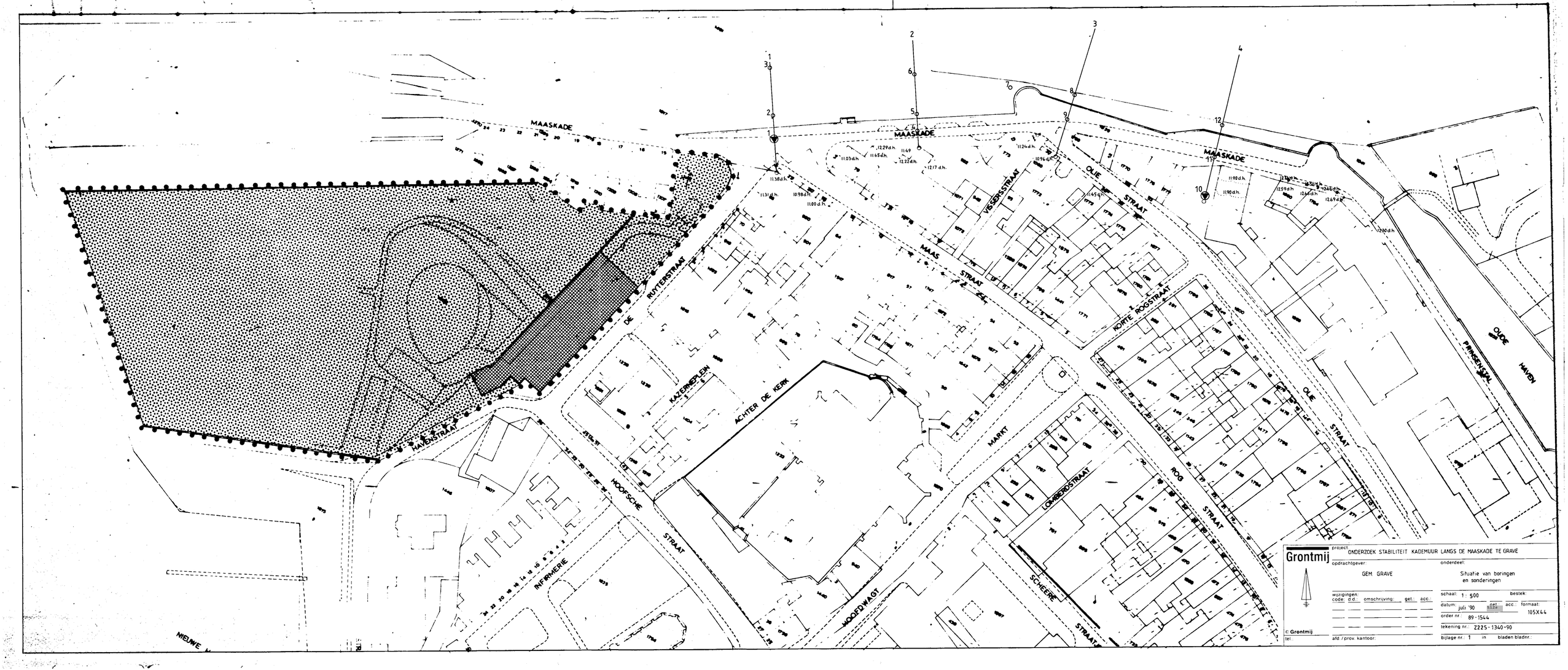
1. plaats en nummer van boring
2. plaats en nummer van boring met peilbuis
3. plaats en nummer van boring met twee of meer peilbuizen
4. plaats en nummer van sondering
5. plaats en nummer van boring met sondering
6. plaats en nummer van sondering met peilbuis

Grontmij afdeling Bodem & Water

Verklaring van plaatsaanduidingen en boorprofieltekens

januari 1992

19.033



project: ONDERZOEK STABILITEIT KADEMUUR LANGS DE MAASKADE TE GRAVE

Grontmij

opdrachtgever: GEM. GRAVE

onderdeel: Situatie van boringen en sonderingen

wijzigingen: code: d.d.: omschrijving: get.: acc.:

schaal: 1 : 500 bestek:

datum: juli '90 get. acc.: formaat: 105X44

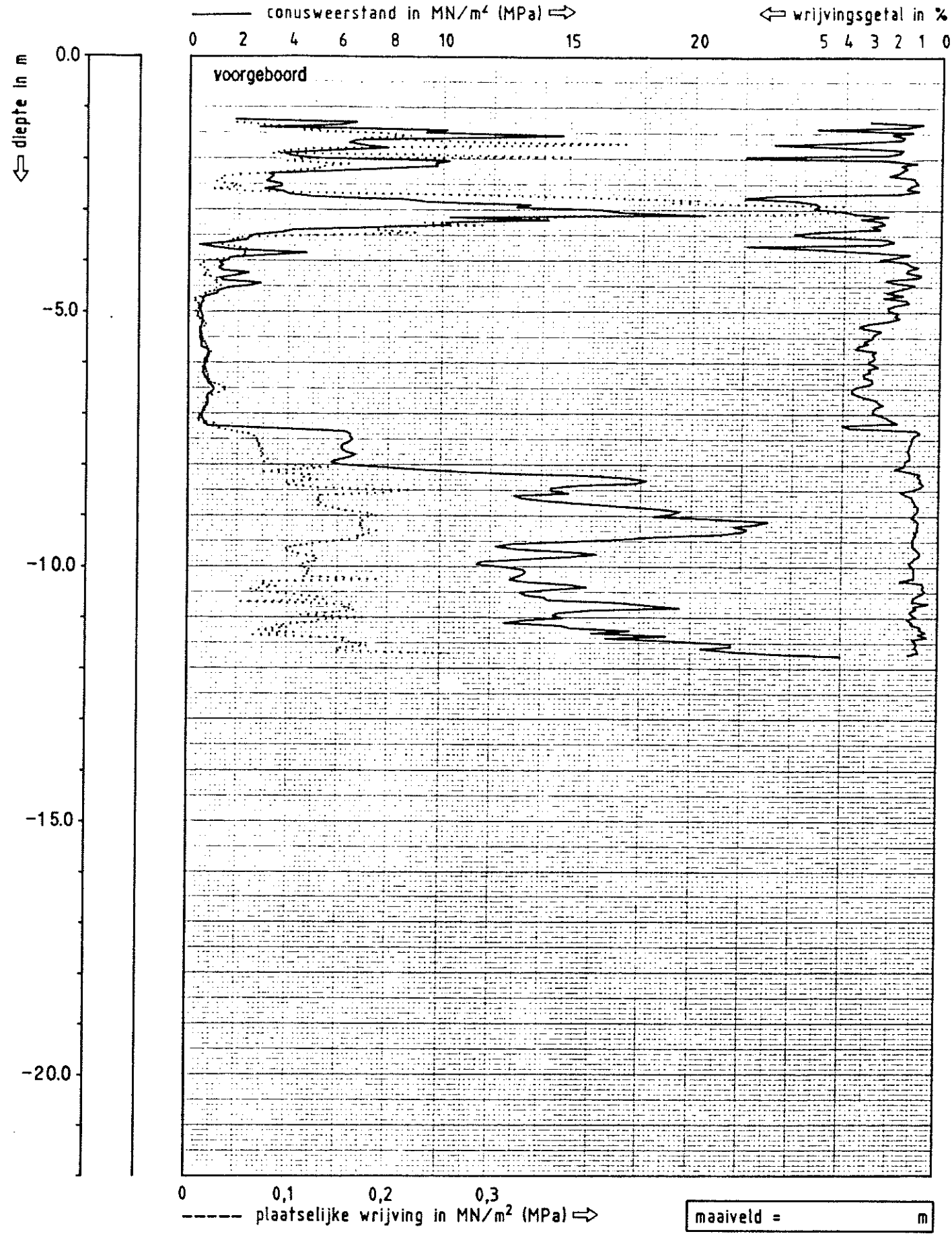
order nr.: 89 - 1544

tekening nr.: 2225 - 1340 - 90

bijlage nr.: 1 in bladen bladnr.:

© Grontmij

tel. afd./prov. kantoor:



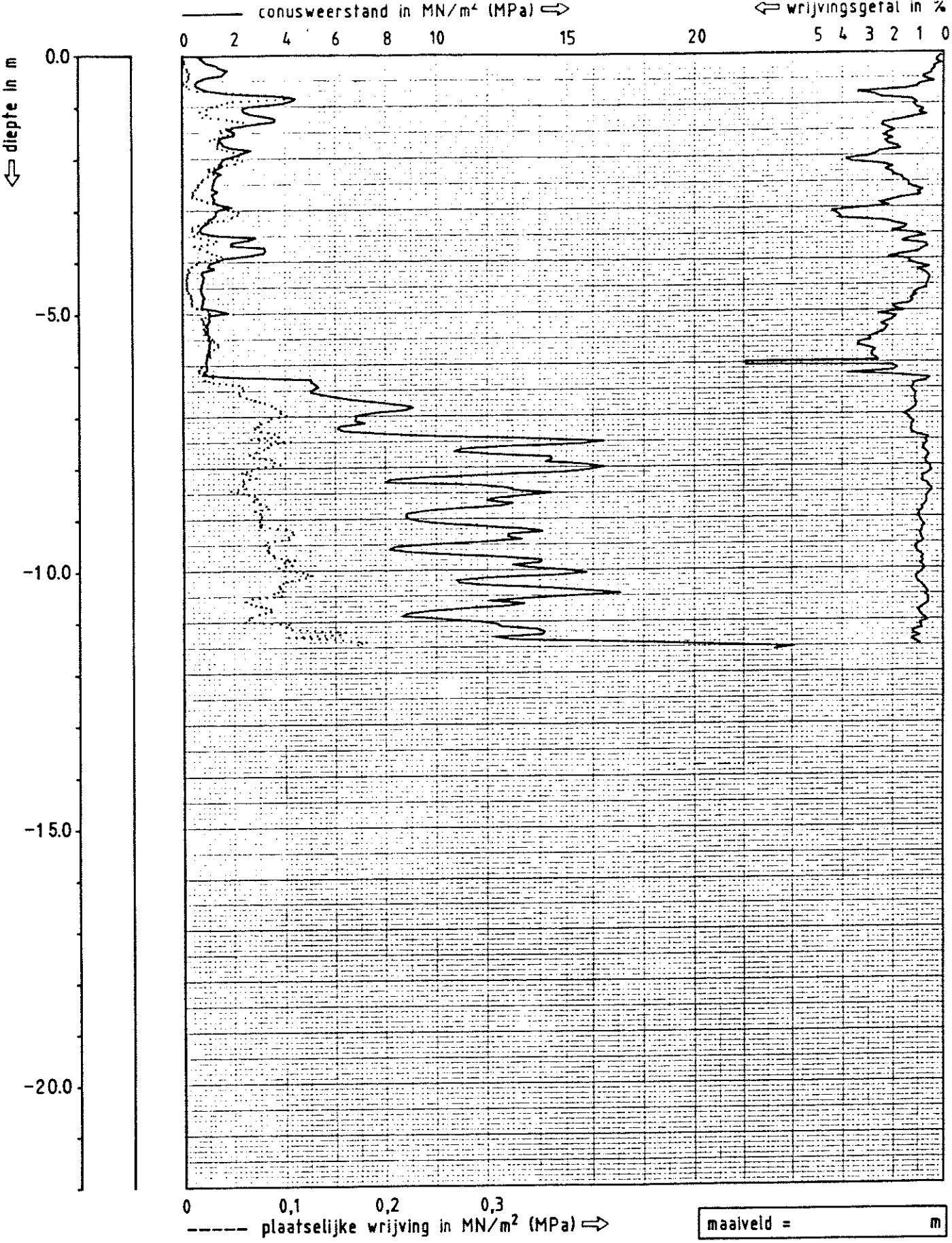
maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: elektrisch	datum uitvoering	: 90 05 30
type conus	: cilindrische kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m²	ordernummer	: 89-1544
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m²	sondering	nr. 1

Grontmij

afdeling Bodem & Water



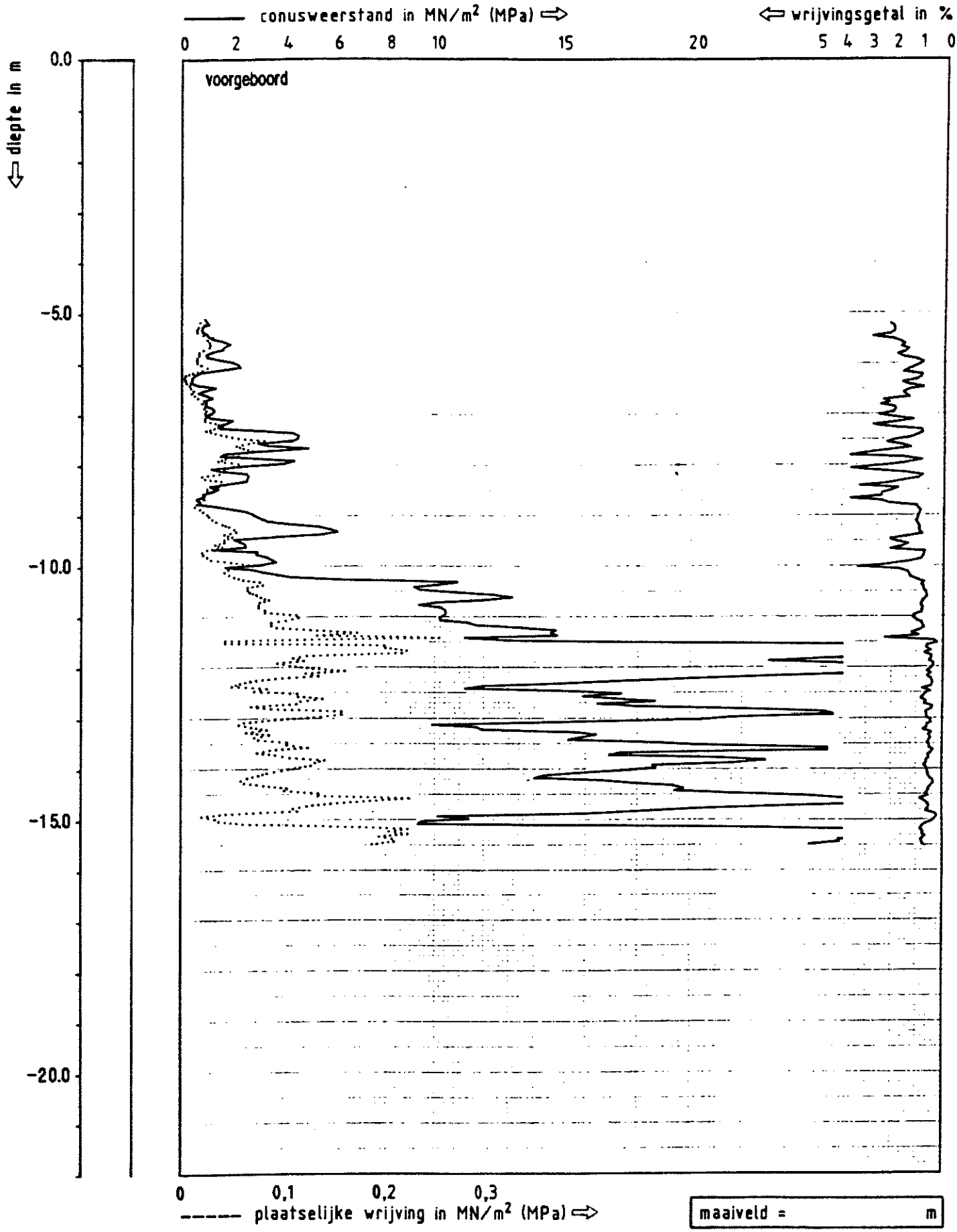
NEN 3680

systeem	: elektrisch	datum uitvoering	: 30 05 9
type conus	: cilindrische kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m²	ordernummer	: 89-1544
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m²	sondering	nr. 10

Grontmij

afdeling Bodem & Water

19.027



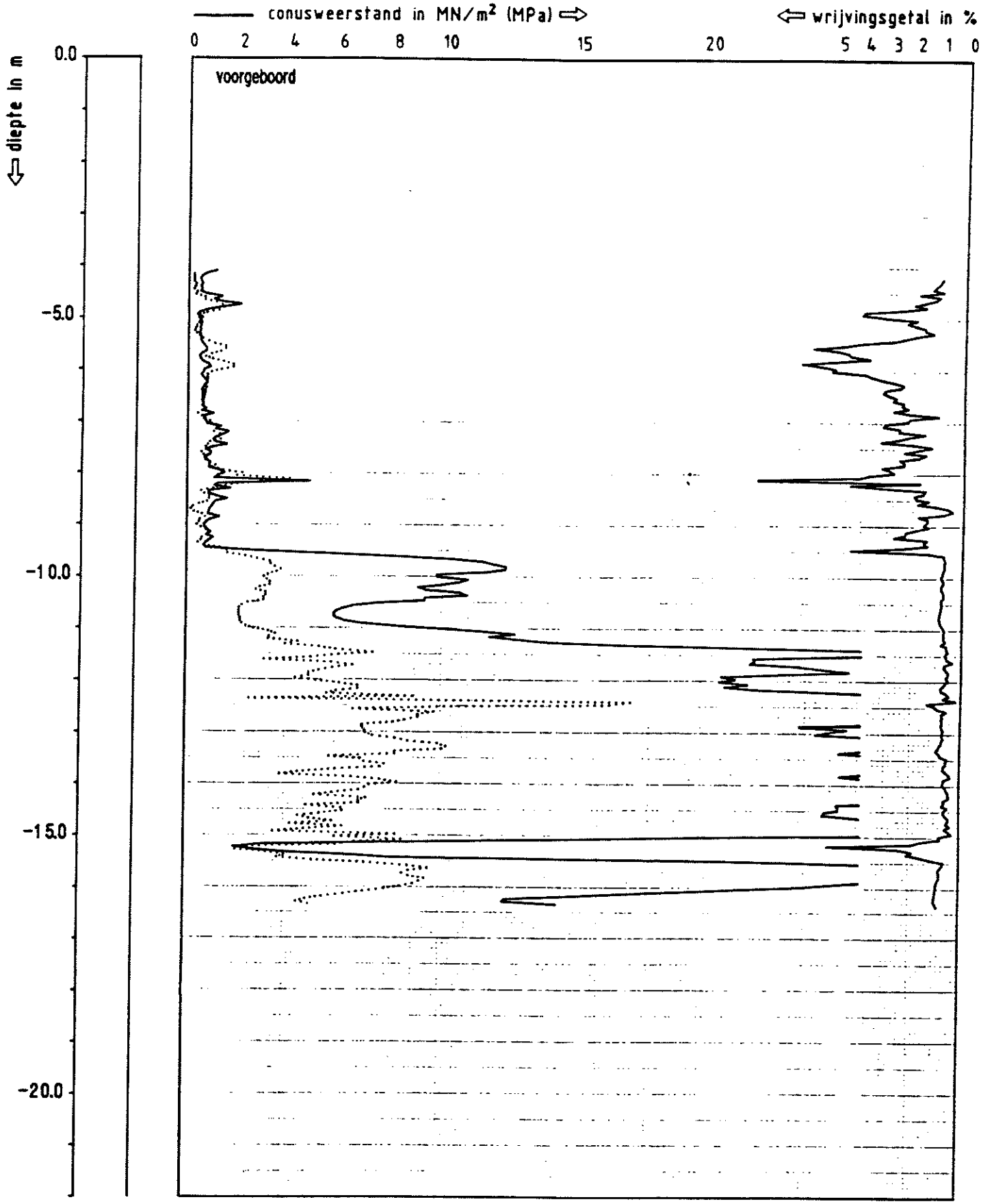
maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: electrisch	datum uitvoering	: 92 11 27
type conus	: cilindrisch kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m2	ordernummer	: 92-7851-10
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m2	sondering	nr. S-1

Grontmij

afdeling Bodem & Water



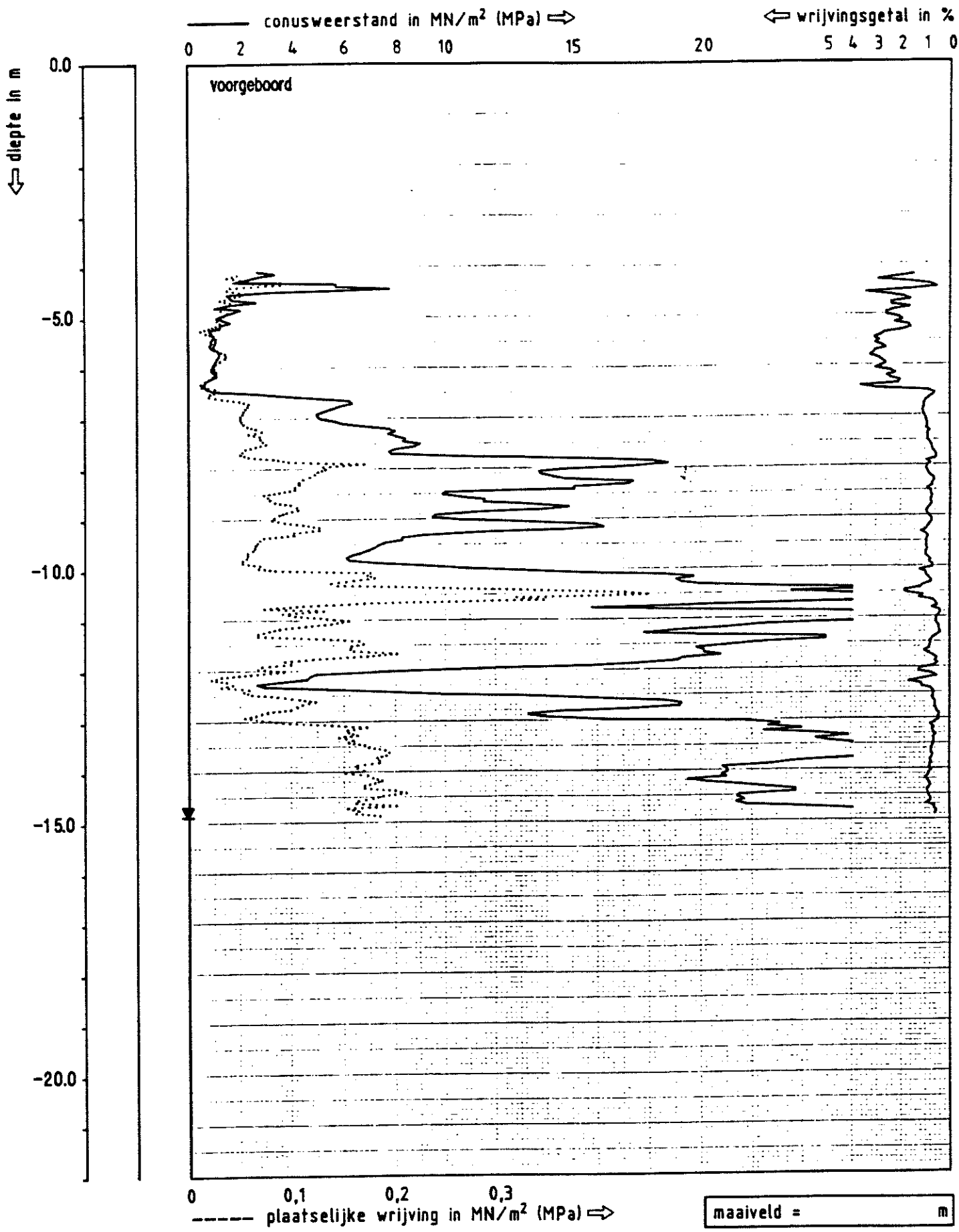
maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: electrisch	datum uitvoering	: 92 11 27
type conus	: cilindrisch kleefmantel	project	: Grøve kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m2	ordernummer	: 92-7851-10
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m2	sondering	nr. S-2

Grontmij

afdeling Bodem & Water



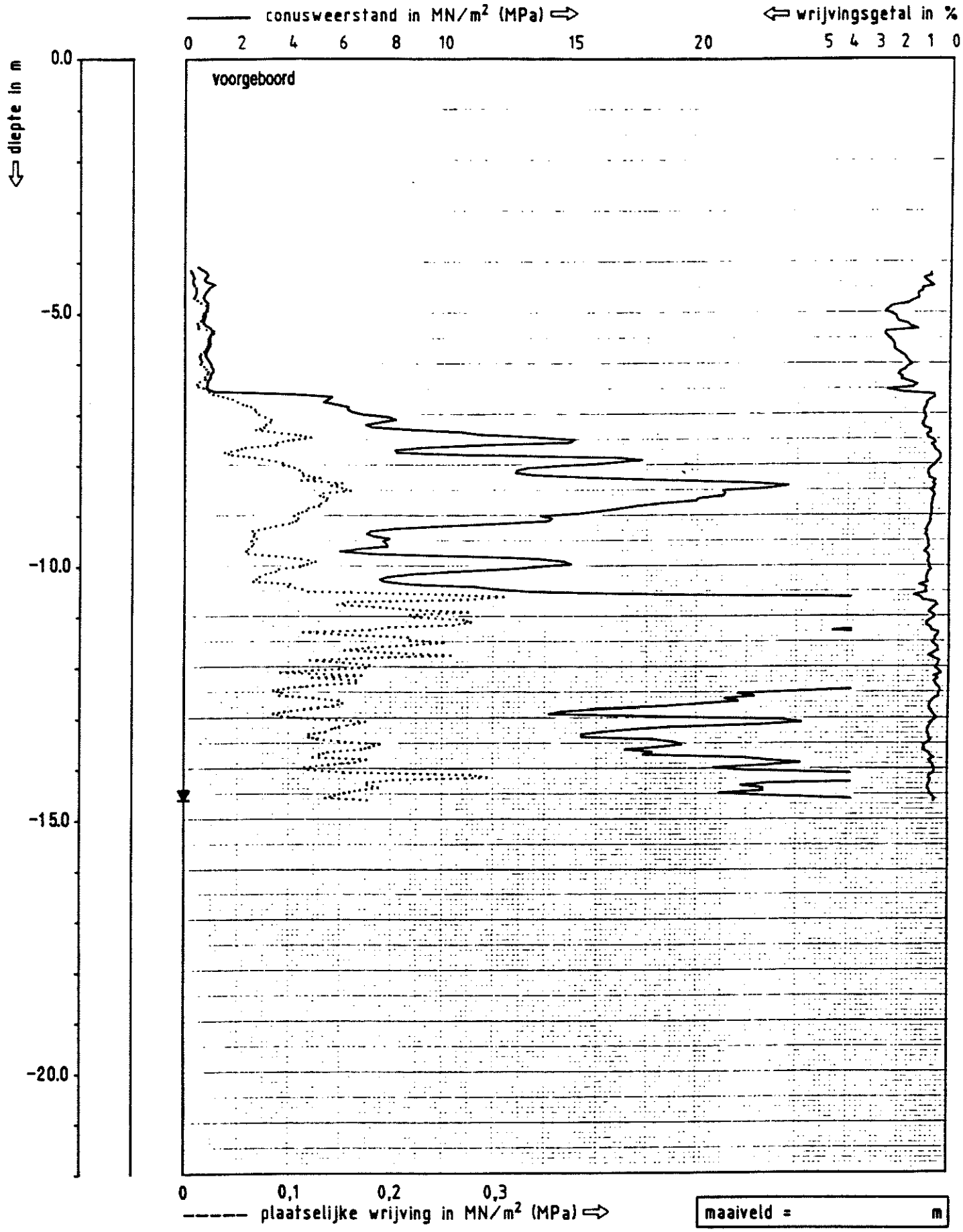
maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: electrisch	datum uitvoering	: 92 11 27
type conus	: cilindrisch kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m2	ordernummer	: 92-7851-10
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m2	sondering	nr. S-3

Grontmij

afdeling Bodem & Water



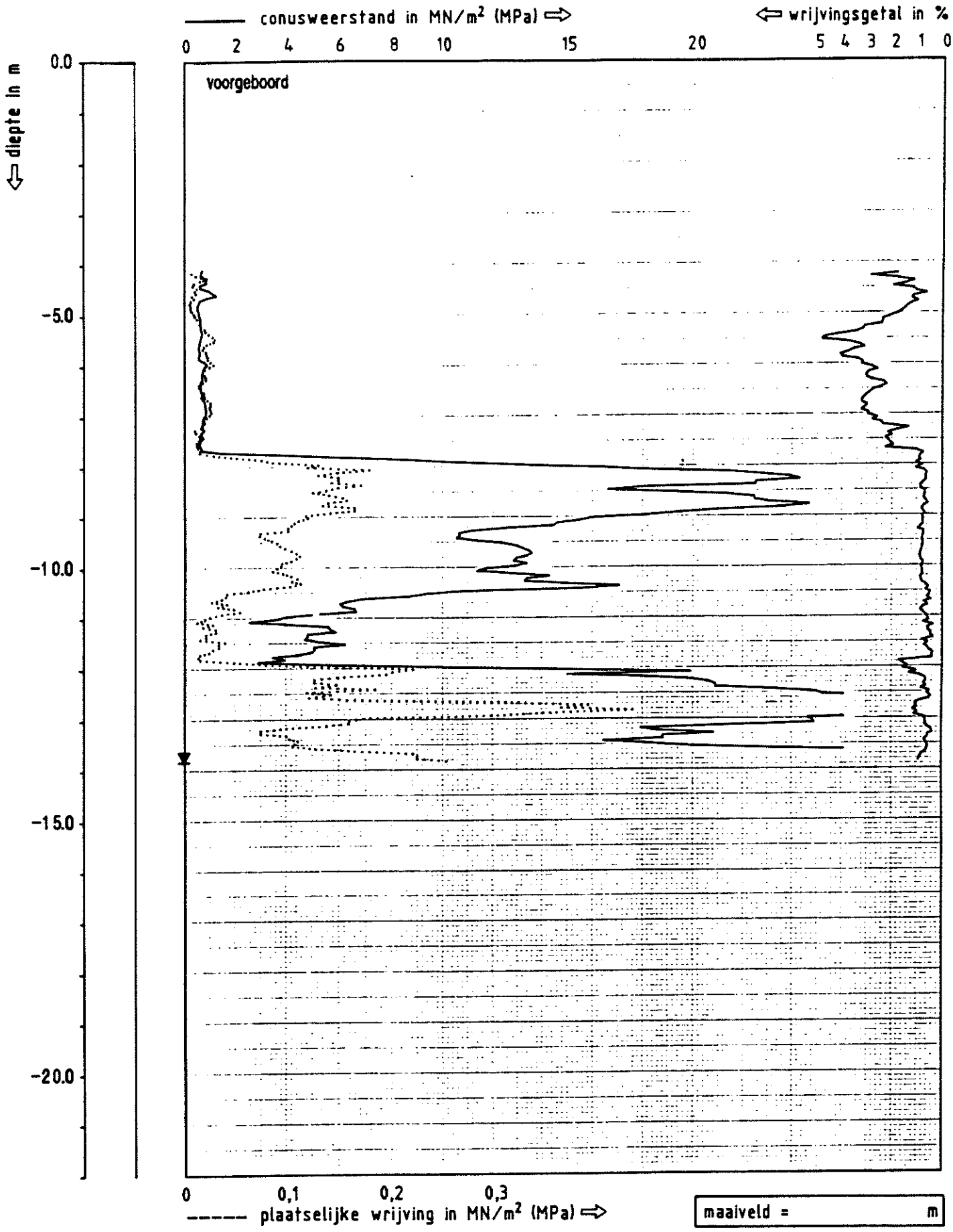
maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: electrisch	datum uitvoering	: 92 11 27
type conus	: cilindrisch kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m2	ordernummer	: 92-7851-10
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m2	sondering	nr. S-4

Grontmij

afdeling Bodem & Water



maaiveld = m

NEN 3680

systeem	: electrisch	datum uitvoering	: 92 11 27
type conus	: cilindrisch kleefmantel	project	: Grave kademuur
hellingmeter	: nee		
meetbereik conus	: 50 MN/m2	ordernummer	: 92-7851-10
meetbereik kleefmantel	: 50 MN/m2	sondering	nr. S-5

Grontmij

afdeling Bodem & Water

Resultaten grondonderzoek Cuijk - Ravenstein

Dijktraject 36-2 Cuijk - Ravenstein
GA231074.R0.1.V1.0

23 oktober 2023



GEONIUS

Resultaten grondonderzoek Cuijk - Ravenstein

Dijktraject 36-2 Cuijk - Ravenstein
Documentnummer GA231074.R0.1.V1.0
23 oktober 2023

Opdrachtgever
Waterschap Aa en Maas
Pettelaarpark 70
5216P P 's-Hertogenbosch

+31 88 130 06 00
info@geonius.nl
Postbus 1097
6160 BB Geleen

Geonius.nl

Functie	Naam	Paraaf
Senior Projectleider	5.1.2.e	5.1.2.e
Collegiale toets	5.1.2.e	5.1.2.e

Inhoud

1 Inleiding 4
1.1 Onderzoeksopzet 4
1.2 Inmeting 4
1.3 Terreingesteldheid en projectomgeving 4
1.4 Sonderingen 4
1.5 Mechanische boringen 6
1.6 Handboringen 6
1.7 Grondwater 7
2 Asfaltonderzoek 8
3 Milieukundig lab werk 9

Bijlagen

Bijlage 1 Situatietekening
Bijlage 2 Coordinaten grondonderzoek
Bijlage 3 Materieel
Bijlage 4 Sondeergrafieken
Bijlage 5 Sondeergrafoeken met Robertson classificatie
Bijlage 6 Mechanische boringen
Bijlage 7 Handboringen
Bijlage 8 Asfaltonderzoek
Bijlage 9 Milieukundig onderzoek

Bijlagen

Bijlage 1 Situatietekening



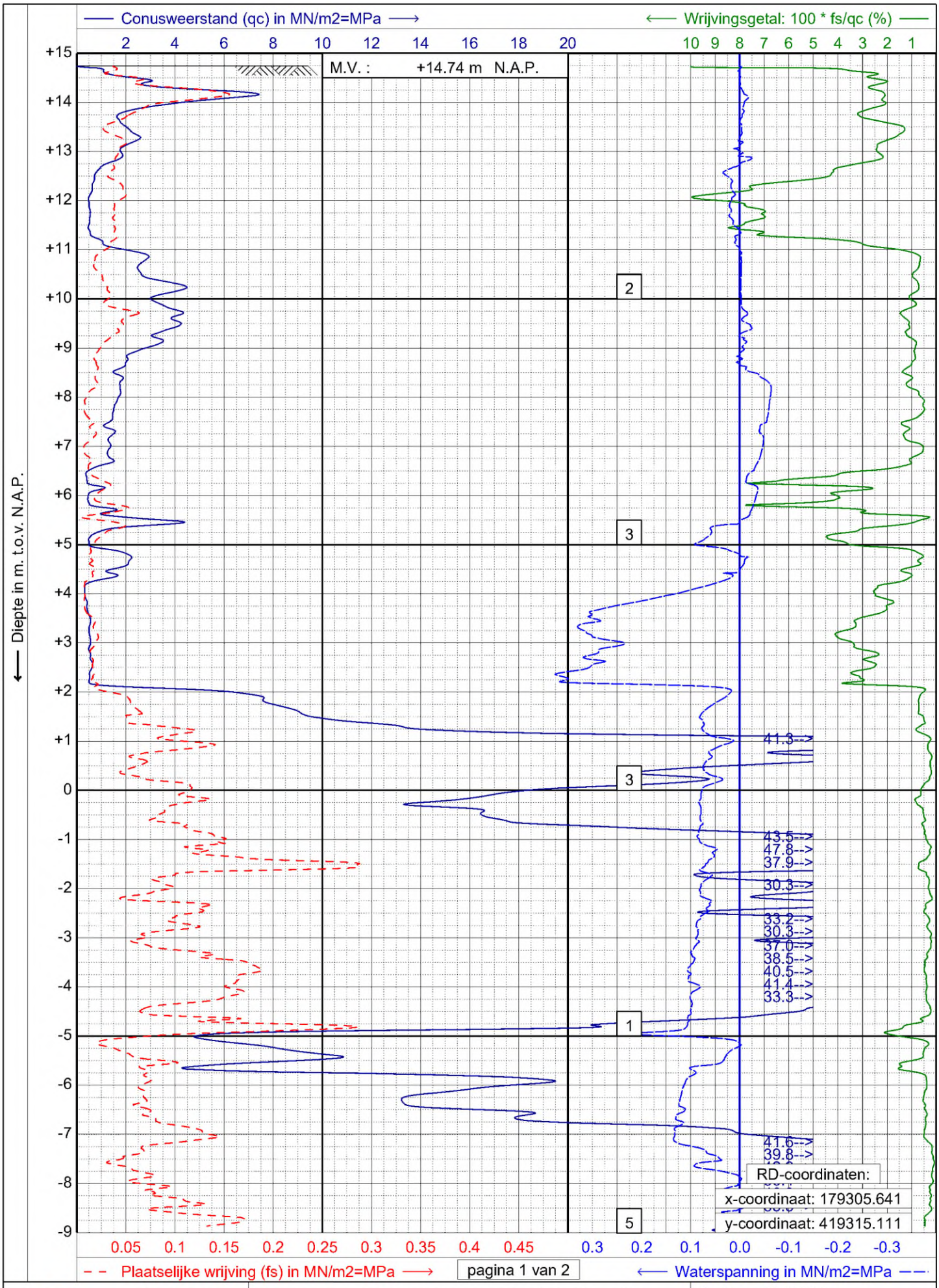
Project	Grondonderzoek Cuijk - Ravenstein		
Locatie			
Onderdeel	Situatietekening		
Projectnr	GA231074	Projectleider	5.1.2.e
Bijlagenr	T25	Getekend	5.1.2.e
Datum	20-10-2023	Formaat	A3

GEONIUS
Geonius Geotechniek
+31 (0) 88 1300 600
De Asselen Kuil 10
6161 RD Geleen
www.geonius.nl

Schaal 1:1.000

0 10 20 30 40 50 m

Bijlage 4 Sondeergrafieken



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

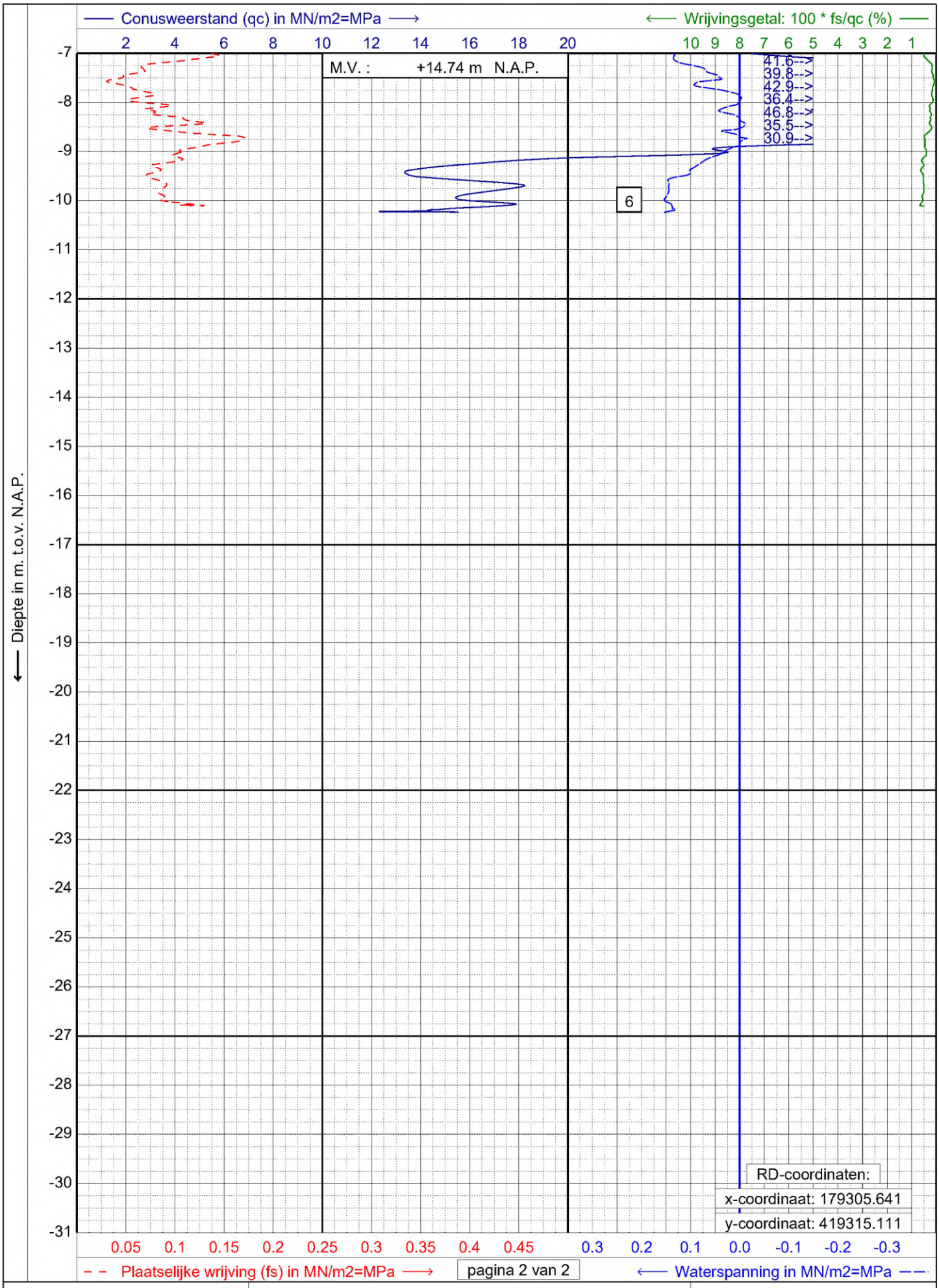
Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **20-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.2007**

Opdracht : **GA231074**

Sondering: **SOP_36-2_A272+040_KR**



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

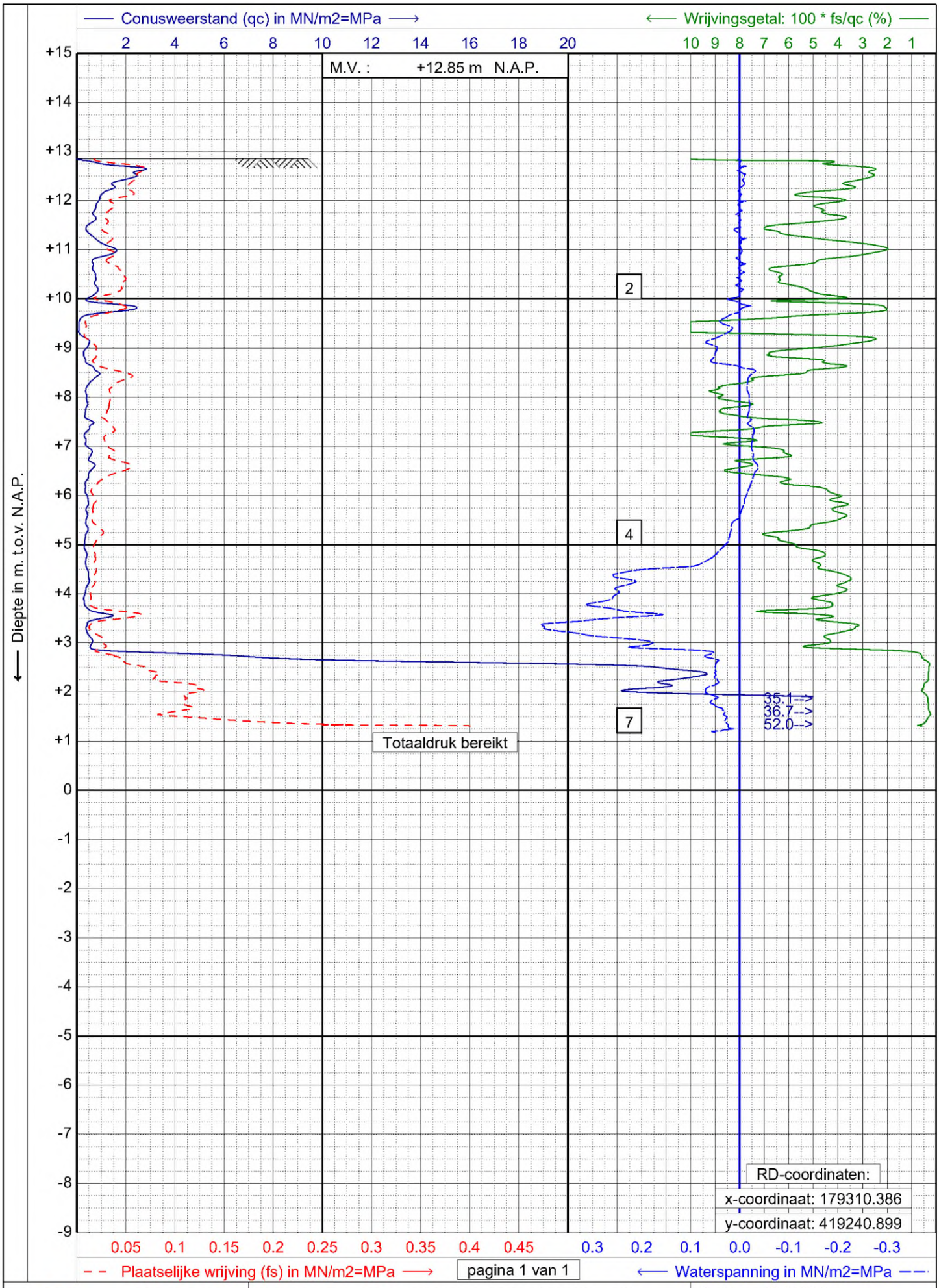
Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **20-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.2007**

Opdracht : **GA231074**

Sondering: **SOP_36-2_A272+040_KR**



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

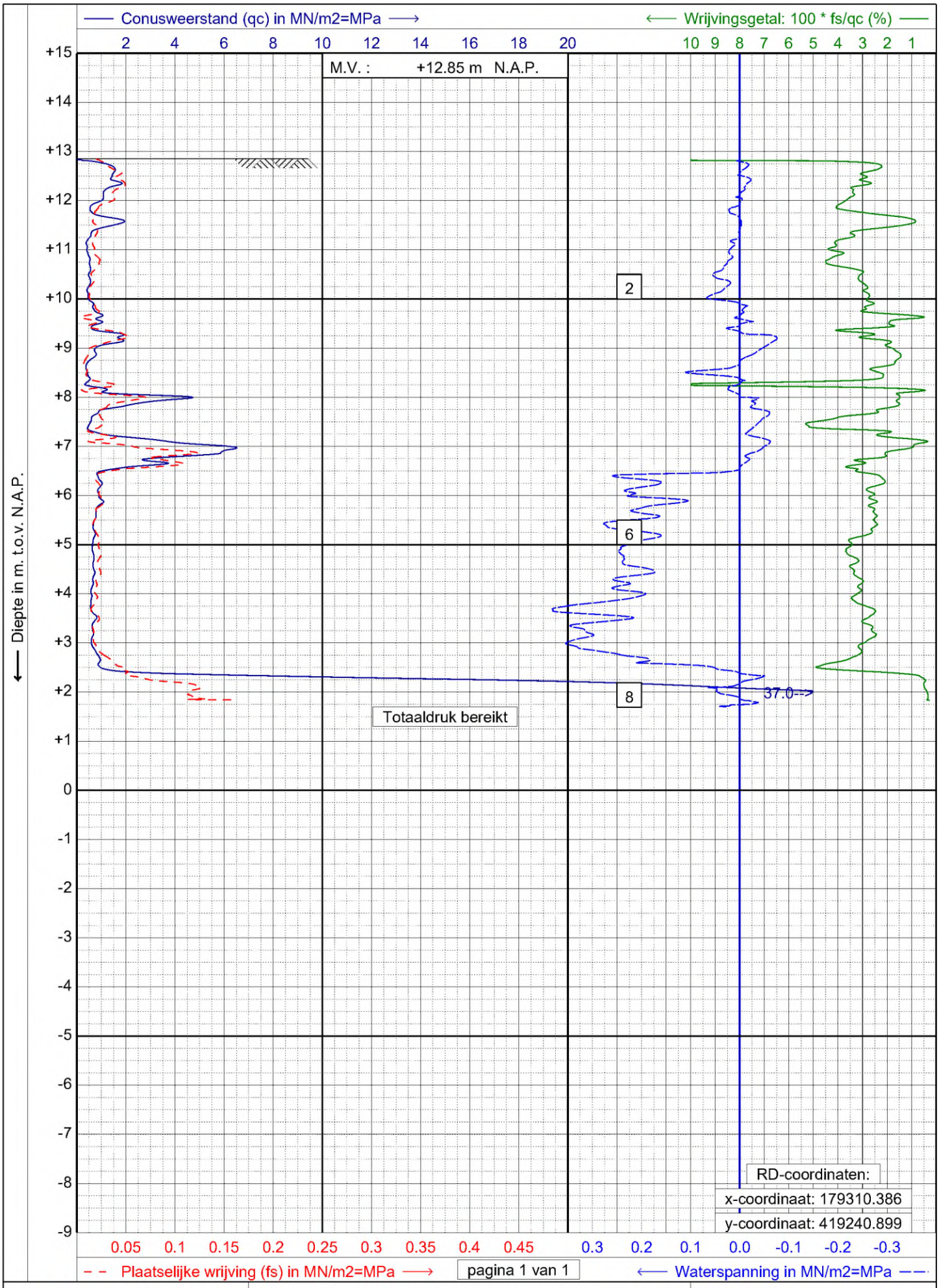
Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **20-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.2007**

Opdracht : **GA231074**

Sondering: **SOP_36-2_A273+030_KR**



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

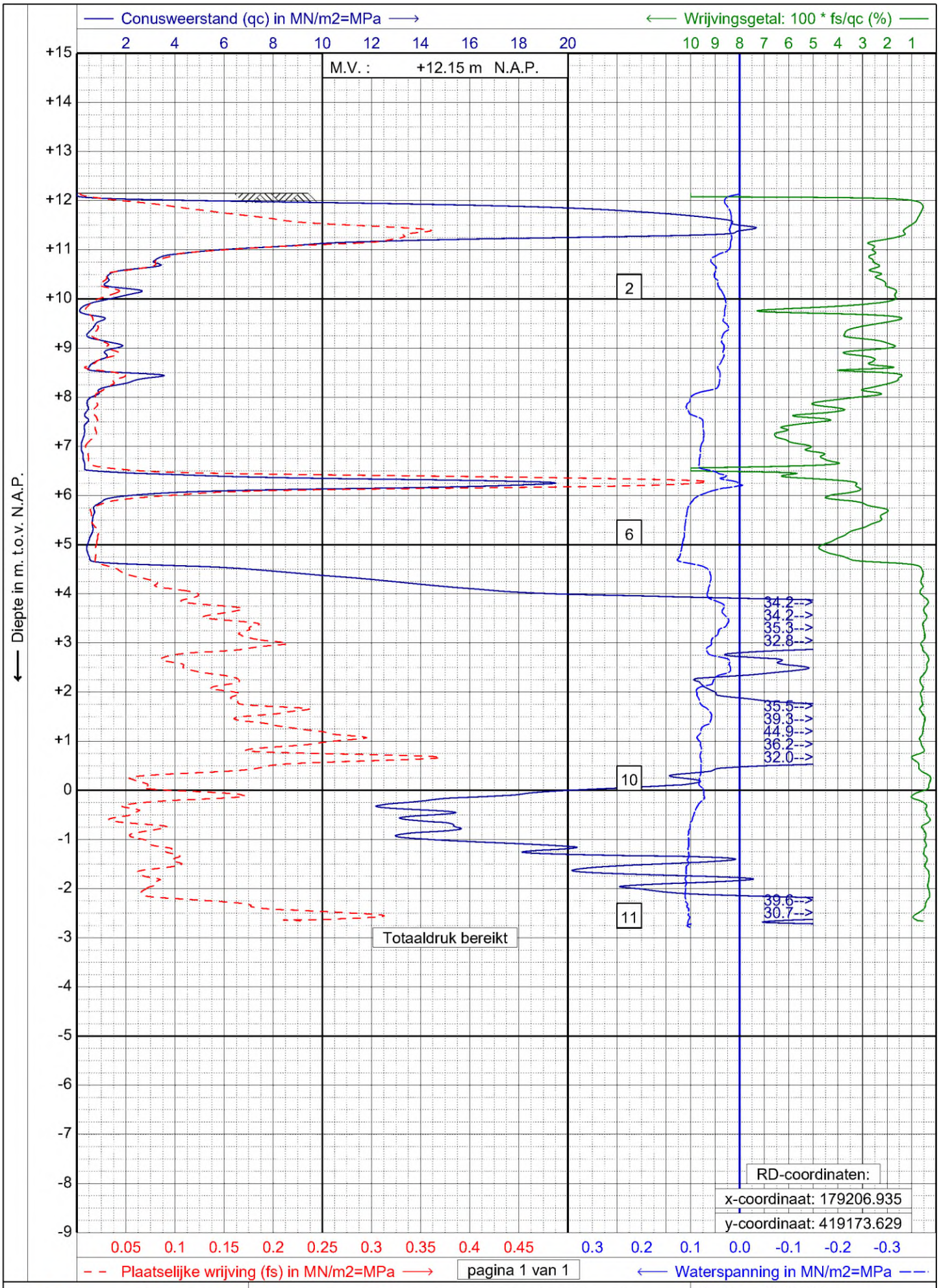
Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **20-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.2007**

Opdracht : **GA231074**

Sondering: **SOP_36-2_A273+030_KR-A**



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

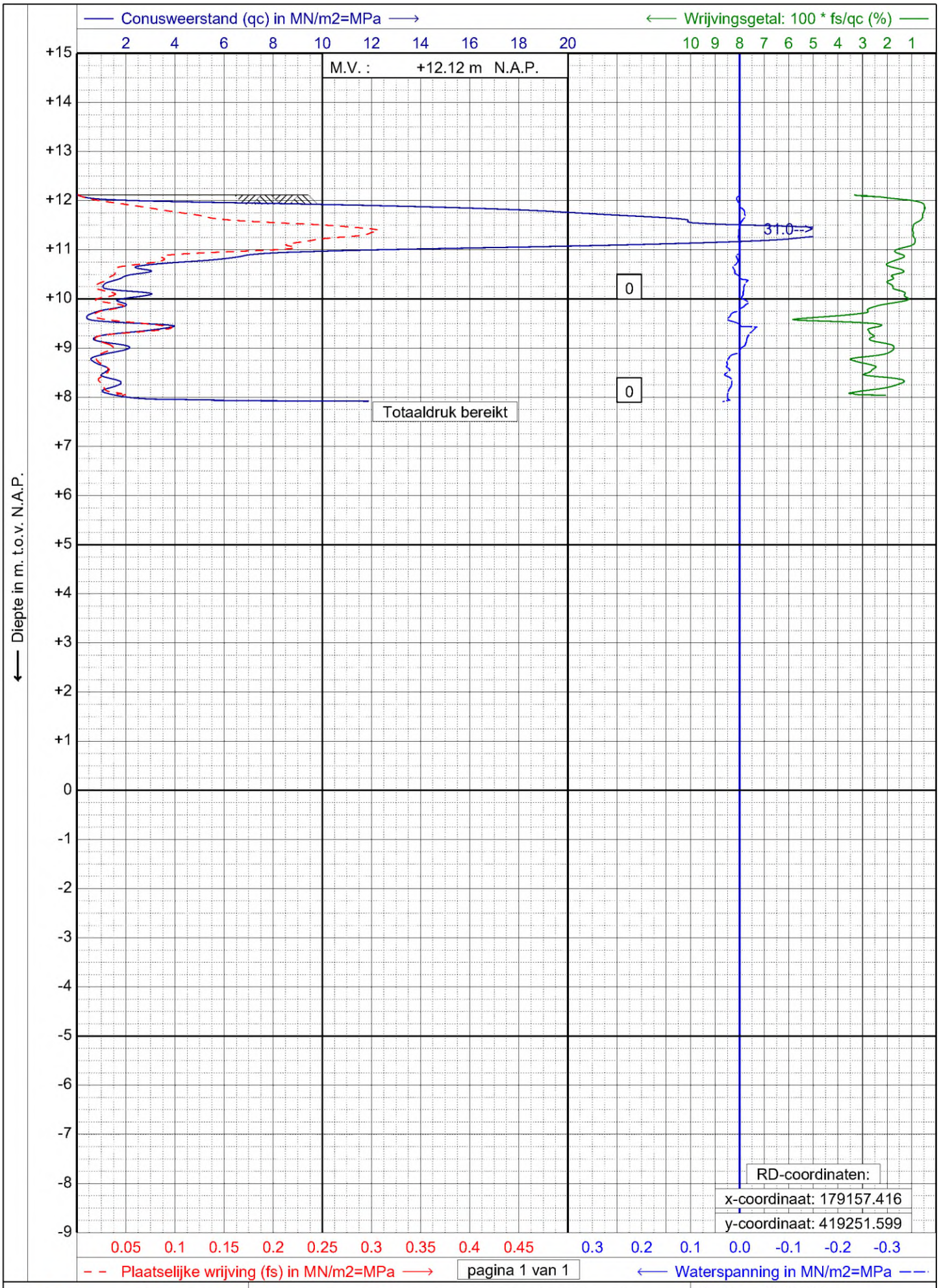
Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **13-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.1953**

Opdracht : **GA231074**

Sondering: **SOP_36-2_A274+060_KR**



GEONIUS
www.geonius.nl
E-mail: info@geonius.nl
Tel.: 088-1300600

Sondering volgens NEN-EN-ISO 22476-1, klasse 2 Type: TE2

Project : **Grondonderzoek**

Locatie : **Cuijk - Ravenstein**

Datum : **13-09-2023**

Conus : **S15-CFIP.1953**

Opdracht : **GA231074**

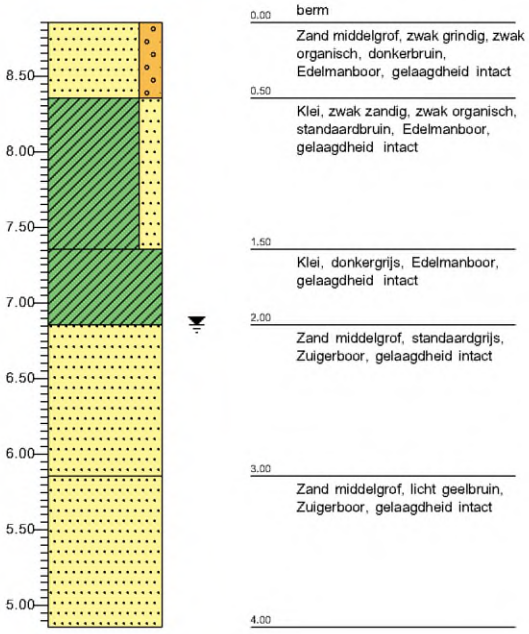
Sondering: **SOP_36-2_A275+050_KR**

Bijlage 7 Handboringen

Boring: HB_36-2_A260+000_bite

Maaiveldhoogte: 8.855 m.t.o.v. N.A.P.
Grondwaterstand (cm.-mv.): 200
Datum: 1-9-2023

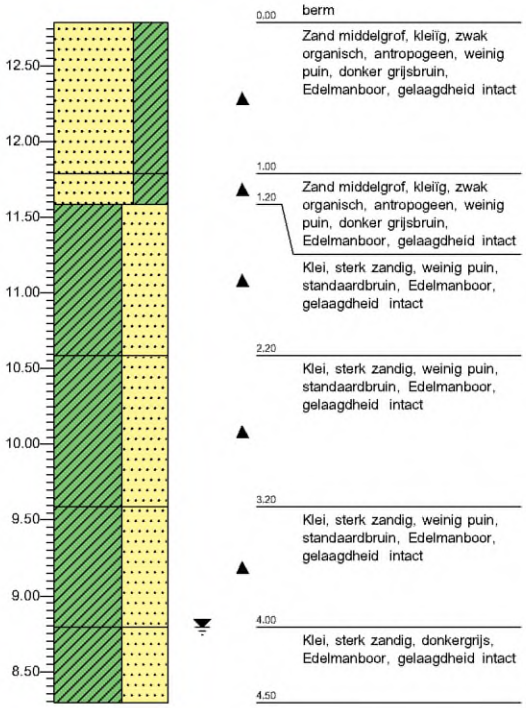
X-coördinaat: 179967,73
Y-coördinaat: 418502,49



Boring: HB_36-2_A273+030_Kr

Maaiveldhoogte: 12.79 m.t.o.v. N.A.P.
Grondwaterstand (cm.-mv.): 400
Datum: 13-9-2023

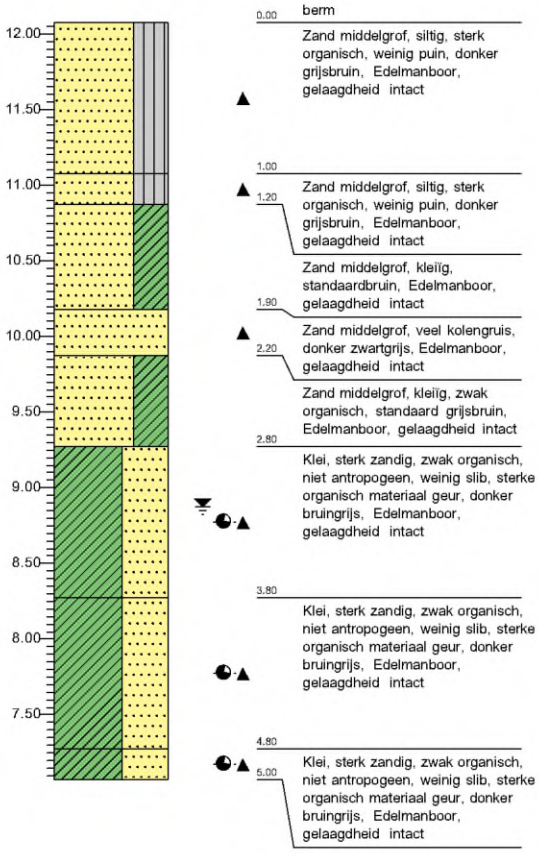
X-coördinaat: 179310,08
Y-coördinaat: 419241,52



Boring: HB_36-2_A274+070_Kr

Maaiveldhoogte: 12.076 m.t.o.v. N.A.P.
Grondwaterstand (cm.-mv.): 320
Datum: 13-9-2023

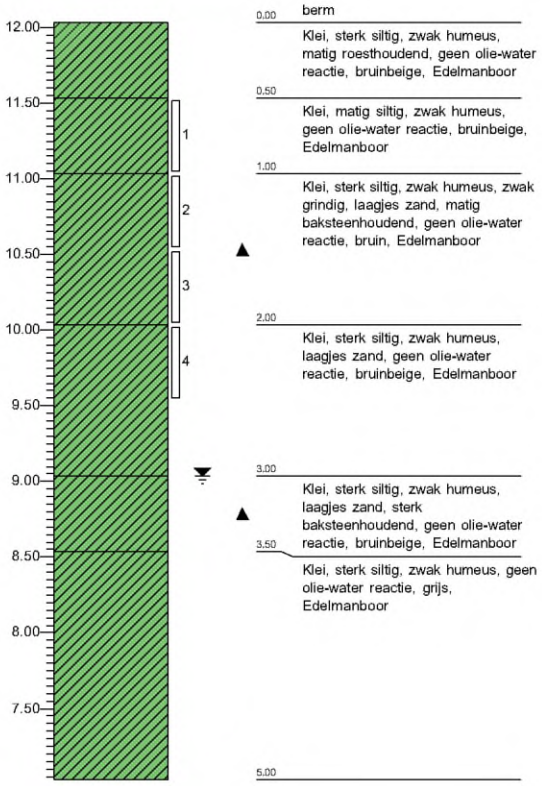
X-coördinaat: 179204,15
Y-coördinaat: 419177,98



Boring: HB_36-2_A275+060_Kr

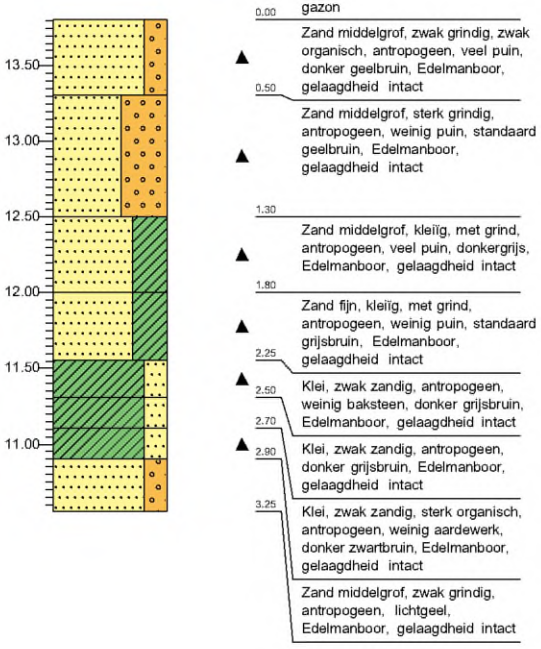
Maaiveldhoogte: 12.034 m.t.o.v. N.A.P.
Grondwaterstand (cm.-mv.): 300
Datum: 13-9-2023

X-coördinaat: 179162,35
Y-coördinaat: 419246,51



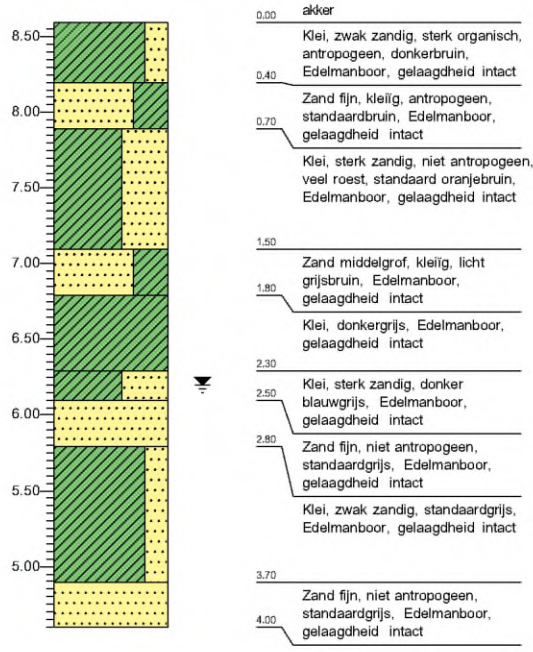
Boring: HB_36-2_A276+060_Kr

Maaiveldhoogte: 13.807 m.t.o.v. maaiveld
X-coördinaat: 179106,37
Y-coördinaat: 419302,46
Datum: 13-9-2023
Opmerking: Geen grondwater aangetroffen.



Boring: HB_36-2_A277+070_vl

Maaiveldhoogte: 8.596 m.t.o.v. maaiveld
Grondwaterstand (cm.-mv.): 240
Datum: 27-9-2023
X-coördinaat: 179186,66
Y-coördinaat: 419463,48



Geonius.nl

Geonius is een middelgroot interdisciplinair ingenieursbureau met brede expertise binnen de GWW- en bouwsector. Door onze unieke combinatie van vakkennis op het gebied van wegen, geotechniek, milieu, geodesie, water, ruimtelijke ontwikkeling, landschap, archeologie en ecologie zijn wij goed in staat mee te denken met de klant en projecten zelfstandig uit te voeren. Grenzen tussen de verschillende divisies vervagen, waardoor steeds meer projecten integraal door ons worden uitgevoerd.

Geonius hecht veel waarde aan een informele, positieve bedrijfscultuur, het welzijn van medewerkers en maatschappelijke betrokkenheid.

- Wegen
- Geotechniek
- Milieu
- Geodesie
- Water
- Ruimtelijke ontwikkeling
- Landschap
- Archeologie
- Ecologie

GEONIUS

Bijlage C. Invoersheets PLAXIS

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 266-1

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dun	Steunbeer	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	11528679	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	23,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	23,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+06	5,00E+06	2,50E+05	1,00E+06	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 266-1

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	ZandSterkK	KleiZavel1	ZandZwakl	KleiZavel2	ZandZwakl	ZandMatig	
Colour	363263	6740902	1754879	6740902	1754879	3734247	
Drainage	Drained	Undrained(	Drained	Undrained(	Drained	Drained	
γ_{dr}	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	18,0	20,0	18,0	20,0	20,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	1,50E+04	3,00E+03	3,50E+04	3,00E+03	3,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	1,50E+04	3,00E+03	3,50E+04	3,00E+03	3,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	6,00E+04	1,20E+04	1,40E+05	1,20E+04	1,40E+05	1,80E+05	[kN/m^2]
m	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5	0,5	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	5,0	0,0	5,0	0,0	0,0	[kN/m^2]
φ'	25,0	22,5	27,0	22,5	27,0	32,5	[°]
ψ	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}							
R_f							
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0							
OCR	1	1	1	1	1	1	[-]
POP	0	0	0	0	0	0	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	2,20E-05	4,70E-04	1,50E-05	2,50E-05	8,10E-05	4,50E-05	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	2,20E+04	6,36E+05	5,50E+04	1,59E+05	6,55E+05	[kN/m^2]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-1

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	[kN/m]
EA_2						[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	[kNm^2/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p						[kNm/m]
$N_{p,1}$						[kN/m]
$N_{p,2}$						[kN/m]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-1

Embedded beam rows

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Grout_hoh5	Grout_hoh375	
Materiaal type	Elastic	Elastic	
E	1,00E+07	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	5,0	[kN/m^3]
Beam type	Predefinec	Predefined	
Predef. beam type	Massive circ	Massive circular beam	
Width			[m]
Diameter	0,20	0,20	[m]
Thickness			[m]
A			[m^2]
I			[m^4]
$L_{spacing}$	5,00	3,75	[m]
M_p			[kNm]
N_p			[kN]
Axial skin resistance	Linear	Linear	
$T_{skin, start, max}$	200,0	250,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	200,0	250,0	[kN/m]
T_{max}			[kN/m]
Multi-lin. axial res.			
Lateral skin res.	Linear	Linear	
$T_{lat, start, max}$	5,0	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	5,0	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.			
F_{max}	0	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-1

Ankers

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Staaf_hoh37	Staaf_hoh500	
Materiaal type	Elastic	Elastic	
EA	1,85E+05	1,85E+05	[kN]
$L_{spacing}$	3,75	5,00	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$			[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$			[kN]

E	2,10E+08	[kN/m2]	
D_ini	52	[mm]	
d_ini	23,6	[mm]	
corr	11	[mm]	o.b.v. 11 mm/100 jaar (NEN6766) uitgaande van 100 jaar (1975 - 2075)
D_cor	41	[mm]	
d_cor	23,6	[mm]	
A_cor	883	[mm2]	
EA	185392	[kN]	

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-1 o.b.v. B4 (Grontmij, 1978)

Basis van het model

Naam: CuRa - Grave - Sectie 266-1 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	B4	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandSterkKleiigHSS	11,90	m NAP
KleiZavel1HSS	9,50	m NAP
ZandZwakKleiig1HSS	7,70	m NAP
KleiZavel2HSS	7,30	m NAP
ZandZwakKleiig2HSS	5,70	m NAP
ZandMatigHSS	4,20	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 266-6 & 266-7

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 266-6 & 266-7

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	ZandLos1	ZandLos2	KleiMatig	ZandMatig	
Colour	3734247	3734247	1048391	3725050	
Drainage	Drained	Drained	Undrained(	Drained	
γ_{dr}	17,0	17,0	17,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	19,0	19,0	17,0	20,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	1,50E+04	1,50E+04	2,00E+03	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	1,50E+04	1,50E+04	1,00E+03	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	6,00E+04	6,00E+04	1,60E+04	1,80E+05	[kN/m^2]
m	0,5	0,5	0,8	0,5	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	0,0	5,0	0,0	[kN/m^2]
φ'	30,0	30,0	17,5	32,5	[°]
ψ	0,0	0,0	0,0	2,5	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}					
R_f					
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0					
OCR	1	1	1	1	[-]
POP	0	0	10	0	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	4,80E-05	1,20E-04	4,70E-04	7,10E-05	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	1,09E+05	2,90E+04	3,27E+05	[kN/m^2]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-6 & 266-7

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_400	Ontlastvloe	Palenwand	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	1,00E+07	1,58E+07	3,64E+06	[kN/m]
EA_2								[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	1,33E+05	3,20E+05	2,66E+04	[kNm²/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p								[kNm/m]
$N_{p,1}$								[kN/m]
$N_{p,2}$								[kN/m]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-6 & 266-7

Embedded beam rows

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	NMS450	Grout_hoh220	
Materiaal type	Elastic	Elastic	
E	2,10E+08	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	5,0	[kN/m^3]
Beam type	User-defin	Predefined	
Predef. beam type		Massive circular beam	
Width			[m]
Diameter		0,20	[m]
Thickness			[m]
A	7,81E-03		[m^2]
I	5,70E-05		[m^4]
$L_{spacing}$	2,20	2,20	[m]
M_p			[kNm]
N_p			[kN]
Axial skin resistance	Linear	Linear	
$T_{skin, start, max}$	200,0	100,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	200,0	100,0	[kN/m]
T_{max}			[kN/m]
Multi-lin. axial res.			
Lateral skin res.	Linear	Linear	
$T_{lat, start, max}$	50,0	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	50,0	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.			
F_{max}	1000	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-6 & 266-7

Ankers

Invoer gegevens		
Benodigd		
Naam materiaal	Staaf_hoh220	
Materiaal type	Elastic	
EA	7,27E+04	[kN]
$L_{spacing}$	2,20E+00	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$		[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$		[kN]

E	2,10E+08	[kN/m2]	
D_ini	32	[mm]	
corr	11	[mm]	o.b.v. 11 mm/100 jaar (NEN6766) uitgaande van 100 jaar (1975 - 2075)
D_cor	21	[mm]	
A_cor	346	[mm2]	
EA	72736	[kN]	

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 266-6 & 266-7 o.b.v. 270C (Grontmij, 1998)

Basis van het model

Naam: CuRa - Grave - Sectie 266-7 & 266-7 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S270	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandLos1HSS	12,40	m NAP
ZandLos2HSS	8,00	m NAP
KleiMatigHSS	4,50	m NAP
ZandMatigHSS	4,00	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 267-2

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 267-2

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	ZandMatig1	ZandLos	KleiMatig1	KleiMatig2	ZandSterkl	ZandMatig2	
Colour	3734247	10616307	1048391	1048391	6740902	3734247	
Drainage	Drained	Drained	Undrained(	Undrained(	Drained	Drained	
γ_{dr}	18,0	17,0	17,0	17,0	18,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	19,0	17,0	17,0	20,0	20,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	4,50E+04	1,50E+04	2,00E+03	2,00E+03	1,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	4,50E+04	1,50E+04	1,00E+03	1,00E+03	1,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	1,80E+05	6,00E+04	1,60E+04	1,60E+04	6,00E+04	1,80E+05	[kN/m^2]
m	0,5	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	0,0	5,0	5,0	0,0	0,0	[kN/m^2]
φ'	32,5	30,0	17,5	17,5	25,0	32,5	[°]
ψ	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}							
R_f							
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0							
OCR	1	1	1	1	1	1	[-]
POP	0	0	10	10	0	0	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	5,70E-06	5,00E-05	3,10E-04	3,90E-04	1,30E-04	7,60E-05	[-]
G_0^{ref}	3,27E+05	1,09E+05	2,90E+04	2,90E+04	1,09E+05	3,27E+05	[kN/m^2]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-2

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_stijf	Beton_500	Beton_250		Beton_330	Beton_koppelbalk
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic		Elastic	Elastic
Isotropic	True	True	True	True	True		True	True
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06		8,25E+06	1,83E+06
EA_2								
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04		7,49E+04	3,81E+04
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000	0,000
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20		0,20	0,20
M_p								
$N_{p,1}$								
$N_{p,2}$								

EA_1	[kN/m]						
EA_2	[kN/m]						
EI	[kNm^2/m]						
w	[kN/m/m]						
v	[-]						
M_p	[kNm/m]						
$N_{p,1}$	[kN/m]						
$N_{p,2}$	[kN/m]						

Koppelbalk

H	0,5	m		
B	0,6	m		
h.o.h.	4,1	m		
A	0,3	m^2	=	0,0731707 m^2/m
E	25000000	kN/m^2		
EA	1829268	kN/m		
I	0,00625	m^4	=	0,0015244 m^4/m
EI	38109,76	kNm^2/m		

Wand

H	1	m		
B	0,33	m		
A	0,33	m^2/m		
E	25000000	kN/m^2		
EA	8250000	kN/m		
I	0,002995	m^4	=	0,002995 m^4/m
EI	74868,75	kNm^2/m		

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-2

Embedded beam rows

Invoer gegevens		
Benodigd		
Naam materiaal	Grout_hoh220	
Materiaal type	Elastic	
E	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	[kN/m^3]
Beam type	Predefined	
Predef. beam type	Massive circular beam	
Width		[m]
Diameter	0,20	[m]
Thickness		[m]
A		[m^2]
I		[m^4]
$L_{spacing}$	2,20	[m]
M_p		[kNm]
N_p		[kN]
Axial skin resistance	Linear	
$T_{skin, start, max}$	150,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	150,0	[kN/m]
T_{max}		[kN/m]
Multi-lin. axial res.		
Lateral skin res.	Linear	
$T_{lat, start, max}$	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.		
F_{max}	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-2

Ankers

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Staaf_hoh220	
Materiaal type	Elastic	
EA	7,27E+04	[kN]
$L_{spacing}$	2,20	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$		[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$		[kN]

E	2,10E+08	[kN/m2]	
D_ini	32	[mm]	
corr	11	[mm]	o.b.v. 11 mm/100 jaar (NEN6766) uitgaande van 100 jaar (1975 - 2075)
D_cor	21	[mm]	
A_cor	346	[mm2]	
EA	72736	[kN]	

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-2 o.b.v. sondering 2 (Grontmij, 1976)

Basis van het model

Naam	CuRa - Grave - Sectie 267-2 - VO				
Contour PLAXIS model:					
xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S2	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandMatig1HSS	12,41	m NAP
ZandLosHSS	11,00	m NAP
KleiMatig1HSS	9,50	m NAP
KleiMatig2HSS	8,00	m NAP
ZandSterkKleiigHSS	5,50	m NAP
ZandMatig2HSS	3,00	m NAP

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset Sectie 267-4

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset Sectie 267-4

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd			
Naam materiaal	Zand	KleiZavel	
Colour	3734247	6740902	
Drainage	Drained	Undrained(A)	
γ_{dr}	18,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	18,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	9,00E+04	9,00E+03	[kN/m^2]
m	0,5	0,8	[-]
v	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	5,0	[kN/m^2]
φ'	30,0	22,5	[°]
ψ	0,0	0,0	[°]
Use Default	Yes	Yes	
K_0^{NC}			
R_f			
Interface	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	
K_0			
OCR	1	1	[-]
POP	0	10	[kN/m^2]
Additioneel HSS			
$\gamma_{0.7}$	1,30E-04	6,40E-04	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	2,20E+04	[kN/m^2]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-4

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	[kN/m]
EA_2						[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	[kNm^2/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p						[kNm/m]
$N_{p,1}$						[kN/m]
$N_{p,2}$						[kN/m]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-4

Embedded beam rows

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	MSP600	Grout_hoh:	Grout_hoh210	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	
E	1,00E+07	1,00E+07	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	5,0	5,0	[kN/m^3]
Beam type	Predefinec	Predefined	Predefined	
Predef. beam type	Massive circ	Massive ci	Massive circular beam	
Width				[m]
Diameter	0,60	0,20	0,20	[m]
Thickness				[m]
A				[m^2]
I				[m^4]
$L_{spacing}$	3,15	3,15	2,10	[m]
M_p				[kNm]
N_p				[kN]
Axial skin resistance	Linear	Linear	Linear	
$T_{skin, start, max}$	200,0	100,0	100,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	200,0	100,0	100,0	[kN/m]
T_{max}				[kN/m]
Multi-lin. axial res.				
Lateral skin res.	Linear	Linear	Linear	
$T_{lat, start, max}$	50,0	5,0	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	50,0	5,0	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.				
F_{max}	1000	0	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-4

Ankers

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Staaf_hoh3	Staaf_hoh210	
Materiaal type	Elastic	Elastic	
EA	2,08E+05	2,08E+05	[kN]
$L_{spacing}$	3,15	2,10	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$			[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$			[kN]

E	2,10E+08	[kN/m2]	
D_ini	52	[mm]	
d_ini	23,6	[mm]	
corr	9,35	[mm]	o.b.v. 11 mm/100 jaar (NEN6766) uitgaande van 85 jaar (1990 - 2075)
D_cor	42,65	[mm]	
d_cor	23,6	[mm]	
A_cor	991	[mm2]	
EA	208157	[kN]	

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 267-4 o.b.v. 10 (Grontmij, 1990)

Basis van het model

Naam: CuRA - Grave - Sectie 267-4 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S10	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandHSS	8,50	m NAP
KleiZavelHSS	8,00	m NAP
ZandHSS	4,00	m NAP

bestand https://swecogroup.sharepoint.com/sites/Gr_PlanuitwerkingCuijk-Ravenstein/Shared Documents/General/300 Werkdocumenten/Technisch Management/W
printtijd 26-07-2024 15:57

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 268-1

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 268-1

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Zand	KleiZavel	
Colour	3734247	6740902	
Drainage	Drained	Undrained(A)	
γ_{dr}	18,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	18,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	9,00E+04	9,00E+03	[kN/m^2]
m	0,5	0,8	[-]
v	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	5,0	[kN/m^2]
φ'	30,0	22,5	[°]
ψ	0,0	0,0	[°]
Use Default	Yes	Yes	
K_0^{NC}			
R_f			
Interface	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	
K_0			
OCR	1	1	[-]
POP	0	10	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	1,30E-04	6,40E-04	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	2,20E+04	[kN/m^2]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 268-1

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	[kN/m]
EA_2						[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	[kNm^2/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p						[kNm/m]
$N_{p,1}$						[kN/m]
$N_{p,2}$						[kN/m]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 268-1

Embedded beam rows

Invoer gegevens		
Benodigd		
Naam materiaal	Grout_hoh420	
Materiaal type	Elastic	
E	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	[kN/m^3]
Beam type	Predefined	
Predef. beam type	Massive circular beam	
Width		[m]
Diameter	0,20	[m]
Thickness		[m]
A		[m^2]
I		[m^4]
$L_{spacing}$	4,20	[m]
M_p		[kNm]
N_p		[kN]
Axial skin resistance	Linear	
$T_{skin, start, max}$	100,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	100,0	[kN/m]
T_{max}		[kN/m]
Multi-lin. axial res.		
Lateral skin res.	Linear	
$T_{lat, start, max}$	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.		
F_{max}	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 268-1

Ankers

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Bovenanker	Onderanker_hoh420	
Materiaal type	Elastic	Elastic	
EA	2,08E+05	2,08E+05	[kN]
$L_{spacing}$	4,20	4,20	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$			[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$			[kN]

E	2,10E+08	[kN/m2]	
D_ini	52	[mm]	
d_ini	23,6	[mm]	
corr	9,35	[mm]	o.b.v. 11 mm/100 jaar (NEN6766) uitgaande van 85 jaar (1990 - 2075)
D_cor	42,65	[mm]	
d_cor	23,6	[mm]	
A_cor	991	[mm2]	
EA	208157	[kN]	

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 268-1 o.b.v. 10 (Grontmij, 1990)

Basis van het model

Naam: CuRA - Grave - Sectie 268-1 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S10	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandHSS	8,50	m NAP
KleiZavelHSS	8,00	m NAP
ZandHSS	4,00	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 269-4

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset sectie 269-4

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	ZandLos	ZandSterkI	ZandMatig	KleiMatig	
Colour	3734247	6740902	3734247	1048391	
Drainage	Drained	Drained	Drained	Undrained(A)	
γ_{dr}	17,0	18,0	18,0	17,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	19,0	20,0	20,0	17,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	1,50E+04	1,50E+04	4,50E+04	2,00E+03	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	1,50E+04	1,50E+04	4,50E+04	2,00E+03	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	6,00E+04	6,00E+04	1,80E+05	8,00E+03	[kN/m^2]
m	0,5	0,5	0,5	0,8	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	0,0	0,0	5,0	[kN/m^2]
φ'	30,0	25,0	32,5	17,5	[°]
ψ	0,0	0,0	2,5	0,0	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}					
R_f					
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0					
OCR	1	1	1	1	[-]
POP	0	0	0	10	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	3,40E-05	7,50E-05	3,80E-05	3,60E-04	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	1,09E+05	8,18E+05	3,60E+04	[kN/m^2]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 269-4

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	[kN/m]
EA_2						[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	[kNm^2/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p						[kNm/m]
$N_{p,1}$						[kN/m]
$N_{p,2}$						[kN/m]

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 269-4 o.b.v. 270C (Grontmij, 1998)

Basis van het model

Naam: CuRa - Grave - Sectie 269-4 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S270	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandLosHSS	11,50	m NAP
ZandSterkKleiigHSS	8,50	m NAP
KleiMatigHSS	6,50	m NAP
ZandMatigHSS	3,50	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 270-1

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 270-1

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Zand	KleiZavel	KleiMatig	ZandLos	ZandSterkl	ZandMatig	
Colour	3734247	6740902	1048391	3734247	6740902	3734247	
Drainage	Drained	Undrained(	Undrained(	Drained	Drained	Drained	
γ_{dr}	18,0	18,0	17,0	17,0	18,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	18,0	17,0	19,0	20,0	20,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	2,00E+03	1,50E+04	1,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	3,00E+04	3,00E+03	2,00E+03	1,50E+04	1,50E+04	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	9,00E+04	9,00E+03	8,00E+03	6,00E+04	6,00E+04	1,80E+05	[kN/m^2]
m	0,5	0,8	0,8	0,5	0,5	0,5	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	5,0	5,0	1,0	0,0	0,0	[kN/m^2]
φ'	30,0	22,5	17,5	30,0	25,0	32,5	[°]
ψ	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}							
R_f							
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0							
OCR	1	1	1	1	1	1	[-]
POP	0	10	0	0	0	0	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	1,30E-04	6,40E-04	3,60E-04	3,40E-05	7,50E-05	3,80E-05	[-]
G_0^{ref}	1,09E+05	2,20E+04	3,60E+04	1,09E+05	1,09E+05	8,18E+05	[kN/m^2]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 270-1

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	Larssen_2(	Larssen_20_org	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	1,14E+06	2,11E+06	[kN/m]
EA_2								[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	6,56E+03	1,39E+04	[kNm^2/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p								[kNm/m]
$N_{p,1}$								[kN/m]
$N_{p,2}$								[kN/m]

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 270-1 o.b.v. 270C (Grontmij, 1998)

Basis van het model

Naam	CuRa - Grave - Sectie 270-1 - VO				
Contour PLAXIS model:					
xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S270	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandLosHSS	11,50	m NAP
ZandSterkKleiigHSS	8,50	m NAP
KleiMatigHSS	6,50	m NAP
ZandMatigHSS	3,50	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 273-2

Linear Elastic

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Beton	Metselwerk	Metselwerk	Beton_dummy	
Colour	9995914	11452863	11001047	9995914	
Drainage	Non-porous	Non-porous	Non-porous	Non-porous	
γ_{dr}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	25,0	21,0	22,0	25,0	[kN/m^3]
E	2,50E+07	5,00E+04	5,00E+04	2,50E+05	[kN/m^2]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXsoilmat 1.4

Generen van de materiaalset in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXsoilmatXLSX - Plaxis V23.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	Parameterset VO sectie 273-2

Hardening Soil (Small)

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	ZandMatig1	KleiMatig1	KleiSterkZa	KleiMatig2	ZandMatig2	
Colour	3734247	6740902	3719418	6740902	3734247	
Drainage	Drained	Undrained(	Undrained(	Undrained(	Drained	
γ_{dr}	18,0	17,0	18,0	17,0	18,0	[kN/m^3]
γ_{nat}	20,0	17,0	18,0	17,0	20,0	[kN/m^3]
E_{50}^{ref}	4,50E+04	2,00E+03	2,00E+03	2,00E+03	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	4,50E+04	2,00E+03	2,00E+03	2,00E+03	4,50E+04	[kN/m^2]
E_{ur}^{ref}	1,80E+05	8,00E+03	8,00E+03	8,00E+03	1,80E+05	[kN/m^2]
m	0,5	0,8	0,8	0,8	0,5	[-]
v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	[-]
c'_{ref}	0,0	5,0	0,0	5,0	0,0	[kN/m^2]
φ'	32,5	17,5	27,5	17,5	32,5	[°]
ψ	2,5	0,0	0,0	0,0	2,5	[°]
Use Default	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	
K_0^{NC}						
R_f						
Interface	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	
R_{inter}	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
K_0 determination	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	
K_0						
OCR	1	1	1	1	1	[-]
POP	0	10	10	10	0	[kN/m^2]

Additioneel HSS

$\gamma_{0.7}$	2,00E-06	5,60E-04	3,00E-04	4,10E-04	1,10E-04	[-]
G_0^{ref}	3,27E+05	1,50E+04	3,60E+04	3,60E+04	2,05E+05	[kN/m^2]

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 273-2

Plates

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Dummy_bet	Dummy_be	Dummy_st	Beton_500	Beton_250	AZ20-700-355	
Materiaal type	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	
Isotropic	True	True	True	True	True	True	
EA_1	1,25E+04	6,25E+03	1,00E+09	1,25E+07	6,25E+06	2,01E+06	[kN/m]
EA_2							[kN/m]
EI	2,60E+02	3,25E+01	1,00E+09	2,60E+05	3,25E+04	5,55E+04	[kNm²/m]
w	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	[kN/m/m]
v	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	[-]
M_p							[kNm/m]
$N_{p,1}$							[kN/m]
$N_{p,2}$							[kN/m]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

SWECO

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 273-2

Embedded beam rows

Invoer gegevens

Benodigd

Naam materiaal	Grout	
Materiaal type	Elastic	
E	1,00E+07	[kN/m^2]
γ	5,0	[kN/m^3]
Beam type	Predefined	
Predef. beam type	Massive circular beam	
Width		[m]
Diameter	0,15	[m]
Thickness		[m]
A		[m^2]
I		[m^4]
$L_{spacing}$	2,80	[m]
M_p		[kNm]
N_p		[kN]
Axial skin resistance	Linear	
$T_{skin, start, max}$	250,0	[kN/m]
$T_{skin, end, max}$	250,0	[kN/m]
T_{max}		[kN/m]
Multi-lin. axial res.		
Lateral skin res.	Linear	
$T_{lat, start, max}$	5,0	[kN/m]
$T_{lat, end, max}$	5,0	[kN/m]
Multi-lin. lat. res.		
F_{max}	0	[kN]

SW-PLXconstrmat 1.0

Generen van de materiaalset in PLAXIS op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 20181211-JJH-PLXconstrmatXLSX
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 273-2

Ankers

Invoer gegevens		
Benodigd		
Naam materiaal	8D15,7	
Materiaal type	Elastic	
EA	2,34E+05	[kN]
$L_{spacing}$	2,80	[m]
$\lvert F_{max,tens} \rvert$		[kN]
$\lvert F_{max,comp} \rvert$		[kN]

SW-PLX bodemopbouw 1.0

Generen van een bodemopbouw in PLAXIS V22.0 op basis van XLSX-sheet
Met behulp van pythonscript 220715-JJH-PLXbodemopbouwXLSX - Plaxis V22.0
copyrights JJH@Sweco

Opdrachtnummer:	51018049
Werkomschrijving:	Planuitwerking Cuijk Ravestijn
Betreft:	VO Sectie 273-2 o.b.v. 273+030 (Geonius, 2023)

Basis van het model

Naam: CuRA - Grave - Sectie 273-2 - VO

Contour PLAXIS model:

xmin	-50	m	xmax	50	m
ymin	-10	m	ymax	20	m

Invoer gegevens

sondering	S273	
x-coordinaat	-50,00	m
grondwaterstand	8,00	m NAP

grondlaag

	niveau b.k laag	
ZandMatig1HSS	12,20	m NAP
KleiMatig1HSS	11,70	m NAP
KleiSterkZandigHSS	8,00	m NAP
KleiMatig2HSS	6,50	m NAP
ZandMatig2HSS	2,50	m NAP

Sweco Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt

Bijlage D. Resultaten PLAXIS

De resultaten van de Plaxis-analyse zijn bijgevoegd in de berekeningsmap op SharePoint

Bijlage E. Ankerverbinding drempel demontabele kering

Firma:		Bladzijde:	1
Adres:		Constructeur:	
Tel. I Fax:	|	E-mail:	
berekening:	beton - 7 jun. 2024 (1)	Datum:	11-06-2024
Sub-Project I Pos. Nr.:			

Opmerkingen van de constructeur:

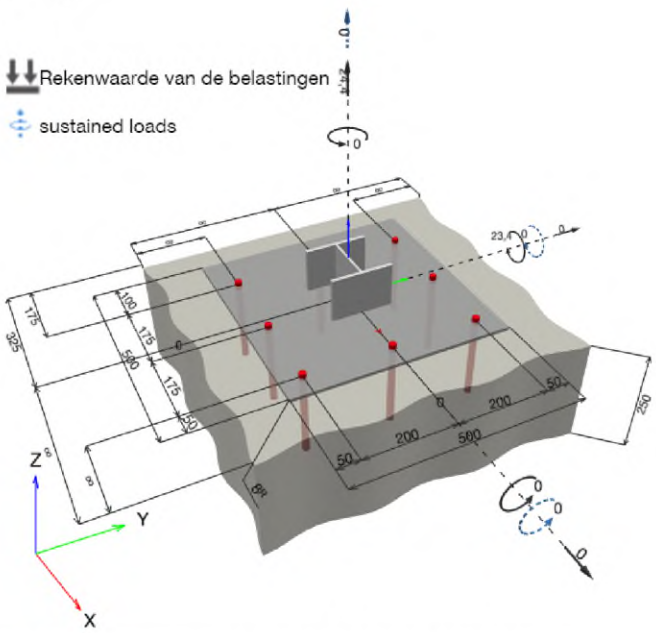
1 Invoergegevens



Ankertype en -afmeting:	**HVU2 + HAS-U 5.8 M16_hef2**
Retourperiode (levensduur in jaren):	50
Artikelnummer:	2223869 HAS-U 5.8 M16x260 (insert) / 2207578 HVU2 M16x190 (capsule)
Effectieve verankeringsdiepte:	$h_{ef,act}$ = 190,0 mm, h_{nom} = 190,0 mm
Materiaal:	5.8
Goedkeuring nr.:	ETA-16/0515
Uitgegeven I Geldig:	14-09-2023 | -
Aantoning:	rekenmethode EN 1992-4, chemisch
Afstandsmontage:	e_b = 0,0 mm (geen afstandsmontage); t = 8,0 mm
Voetplaat[R]:	l_x x l_y x t = 500,0 mm x 500,0 mm x 8,0 mm; (Aanbevolen voetplaatdikte: niet berekend)
Staalprofiel:	IPBi/HEA, IPBI 140 / HE 140 A; (L x B x D x FD) = 133,0 mm x 140,0 mm x 5,5 mm x 8,5 mm
Ondergrond:	gescheurd beton, C20/25, $f_{c,cyl}$ = 20,00 N/mm^2; h =250,0 mm, Temp. kort/lang: 40/24 °C, Door de gebruiker gedefinieerde partiële materiaalveiligheidsfactor γ_c = 1,500
Plaatsing:	**diamant-geboord gat, plaatsingsconditie: droog**
Wapening:	Geen wapening of wapening met staafafstand >= 150 mm (elke Ø) of >= 100 (Ø <= 10mm)
	met rechte randwapening d>= 12,0 [mm] + dicht wapeningsnet (beugels, ophangwapening) s <= 100,0 [mm]
	Wapening om splijten te controleren volgens EN 1992-4,-7.2 1.7 (2) b) 2) aanwezig

[R] - De ankerberekening wordt gebaseerd op de aanname van een rigide voetplaat.

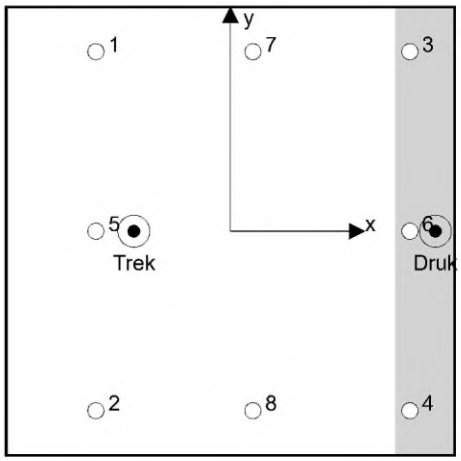
Geometrie [mm] & Belastingen [kN, kNm]



1.1 Belastingscombinatie

Geval	Omschrijving	Lasten [kN] / Momenten [kNm]	Seismisch	Brand	Max. uitnutting Anker [%]
1	Combinatie 1	N = 24,400; V_x = 0,000; V_y = 0,000; M_x = 0,000; M_y = 23,400; M_z = 0,000; N_{sus} = 0,000; $M_{x,sus}$ = 0,000; $M_{y,sus}$ = 0,000;	Nee	nee	94

2 Belastingsituatie/Resulterende ankerlasten



Ankerreacties [kN]
Trekkracht: (+ Trek, - Druk)

Anker	Trekkracht	Afschuifkracht	Afschuifkracht x	Afschuifkracht y
1	21,787	0,000	0,000	0,000
2	21,787	0,000	0,000	0,000
3	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,000	0,000	0,000	0,000
5	21,787	0,000	0,000	0,000
6	0,000	0,000	0,000	0,000
7	10,417	0,000	0,000	0,000
8	10,417	0,000	0,000	0,000

max. stuik van het beton: 0,13 [‰]
max. betondrukspanning: 3,82 [N/mm^2]
resulterende trekkracht in (x/y)=(-107,7/0,0): 86,195 [kN]
resulterende drukkracht in (x/y)=(228,4/0,0): 61,795 [kN]

Ankerkrachten worden berekend op basis van de aanname van een rigide voetplaat.

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

3 Treklast (EN 1992-4, sectie 7.2.1)

	Belasting [kN]	Capaciteit [kN]	Benutting β_N [%]	Status
Staalbreuk*	21,787	52,333	42	OK
Gecombineerd bezwijken door uittrekken en betonkegelbreuk**	86,195	106,959	81	OK
Betonkegelbreuk**	86,195	91,857	94	OK
Splijten**	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.

* ongunstigste anker **ankergroep (ankers onder trekbelasting)

3.1 Staalbreuk

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}}$$ EN 1992-4, tabel 7.1

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
78,500	1,500	52,333	21,787

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

3.2 Gecombineerd bezwijken door uittrekken en betonkegelbreuk

$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}}$ EN 1992-4, tabel 7.1

$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np}$ EN 1992-4, Eq. (7.13)

$N^0_{Rk,p} = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}$ EN 1992-4, Eq. (7.14)

$\psi_{sus} = 1$ EN 1992-4, Eq. (7.14a)

$s_{cr,Np} = 7{,}3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \le 3 \cdot h_{ef}$ EN 1992-4, Eq. (7.15)

$\psi_{g,Np} = \psi^0_{g,Np} - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot \left(\psi^0_{g,Np} - 1\right) \ge 1{,}00$ EN 1992-4, Eq. (7.17)

$\psi^0_{g,Np} = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \ge 1{,}00$ EN 1992-4, Eq. (7.18)

$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}}$ EN 1992-4, Eq. (7.19)

$\psi_{s,Np} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \le 1{,}00$ EN 1992-4, Eq. (7.20)

$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \le 1{,}00$ EN 1992-4, Eq. (7.21)

$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \le 1{,}00$ EN 1992-4, Eq. (7.21)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
475.860	190.991	14,00	437,0	218,5	175,0	20,00

ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm²]	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1,000	7,00	7,700	9,44	1,447	1,154

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
27,7	0,887	0,0	1,000	0,940	1,000

ψ^0_{sus}	α_{sus}	ψ_{sus}
0,780	0,000	1,000

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
66,853	160,438	1,500	106,959	86,195

Groepsanker-ID
1, 2, 5, 7, 8

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

3.3 Betonkegelbreuk

$N_{Ed} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}}$ EN 1992-4, tabel 7.1

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.1)

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ EN 1992-4, Eq. (7.2)

$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\psi_{M,N} = 1$ EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
615.950	324.900	285,0	570,0	20,00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
27,7	0,911	0,0	1,000	0,884	1,000

z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
336,1	1,000	7,700	90,185	1,500	91,857	86,195

Groepsanker-ID
1, 2, 5, 7, 8

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

4 Afschuifbelasting (EN 1992-4, sectie 7.2.2)

	Belasting [kN]	Capaciteit [kN]	Benutting β_V [%]	Status
Staalbreuk (zonder hefboomsarm)*	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.
Staalbreuk (met hefboomsarm)*	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.
Betonachteruitbreken*	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.
Betonrandbreuk in richting **	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.	N.V.T.

* ongunstigste anker **ankergroep (geactiveerde ankers)

5 Verplaatsingen (hoogst belaste anker)

Kortdurende belastingen

N_{Sk} = 16,138 [kN] δ_N = 0,1690 [mm]

V_{Sk} = 0,000 [kN] δ_V = 0,0000 [mm]

δ_{NV} = 0,1690 [mm]

Langeduur-belastingen

N_{Sk} = 16,138 [kN] δ_N = 0,2366 [mm]

V_{Sk} = 0,000 [kN] δ_V = 0,0000 [mm]

δ_{NV} = 0,2366 [mm]

NB: Verplaatsingen t.g.v. trekbelasting zijn gebaseerd op de helft van het vereiste aandraaimoment voor ongescheurd beton! Verplaatsingen t. g. v. afschuiving zijn bepaald zonder inachtneming van wrijving tussen beton en voetplaat! De speling als gevolg van toleranties in boorgatdiameter en gatdiameter in voetplaat wordt niet beschouwd in deze berekening!

Hoeveel verplaatsing toelaatbaar is, hangt af van de verbinding en dient door de constructeur te worden bepaald!

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

6 Waarschuwingen

- De ankerberekeningsmethoden in PROFIS Engineering vereisen rigide voetplaten volgens de huidige regelgeving (AS 5216:2018, ETAG 001/Annex C, EOTA TR029, etc.). Dit betekend dat herverdeling van de belasting op de ankers als gevolg van elastische deformatie van de voetplaat niet wordt meegenomen - De voetplaat wordt stijf verondersteld, en dus niet vervormd wanneer onderhevig aan een belasting. PROFIS Engineering berekent de minimaal benodigde voetplaatdikte met EEM om de spanning in de voetplaat te minimaliseren, gebaseerd op de aannames zoals hierboven gesteld. Het bewijs dat de aanname correct is dat de voetplaat rigide is wordt niet door PROFIS engineering geleverd. Ingevoerde data en resultaten moeten worden gecontroleerd of deze in overeenstemming zijn met de bestaande voorwaarden en op geloofwaardigheid!
- Controleren van de overdracht van de belastingen naar het basismateriaal is vereist in overeenstemming met EN 1992-4, bijlage A!
- Het ontwerp is alleen geldig als het ruimingsgat in het armatuur niet groter is dan de waarde in tabel 6.1 van EN 1992-4! Voor grotere diameters van het ruimingsgat zie sectie 6.2.2 van EN 1992-4-1!
- De lijst van benodigdheden is slechts ter informatie voor de gebruiker. In elk geval, dienen de gebruiksinstructies behorende bij het produkt opgevolgd te worden om een juiste installatie te bewerkstelligen.
- Voor het vaststellen van de $\psi_{re,v}$ (falen van de betonnen rand) wordt de minimale betondekking, zoals gedefinieerd in de ontwerpinstellingen, gebruikt als de betondekking van de randwapening.
- Boorgatreiniging moet volgens de gebruiksaanwijzigingen worden uitgevoerd (2x blazen met olievrije perslucht (min. 6 bar), 2x borstelen, 2x blazen met olievrije perslucht (min. 6 bar)).
- Karakteristieke hechtspanningen zijn afhankelijk van korte en lange termijn temperaturen.
- Er is geen randwapening vereist om splijten te voorkomen
- Lastoverdracht van aanvullende wapening naar de structurele ligger moeten worden geverifieerd door de verantwoordelijke bouwkundige.
- Verzeker bij aanvullende wapening en achteraf geplaatste ankers dat de wapeningsstaven op de werklocatie niet worden doorboord.
- De karakteristieke aanhechtsterkten zijn afhankelijk van de retourperiode (levensduur in jaren): 50

Verbinding is VEILIG!

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

7 Plaatsingsgegevens

Voetplaat staal: Aangepast voetplaatmateriaal; E = 200.000,00 N/mm^2; f_{yk} = 100,00 N/mm^2

Staalprofiel: IPBi/HEA, IPBl 140 / HE 140 A; (L x B x D x FD) = 133,0 mm x 140,0 mm x 5,5 mm x 8,5 mm

Gatdiameter in voetplaat: d_f = 18,0 mm

Voetplaatdikte (invoer): 8,0 mm

Aanbevolen voetplaatdikte: niet berekend

Boormethode: Diamant geboord

Boorgatreiniging: Persluchtreiniging van het boorgat volgens de gebruiksaanwijzing is vereist

Ankertype en -afmeting: HVU2 + HAS-U 5.8 M16_hef2

Artikelnummer: 2223869 HAS-U 5.8 M16x260 (insert) / 2207578 HVU2 M16x190 (capsule)

Maximaal aanhaalmoment installatie: 80 Nm

Boorgatdiameter in het basismateriaal: 18,0 mm

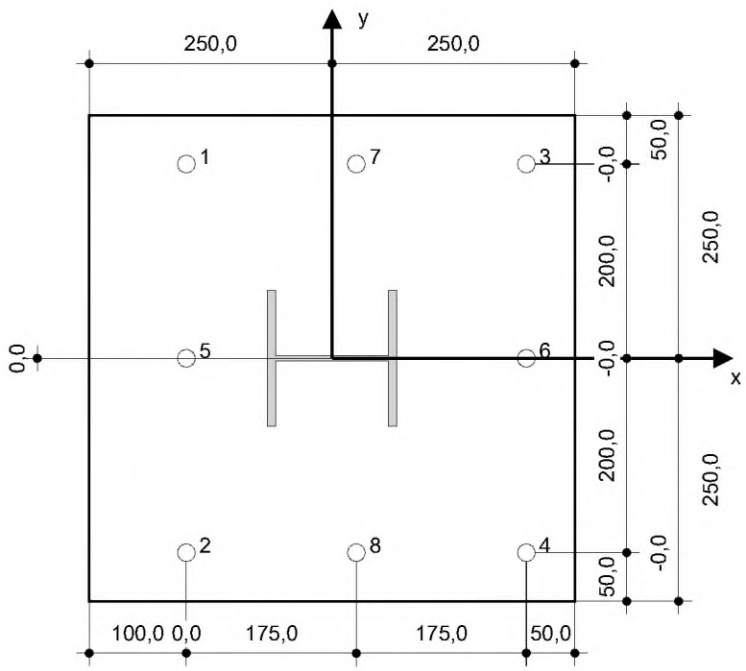
Boorgatdiepte in ondergrond: 190,0 mm

Minimale dikte van de ondergrond: 230,0 mm

Hilti HAS-U draadeinde met HVU2 lijmcapsule met 190 mm inbedding h_ef, M16_hef2, Verzinkt staal, Diamantboren plaatsing per ETA-16/0515

7.1 Vereiste toebehoren

Boren	Boorgatreiniging	Plaatsing
• Diamantboorstatief	• Persslucht met benodigde toebehoren om van onder in het gat te blazen. • Juiste borstel voor diameter	• Vierkante ventilatieschachten • Momentsleutel



Ankercoördinaten [mm]

Anker	x	y	c_{-x}	c_{+x}	c_{-y}	c_{+y}
1	-150,0	200,0	175,0	-	-	-
2	-150,0	-200,0	175,0	-	-	-
3	200,0	200,0	525,0	-	-	-
4	200,0	-200,0	525,0	-	-	-

Anker	x	y	c_{-x}	c_{+x}	c_{-y}	c_{+y}
5	-150,0	0,0	175,0	-	-	-
6	200,0	0,0	525,0	-	-	-
7	25,0	200,0	350,0	-	-	-
8	25,0	-200,0	350,0	-	-	-

Invoergegevens en resultaten moeten worden gecontroleerd op overeenstemming met de realiteit en op waarschijnlijkheid!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

8 Opmerkingen

- Alle informatie en gegevens in de software hebben uitsluitend betrekking op het gebruik van Hilti-producten en zijn gebaseerd op de principes, formules en veiligheidsvoorschriften in overeenstemming met de technische aanwijzingen en bedienings-, montage- en assemblage-instructies van Hilti, enz. die strikt door de gebruiker moeten worden nageleefd. Alle cijfers hierin zijn gemiddelde cijfers, en daarom moeten gebruiksspecifieke tests worden uitgevoerd voordat het betreffende Hilti-product wordt gebruikt. De resultaten van de berekeningen die door middel van de Software worden uitgevoerd, zijn in essentie gebaseerd op de gegevens die u invoert. Daarom draagt u de volledige verantwoordelijkheid voor het ontbreken van fouten, de volledigheid en de relevantie van de gegevens die door u moet worden ingevoerd. Bovendien is het uw uitsluitende verantwoordelijkheid om de berekening te laten controleren en goedkeuren door een deskundige, in het bijzonder met betrekking tot de naleving van de geldende normen en vergunningen, voordat deze wordt gebruikt voor uw specifieke faciliteit. De software dient alleen ter ondersteuning om de normen en vergunningen te interpreteren en geeft geen enkele garantie met betrekking tot de afwezigheid van fouten, de juistheid en de relevantie van de resultaten of de geschiktheid voor een specifieke toepassing.
- U moet alle benodigde en redelijke maatregelen nemen ter vermijding en beperking van schade veroorzaakt door de software. In het bijzonder moet u zorgen voor een regelmatige back-up van programma's en gegevens en, indien van toepassing, regelmatig de updates van de door Hilti aangeboden Software uitvoeren. Indien u geen gebruik maakt van de AutoUpdate-functie van de Software, dient u ervoor te zorgen dat u telkens de actuele en dus up-to-date versie van de Software gebruikt door handmatig updates uit te voeren via de Hilti-website. Hilti is niet aansprakelijk voor de gevolgen, zoals het herstel van verloren of beschadigde data of programma's als gevolg van het feit dat u bewust tekort bent geschoten in de naleving van uw verplichtingen.

PROFIS Engineering (c) 2003-2024 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is een geregistreerd handelsmerk van Hilti AG, Schaan

Bijlage F. Wapeningscontroles

Deze bijlage omvat de volgende rekensheets:

Sectie 266-1:

- controle langswapening sectie 266-1 wand bovenkant;
- controle langswapening sectie 266-1 wand boven voute;
- controle langswapening sectie 266-1 vloer dwarsrichting steunpuntmoment;
- controle langswapening sectie 266-1 drempel demontabele kering;
- controle dwarskracht sectie 266-1 wand boven voute;
- controle dwarskracht sectie 266-1 wand bovenkant;
- controle dwarskracht sectie 266-1 drempel demontabele kering.

Sectie 266-6/7:

- controle langswapening sectie 266-6/7 voorwand;
- controle langswapening sectie 266-6/7 ontlastvloer;
- controle dwarskracht sectie 266-6/7 voorwand;
- controle dwarskracht sectie 266-6/7 ontlastvloer.

Sectie 267-1/2

- bepaling langswapening sectie 267-1/2 keerwand conform NEN 3880;
- controle langswapening sectie 267-1/2 keerwand;
- controle langswapening sectie 267-1/2 koppelbalk;
- controle dwarskracht sectie 267-1/2 keerwand;
- controle dwarskrachtwapening sectie 267-1/2 koppelbalk.

Sectie 267-4:

- controle langswapening sectie 267-4 T-ligger;
- controle langswapening sectie 267-4 omgekeerde T-ligger;
- controle dwarskracht sectie 267-4.

Sectie 268-1:

- controle langswapening sectie 268-1 T-ligger;
- controle langswapening sectie 268-1 omgekeerde T-ligger;
- controle dwarskracht sectie 268-1.

Sectie 270-1:

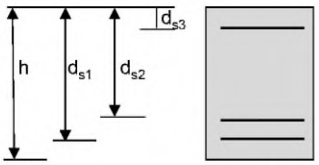
- controle langswapening sectie 270-1;
- controle dwarskracht sectie 270-1.

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Grave** versie: 1,17 datum: 17-7-2024

Onderdeel: **Sectie 266-1 wand boven**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**250**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**30**	mm		d_{s1}	215	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**0**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**30**	mm		d_{s3}	36	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening		,	diameter					h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm							
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**5**	**Ø 10**		A_{s1}	393	mm²	200	mm	190	mm
	$Ø_1$ extra		**Ø**								
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**		A_{s2}	0	mm²	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**5**	**Ø 12**		A_{s3}	565	mm²	200	mm	188	mm
					ρ_{1+2}	0,00183	-				

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**348**	N/mm²	f_{yd}	302,6	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00151	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,23	mm	-		
				k_x	0,75	[-]			

Belastingen		**Langdurend**			
Moment BGT	M_{Erep}	**14,2**	kNm	Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**23,4**	kNm		
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0**	kN -	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0**	kN -		

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	393	mm²		-
Hoogte betondrukzone	x	26,4	mm ≤	x_{umax}	133,9	mm		**Voldoet**
Bezwijkmoment	M_{Rd}	28,1	kNm ≥	M_{Ed}	23,4	kNm		**Voldoet**

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone A_{s1}		0,02505	[-]	302,6	N/mm²	118,8	kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN	
Drukzone A_{s3}		0,00128	[-]	256,1	N/mm²	144,8	kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm²	-263,6	kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$		0,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	28,1	kNm ≥	$M_{E,min}$		23,0	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	393	mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1		n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	393	mm² ≤	A_s = A_{s1}+A_{s2}		393	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	10000	mm²					**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT								
Hoogte betondrukzone	x	46,1	mm	-				

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone ondervezel		0,00110	[-]	0,0	N/mm²	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00091	[-]	182,7	N/mm²	71,8	kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00005	[-]	-10,9	N/mm²	-6,2	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00025	[-]	-2,8	N/mm²	-65,6	kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)								
Minimum wapening	$A_{s,min}$	318	mm² ≤	$A_{s;totaal}$	393	mm²		**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	10,0	mm	$s_{r,max}$	265	mm		
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,548	*10^{-3} [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,150	mm	≤	0,30	mm		**Voldoet**

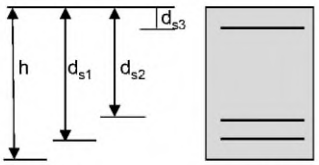
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Grave** versie: 1,17 datum: 17-7-2024

Onderdeel: **Sectie 266-1 wand voute**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**400**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**30**	mm		d_{s1}	364	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**0**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**30**	mm		d_{s3}	35	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening		,	diameter					h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm							
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**5**	**Ø 12**		A_{s1}	565	mm²	200	mm	188	mm
	$Ø_1$ extra		**Ø**								
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**		A_{s2}	0	mm²	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**5**	**Ø 10**		A_{s3}	393	mm²	200	mm	190	mm
					ρ_{1+2}	0,00155	-				

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**348**	N/mm²	f_{yd}	302,6	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00151	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,23	mm	-		
				k_x	0,75	[-]			

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**22,5**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**34,6**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0**	kN	-	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0**	kN	-		

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	565	mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	26,3	mm ≤	x_{umax}	226,8	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	62,8	kNm ≥	M_{Ed}	34,6	kNm	**Voldoet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,04502	[-]	302,6	N/mm²	171,1	kN
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN
Drukzone A_{s3}		0,00117	[-]	233,0	N/mm²	91,5	kN
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm²	-262,6	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	0,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	62,8	kNm ≥	$M_{E,min}$	58,9	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	565	mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	565	mm² ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	565	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	16000	mm²				**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT					
Hoogte betondrukzone	x	72,5	mm	-	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone ondervezel		0,00066	[-]	0,0	N/mm²	-	kN
Trekzone A_{s1}		0,00059	[-]	117,4	N/mm²	66,4	kN -
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN -
Drukzone A_{s3}		-0,00008	[-]	-15,1	N/mm²	-5,9	kN -
Drukzone bovenvezel		-0,00015	[-]	-1,7	N/mm²	-60,5	kN **Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	473	mm² ≤	$A_{s;totaal}$	565	mm²	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	12,0	mm	$s_{r,max}$	408	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,352	*10⁻³ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,140	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

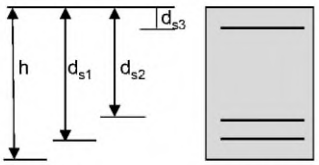
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Grave** versie: 1,17 datum: 17-7-2024

Onderdeel: **Vloer dwarsrichting steunpuntmoment**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**250**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**30**	mm	d_{s1}	213	mm				
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**0**	mm	d_{s2}	0	mm				
Betondekking drukzone	c_3	**30**	mm	d_{s3}	35	mm				
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							
Wapening			diameter					h.o.h afstand		tussen afstand
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**5**	**Ø 10**	A_{s1}	1197	mm²		111	mm	98 mm
	$Ø_1$ extra	**4**	**Ø 16**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**	A_{s2}	0	mm²		Nvt	mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**5**	**Ø 10**	A_{s3}	393	mm²		200	mm	190 mm
				ρ_{1+2}	0,00562	-				



Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**348**	N/mm²	f_{yd}	302,6	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00151	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,23	mm	-		
				k_x	0,75	[-]			

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**33**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**49,6**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0**	kN	-	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0**	kN	-		

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	1197	mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	35,7	mm ≤	x_{umax}	132,7	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	72,0	kNm ≥	M_{Ed}	49,6	kNm	**Voldoet**	

Rek en spanningen	ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}	0,01739	[-]	302,6	N/mm²	362,2	kN
Trekzone A_{s2}	0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN
Drukzone A_{s3}	-0,00007	[-]	-13,5	N/mm²	-5,3	kN
Drukzone bovenvezel	-0,00350	[-]	-13,3	N/mm²	-356,9	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	0,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	72,0	kNm ≥	$M_{E,min}$	23,0	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	1197	mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	1197	mm² ≤	A_s = A_{s1}+A_{s2}	1197	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	10000	mm²				**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT							
Hoogte betondrukzone	x	73,1	mm	-			

Rek en spanningen	ε		σ		N	
Trekzone ondervezel	0,00093	[-]	0,0	N/mm²	-	kN
Trekzone A_{s1}	0,00073	[-]	146,9	N/mm²	175,8	kN -
Trekzone A_{s2}	0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN -
Drukzone A_{s3}	-0,00020	[-]	-40,0	N/mm²	-15,7	kN -
Drukzone bovenvezel	-0,00038	[-]	-4,4	N/mm²	-160,1	kN **Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	318	mm² ≤	$A_{s;totaal}$	1197	mm²	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	13,4	mm	$s_{r,max}$	214	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,487	*10^{-3} [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,100	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

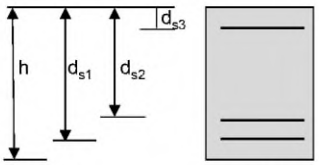
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Grave** versie: 1,17 datum: 17-7-2024

Onderdeel: **Sectie 266-1 Drempel demontabele kering**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**250**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**40**	mm	d_{s1}	205	mm				
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**0**	mm	d_{s2}	0	mm				
Betondekking drukzone	c_3	**40**	mm	d_{s3}	45	mm				
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening			diameter				h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**5**	**Ø 10**		A_{s1}	393 mm²	200	mm	190	mm
	$Ø_1$ extra		**Ø**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**		A_{s2}	0 mm²	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**5**	**Ø 10**		A_{s3}	393 mm²	200	mm	190	mm
					ρ_{1+2}	0,00192 -				

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**	f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm²
Ouderdom beton	t	**28** dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)		Nvt	s	Nvt					
			E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**500** N/mm²	f_{yd}	434,8	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000** N/mm²	ε_{yd}	0,00217	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC2** Carbonatatie: Nat,zelden droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30** mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,30	mm	-			
			k_x	1,00	[-]				

Belastingen		**Langdurend**			
Moment BGT	M_{Erep}	**14,2** kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**23,4** kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0** kN	-	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0** kN	-		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	393	mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	30,3 mm	≤	x_{umax}	109,7	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	37,4 kNm	≥	M_{Ed}	23,4	kNm	**Voldoet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,02014 [-]		434,8	N/mm²	170,7 kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000 [-]		0,0	N/mm²	0,0 kN	
Drukzone A_{s3}		0,00169 [-]		338,1	N/mm²	132,8 kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350 [-]		-13,3	N/mm²	-303,5 kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**	$N_{E,min}$		0,0 kN		
	$M_{Rd,min}$	37,4 kNm ≥	$M_{E,min}$		23,0 kNm	**Voldoet**	
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	393 mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1		n.v.t. mm²		
	$A_{s,min}$	393 mm² ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$		393 mm²	**Voldoet**	
Maximum wapening	$A_{s,max}$	10000 mm²				**Voldoet**	

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT				
Hoogte betondrukzone	x	46,5 mm	-	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone ondervezel		0,00123 [-]		0,0	N/mm²	- kN	
Trekzone A_{s1}		0,00096 [-]		191,1	N/mm²	75,0 kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000 [-]		0,0	N/mm²	0,0 kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00001 [-]		-1,8	N/mm²	-0,7 kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00028 [-]		-3,2	N/mm²	-74,3 kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**	$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	221 mm² ≤	$A_{s;totaal}$	393	mm²		**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	10,0 mm	$s_{r,max}$	340	mm		
			$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,573	*10⁻³ [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,190 mm	≤	0,30	mm		**Voldoet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**						Datum	**17-7-2024**		Versie:	1.22		
Onderwerp:	**Sectie 266-1 wand boven voute**									Datum:	9-11-2021		

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5		
Wapening:	**B500 (FeB 500)**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15		
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²					
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**		
Gegevens betonconstructie:							f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**		
Type constructie:	**plaat**		f_{yk}	=	500	N/mm²	f_{yd}	=	435	N/mm²	α_{cw}	=	1,00		
b =	**1000**	mm	E_s	=	**210000**	N/mm²									
h =	**250**	mm													
c_{toeg} =	**30**	mm	I_x	=	1302	$*10^6$ mm⁴									
drsn dwarswapening ø =	**10**	mm	S	=	7813	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0,15**				6.2.2(1)/NB	
drsn hoofdwapening ø =	**12**	mm	d	=	198	mm		k	=	2,00				6.2.2(6.2a/b)	
ρ_l =	**0,004**	(doorsnede trekwape	z (= 0,9d)	=	178	mm								6.2.3	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**														
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	6.2.2(6.2a/b)/NB								

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8° \le \theta \le 45°$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 1,5 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 178 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**37**	kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-	6.2.3(3)/NB
N_{Ed} =	**0**	kN	(druk = +)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²					
Voorspanning toegepast?	**Nee**			v_{Ed}	=	0,19	N/mm²					6.2.2(6.2a/b)/NB
				$v_{Rd;c;min}$	=	0,44	N/mm²					6.2.1(4)
$V_{Rd,c}$ =	95	kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,48	N/mm²	U.C. =	0,39	***Plaat voldoet***		
$V_{Rd,max}$ =	713	kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,05	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***		
$V_{Rd,s}$ =	287	kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	1,45	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-	9.2.2(9.5N)/NB
								$A_{w,min}$	=	0	mm²/m	
Aanhouden V_{Rd} =	287	kN	(6.8/6.9)									6.2.3(6.8 en 6.9)
ΔF_{td} =	19	kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)									6.2.3(6.18)
$V_{Rd,c;ongesch}$ =	171,9	kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²	6.2.2 (6.4)

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0,05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0**	kNm								
A =	250	$*10^3$ mm²								
u =	2500	mm	u_k	=	2084	mm				6.3.2(6.27-6.28)
$t_{ef,l}$ =	104	mm	b_1	=	896	mm				
A_k =	131	$*10^3$ mm²	h_1	=	146	mm				
$T_{Rd,c}$ =	28	kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***			6.3.2(6.30)
$T_{Rd,max}$ =	100	kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***			

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{100,1 * 10^6} + \frac{37 * 10^3}{712,8 * 10^3} = 0,000 + 0,052 =$ UC: 0,052 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(4)*

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{28,1 * 10^6} + \frac{37 * 10^3}{95,0 * 10^3} = 0,000 + 0,394 =$ UC: 0,394 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(5)*

Beugelwapening: **Geen praktische beugelwapening benodigd bij plaat, toetsingen niet relevant**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	483	mm²/m	U.C. = 0,12		
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021	mm²/m	**voldoet**		
		(2-snedig)			
$\sigma_{w,d}$ =	52	N/mm²	<	$0,8f_{yk}$	

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: n.v.t. mm → min. n.v.t. *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{l,max}$ = n.v.t. mm *9.2.2(9.6N)/NB*

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0	mm²/m	U.C. = 0,00		
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	2011	mm²/m	**n.v.t**	Let op torsiemoment = 0	

9.2.3(3)/NB

aantal sneden (T +V): 2 **ø 16** h.o.h. **100** mm

Dwarskracht i.c.m. wringing

			U.C. = 0,12	aantal sneden (V):	**0** **ø 0** h.o.h. **100** mm
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021	mm²/m	**n.v.t**		Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.2.2(9)/NB*
	4021	(2-snedig)			

($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t.	mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**2**	ø	**20**	per zijde **n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
			=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**4**	ø	**20**	per zijde **n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**					Datum	**17-7-2024**			Versie:		1.22	
Onderwerp:	**Sectie 266-1 wand bovenkant**									Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5
Wapening:	**B500 (FeB 500)**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²			
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**
Gegevens betonconstructie:							f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**
Type constructie:	**plaat**		f_{yk}	=	500	N/mm²	f_{yd}	=	435	N/mm²	α_{cw}	=	1,00
b =	**1000** mm		E_s	=	**210000**	N/mm²							
h =	**250** mm												
c_{toeg} =	**30** mm		I_x	=	1302	$*10^6$ mm⁴							
drsn dwarswapening ø =	**10** mm		S	=	7813	$*10^3$ mm³	k_1	=	**0,15**				*6.2.2(1)/NB*
drsn hoofdwapening ø =	**12** mm		d	=	198	mm	k	=	2,00				*6.2.2(6.2a/b)*
ρ_l =	**0,004**	(doorsnede trekwape	z (= 0,9d)	=	178	mm							*6.2.3*
lasttype	**tijdelijk/blijvend**												
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*						

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21{,}8° \le \theta \le 45°$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 1,0 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 178 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**24** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-		*6.2.3(3)/NB*
N_{Ed} =	**0** kN	(druk = +)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²						
Voorspanning toegepast?	**Nee**		v_{Ed}	=	0,12	N/mm²						*6.2.2(6.2a/b)/NB*
			$v_{Rd;c;min}$	=	0,44	N/mm²						*6.2.1(4)*
$V_{Rd,c}$ =	95 kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,48	N/mm²	U.C. =	0,26	***Plaat voldoet***			
$V_{Rd,max}$ =	713 kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,03	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***			
$V_{Rd,s}$ =	287 kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	1,45	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-		*9.2.2(9.5N)/NB*
							$A_{w,min}$	=	0	mm²/m		
Aanhouden V_{Rd} =	287 kN	(6.8/6.9)										*6.2.3(6.8 en 6.9)*
ΔF_{td} =	12 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										*6.2.3(6.18)*
$V_{Rd,c;ongesch}$ =	171,9 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²		*6.2.2 (6.4)*

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0** kNm									
A =	250 $*10^3$ mm²									
u =	2500 mm	u_k	=	2084	mm					*6.3.2(6.27-6.28)*
$t_{ef,i}$ =	104 mm	b_1	=	896	mm					
A_k =	131 $*10^3$ mm²	h_1	=	146	mm					
$T_{Rd,c}$ =	28 kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***				*6.3.2(6.30)*
$T_{Rd,max}$ =	100 kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***				

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0{,}0 * 10^6}{100{,}1 * 10^6} + \frac{24 * 10^3}{712{,}8 * 10^3} = 0{,}000 + 0{,}034 =$ UC: 0,034 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(4)*

Beugelwapening: $\frac{0{,}0 * 10^6}{28{,}1 * 10^6} + \frac{24 * 10^3}{95{,}0 * 10^3} = 0{,}000 + 0{,}257 =$ UC: 0,257 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(5)*

Beugelwapening: **Geen praktische beugelwapening benodigd bij plaat, toetsingen niet relevant**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	315 mm²/m	U.C. = 0,08			
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**voldoet**			
	(2-snedig)				
$\sigma_{w,d}$ =	34 N/mm²	<	$0{,}8 f_{yk}$		

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0 mm²/m	U.C. = 0,00			
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	2011 mm²/m	**n.v.t**			

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 0,08

$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**n.v.t**			
	4021 (2-snedig)				
	($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)				

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: n.v.t. mm → min. n.v.t. *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{l,max}$ = n.v.t. mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

aantal sneden (T +V): 2 **ø 16** h.o.h. **100** mm

aantal sneden (V): **0** **ø 0** h.o.h. **100** mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.2.2(9)/NB*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t. mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**2**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
		=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**4**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**						Datum	**17-7-2024**		Versie:		1.22	
Onderwerp:	**Sectie 266-1 Drempel demontatbele kering**									Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5	
Wapening:	**B500 (FeB 500)**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15	
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²				
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**	
Gegevens betonconstructie:							f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**	
Type constructie:	**plaat**		f_{yk}	=	500	N/mm²	f_{yd}	=	435	N/mm²	α_{cw}	=	1,00	
b =	**1000** mm		E_s	=	**210000**	N/mm²								
h =	**250** mm													
c_{toeg} =	**40** mm		I_x	=	1302	$*10^6$ mm⁴								
drsn dwarswapening ø =	**10** mm		S	=	7813	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0,15**			*6.2.2(1)/NB*	
drsn hoofdwapening ø =	**10** mm		d	=	189	mm		k	=	2,00			*6.2.2(6.2a/b)*	
ρ_l =	**0,004**	(doorsnede trekwape	z (= 0,9d)	=	170	mm							*6.2.3*	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*							

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8° \le \theta \le 45°$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 1,0 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 170 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**24** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-		*6.2.3(3)/NB*
N_{Ed} =	**0** kN	(druk = +)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²						
Voorspanning toegepast?	**Nee**		v_{Ed}	=	0,13	N/mm²						*6.2.2(6.2a/b)/NB*
			$v_{Rd;c;min}$	=	0,44	N/mm²						*6.2.1(4)*
$V_{Rd,c}$ =	91 kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,48	N/mm²	U.C. =	0,27	***Plaat voldoet***			
$V_{Rd,max}$ =	680 kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,04	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***			
$V_{Rd,s}$ =	274 kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	1,45	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-		*9.2.2(9.5N)/NB*
							$A_{w,min}$	=	0	mm²/m		
Aanhouden V_{Rd} =	274 kN	(6.8/6.9)										*6.2.3(6.8 en 6.9)*
ΔF_{td} =	12 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										*6.2.3(6.18)*
$V_{Rd,c;ongesch}$ =	171,9 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²		*6.2.2 (6.4)*

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0,05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0** kNm									
A =	250 $*10^3$ mm²									
u =	2500 mm	u_k	=	2012	mm					*6.3.2(6.27-6.28)*
$t_{ef,i}$ =	122 mm	b_1	=	878	mm					
A_k =	112 $*10^3$ mm²	h_1	=	128	mm					
$T_{Rd,c}$ =	28 kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***				*6.3.2(6.30)*
$T_{Rd,max}$ =	101 kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***				

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{100,9 * 10^6} + \frac{24 * 10^3}{680,4 * 10^3} = 0,000 + 0,036 =$ UC: 0,036 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(4)*

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{28,3 * 10^6} + \frac{24 * 10^3}{90,7 * 10^3} = 0,000 + 0,269 =$ UC: 0,269 < 1 ***n.v.t.*** *6.3.2(5)*

Beugelwapening: **Geen praktische beugelwapening benodigd bij plaat, toetsingen niet relevant**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	330 mm²/m	U.C. = 0,08		
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**voldoet**		
	(2-snedig)			
$\sigma_{w,d}$ =	36 N/mm²	<	$0,8f_{yk}$	

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0 mm²/m	U.C. = 0,00		
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	2011 mm²/m	**n.v.t**		

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 0,08

$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**n.v.t**		
	4021 (2-snedig)			
	($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)			

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: n.v.t. mm → min. n.v.t. *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{l,max}$ = n.v.t. mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

aantal sneden (T +V): 2 **ø 16** h.o.h. **100** mm

aantal sneden (V): **0** **ø 0** h.o.h. **100** mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.2.2(9)/NB*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t. mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak		**2**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
		=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak		**4**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

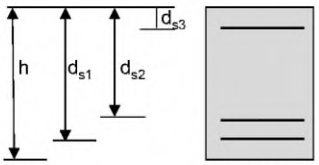
Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **CuRa Grave** versie: 1,17 datum: 6-12-2024

Onderdeel: **Sectie 266-6/7 Voorwand**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**400**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**25**	mm		d_{s1}	367	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**100**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**25**	mm		d_{s3}	33	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening			diameter					h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm							
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**6,667**	**Ø 16**		A_{s1}	1340	mm^2	150	mm	134	mm
	$Ø_1$ extra										
- trekzone 2e laag	$Ø_2$				A_{s2}	0	mm^2	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**6,667**	**Ø 16**		A_{s3}	1340	mm^2	150	mm	134	mm
					ρ_{1+2}	0,00365	-				

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm^2
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm^2	f_{yd}	347,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00174	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}*k_x$	0,19	mm	-		
				k_x	0,63	[-]			

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**82,2**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**106,5**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**-24,4**	kN	**Drukkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**-31,6**	kN	**Drukkracht**		

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	1340	mm^2	-	
Hoogte betondrukzone	x	37,8	mm ≤	x_{umax}	216,4	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	167,9	kNm ≥	M_{Ed}	106,5	kNm	**Voldoet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone A_{s1}		0,03046	[-]	347,8	N/mm^2	466,3	kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	
Drukzone A_{s3}		-0,00045	[-]	-89,2	N/mm^2	-119,6	kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-378,2	kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**	$N_{E,min}$		-17,2	kN	
	$M_{Rd,min}$	165,5 kNm ≥	$M_{E,min}$		57,8	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	1340 mm^2	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1		n.v.t.	mm^2	
	$A_{s,min}$	1340 mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$		1340	mm^2	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	16000 mm^2					**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT								
Hoogte betondrukzone	x	102,3	mm	-				

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone ondervezel		0,00098	[-]	0,0	N/mm^2	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00087	[-]	175,0	N/mm^2	234,5	kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00023	[-]	-45,8	N/mm^2	-61,4	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00034	[-]	-3,9	N/mm^2	-197,6	kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**	$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	393 mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	1340	mm^2	**Voldoet**	
	$Ø_{eq}$	16,0 mm	$s_{r,max}$	252	mm		
			$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,573	$*10^{-3}$ [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,140 mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**	

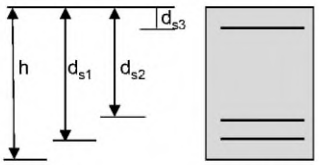
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **CuRa Grave** versie: 1,17 datum: 6-12-2024

Onderdeel: **Sectie 266-6/7 Ontlastvloer**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**25**	mm	d_{s1}	465	mm				
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**100**	mm	d_{s2}	0	mm				
Betondekking drukzone	c_3	**25**	mm	d_{s3}	31	mm				
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							
Wapening			diameter					h.o.h		tussen
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm				afstand		afstand
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**10**	**Ø 20**	A_{s1}	3142	mm^2		100	mm	80 mm
	$Ø_1$ extra									
- trekzone 2e laag	$Ø_2$			A_{s2}	0	mm^2		Nvt	mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**10**	**Ø 12**	A_{s3}	1131	mm^2		100	mm	88 mm
				ρ_{1+2}	0,00676	-				



Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm^2
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm^2	f_{yd}	347,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00174	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}*k_x$	0,19	mm	-		
				k_x	0,63	[-]			

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**339,8**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**444,4**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**161,8**	kN	**Trekkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**183,9**	kN	**Trekkracht**		

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	3142	mm^2	-	
Hoogte betondrukzone	x	55,7	mm ≤	x_{umax}	274,2	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	439,2	kNm ≥	M_{Ed}	444,4	kNm	**Voldoet niet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,02570	[-]	347,8	N/mm^2	1092,7 kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0 kN	
Drukzone A_{s3}		-0,00155	[-]	-310,7	N/mm^2	-351,4 kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-557,4 kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	36,8 kN		
	$M_{Rd,min}$	469,6	kNm ≥	$M_{E,min}$	89,0 kNm	**Voldoet**	
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	3142	mm^2	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t. mm^2		
	$A_{s,min}$	3142	mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	3142 mm^2	**Voldoet**	
Maximum wapening	$A_{s,max}$	20000	mm^2			**Voldoet**	

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT							
Hoogte betondrukzone	x	152,6	mm	-			

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone ondervezel		0,00158	[-]	0,0	N/mm^2	- kN	
Trekzone A_{s1}		0,00142	[-]	284,0	N/mm^2	892,3 kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0 kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00055	[-]	-110,6	N/mm^2	-125,1 kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00069	[-]	-7,9	N/mm^2	-605,4 kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	679	mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	3142	mm^2	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	20,0	mm	$s_{r,max}$	180	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	1,268	$*10^{-3}$ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,230	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**CuRa Grave**						Datum	**6-12-2024**		Versie:		1.22	
Onderwerp:	**1)**	**Sectie 266-6/7 - Voorwand**								Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5	
Wapening:	**FeB 400**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15	
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²				
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**0,00**	

Gegevens betonconstructie:

Type constructie:		**plaat**	f_{yk}	=	40	N/mm²	f_{ctd}	=	0,00	N/mm²	α_l	=	**1,00**	
b	=	**1000** mm	E_s	=	**0**	N/mm²	f_{yd}	=	35	N/mm²	α_{cw}	=	1,00	
h	=	**400** mm												
c_{toeg}	=	**25** mm	I_x	=	5333	$*10^6$ mm⁴								
drsn dwarswapening ø	=	**16** mm	S	=	20000	$*10^3$ mm³	k_1	=	**0**				*6.2.2(1)/NB*	
drsn hoofdwapening ø	=	**16** mm	d	=	351	mm	k	=	1,75				*6.2.2(6.2a/b)*	
ρ_l	=	**0,003**	(doorsnede trekwapei z (= 0,9d)	=	316	mm							*6.2.3*	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*							

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21{,}8^o \le \theta \le 45^o$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 2,1 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd;max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 316 mm

Dwarskracht:

V_{Ed}	=	**85** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,552	-		*6.2.3(3)/NB*
N_{Ed}	=	**-32** kN	(druk = -)	σ_{cp}	=	0,08	N/mm²						
Voorspanning toegepast?		**Nee**		v_{Ed}	=	0,24	N/mm²						*6.2.2(6.2a/b)/NB*
				$v_{Rd;c;min}$	=	0,36	N/mm²						*6.2.1(4)*
$V_{Rd,c}$	=	139 kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,40	N/mm²	U.C. =	0,61	***Plaat voldoet***			
$V_{Rd,max}$	=	1163 kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,31	N/mm²	U.C. =	0,07	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***			
$V_{Rd,s}$	=	2 kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	0,00	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-		*9.2.2(9.5N)/NB*
								$A_{w,min}$	=	0	mm²/m		
Aanhouden V_{Rd}	=	139 kN	(6.8/6.9)										*6.3.3(6.8 en 6.9)*
plaat	=	42 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										*6.3.3(6.18)*
$V_{Rd,c;ongesch}$	=	0 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	0,00	N/mm²		*6.2.2 (6.4)*

↓

(**Let op:** alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_8 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed}	=	**0** kNm											
A	=	400 $*10^3$ mm²											
u	=	2800 mm		u_k	=	2229	mm						*6.3.2(6.27-6.28)*
$t_{ef,i}$	=	143 mm		b_1	=	857	mm						
A_k	=	220 $*10^3$ mm²		h_1	=	257	mm						
$T_{Rd,c}$	=	0 kNm				U.C. =	##########	***n.v.t.***					*6.3.2(6.30)*
$T_{Rd,max}$	=	232 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***					

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V: UC:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0{,}0 * 10^6}{231{,}7 * 10^6} + \frac{85 * 10^3}{1162{,}5 * 10^3} = 0{,}000 + 0{,}073 =$ ***n.v.t.*** 0,073 < 1 *6.3.2(4)*

UC:

Beugelwapening: $\frac{0{,}0 * 10^6}{0{,}0 * 10^6} + \frac{85 * 10^3}{139{,}4 * 10^3} =$ ####### + 0,606 = ***n.v.t.*** ####### ##### 1 *6.3.2(5)*

Beugelwapening: **Geen praktische beugelwapening benodigd bij plaat, toetsingen niet relevant**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$	=	7690 mm²/m	U.C. = 48,96	
$A_{sw,toeg,bgl,V}$	=	157 mm²/m	**n.v.t.**	
		(2-snedig)		
$\sigma_{w,d}$	=	1703 N/mm²	>	$0{,}8 f_{yk}$

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$	=	0 mm²/m	U.C. = 0,00	
$A_{sw,toeg,bgl,T}$	=	79 mm²/m	**n.v.t**	Let op torsiemoment = 0

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 48,96

$A_{sw,toeg,bgl,V}$ = 157 mm²/m **n.v.t**

157 (2-snedig)

($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: n.v.t. mm → min. n.v.t. *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = n.v.t. mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

aantal sneden (T +V): 2 **ø 0** h.o.h. **0** mm

aantal sneden (V): **0** **ø 0** h.o.h. **0** mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.3.2*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$	=	n.v.t. mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.	
			=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.	

Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**CuRa Grave**					Datum	**6-12-2024**			Versie:		1.22	
Onderwerp:	**2)**	**Sectie 266-6/7 - Ontlastvloer**								Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5	
Wapening:	**FeB 400**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15	
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²				
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**0,00**	
Gegevens betonconstructie:							f_{ctd}	=	0,00	N/mm²	α_l	=	**1,00**	
Type constructie:	**plaat**		f_{yk}	=	40	N/mm²	f_{yd}	=	35	N/mm²	α_{cw}	=	1,00	
b =	**1000**	mm	E_s	=	**0**	N/mm²								
h =	**500**	mm												
c_{toeg} =	**25**	mm	I_x	=	10417	$*10^6$ mm⁴								
drsn dwarswapening ø =	**20**	mm	S	=	31250	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0**			6.2.2(1)/NB	
drsn hoofdwapening ø =	**20**	mm	d	=	445	mm		k	=	1,67			6.2.2(6.2a/b)	
ρ_l =	**0,006**	(doorsnede trekwapei	z (= 0,9d)	=	401	mm							6.2.3	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	6.2.2(6.2a/b)/NB							

Helling drukdiagonalen: begrenzing: 21,8° ≤ θ ≤ 45° *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 3,8 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd;max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 401 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**197**	kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,552	-	6.2.3(3)/NB
N_{Ed} =	**0**	kN	(druk = -)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²					
Voorspanning toegepast?	**Nee**			v_{Ed}	=	0,44	N/mm²					6.2.2(6.2a/b)/NB
				$v_{Rd;c;min}$	=	0,34	N/mm²					6.2.1(4)
$V_{Rd,c}$ =	207	kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,47	N/mm²	U.C. =	0,95	***Plaat voldoet***		
$V_{Rd,max}$ =	1474	kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,31	N/mm²	U.C. =	0,13	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***		
$V_{Rd,s}$ =	2	kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	0,00	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-	9.2.2(9.5N)/NB
								$A_{w,min}$	=	0	mm²/m	
Aanhouden V_{Rd} =	207	kN	(6.8/6.9)									6.3.3(6.8 en 6.9)
plaat =	98	kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)									6.3.3(6.18)
$V_{Rd,c;ongesch}$ =	0	kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	0,00	N/mm²	6.2.2 (6.4)

↓

(**Let op:** alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_8 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0**	kNm								
A =	500	$*10^3$ mm²								
u =	3000	mm	u_k	=	2333	mm				6.3.2(6.27-6.28)
$t_{ef,i}$ =	167	mm	b_1	=	833	mm				
A_k =	278	$*10^3$ mm²	h_1	=	333	mm				
$T_{Rd,c}$ =	0	kNm			U.C. =	##########	***n.v.t.***			6.3.2(6.30)
$T_{Rd,max}$ =	341	kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***			

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V: UC:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{340,7 * 10^6} + \frac{197 * 10^3}{1473,8 * 10^3} = 0,000 + 0,133 =$ ***n.v.t.*** 0,133 < 1 *6.3.2(4)*

UC:

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{0,0 * 10^6} + \frac{197 * 10^3}{207,4 * 10^3} = ####### + 0,948 =$ ***n.v.t.*** ####### ##### 1 *6.3.2(5)*

Beugelwapening: **Geen praktische beugelwapening benodigd bij plaat, toetsingen niet relevant**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	14113	mm²/m	U.C. = 89,85	
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	157	mm²/m	**n.v.t.**	
	(2-snedig)			
$\sigma_{w,d}$ =	3125	N/mm²	>	$0,8f_{yk}$

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0	mm²/m	U.C. = 0,00	
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	79	mm²/m	**n.v.t**	

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 89,85

$A_{sw,toeg,bgl,V}$ = 157 mm²/m **n.v.t**

157 (2-snedig)

($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: n.v.t. mm → min. n.v.t. *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = n.v.t. mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

aantal sneden (T +V): 2 **ø 0** h.o.h. **0** mm

aantal sneden (V): **0** **ø 0** h.o.h. **0** mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.3.2*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t.	mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
			=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

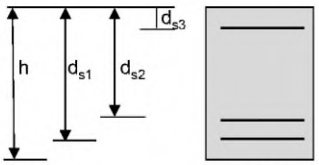
Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN 3880)

Project: **CuRa Grave** versie: 1,17 datum: 6-12-2024

Onderdeel: **Sectie 267-1/2 Keerwand conform NEN 3880**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**330**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**25**	mm		d_{s1}	300	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**100**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**25**	mm		d_{s3}	30	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**25**	mm							
Wapening			diameter					h.o.h afstand		tussen afstand
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**9**	**Ø 10**		A_{s1}	707	mm²	111	mm	101 mm
	$Ø_1$ extra		**Ø**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**		A_{s2}	0	mm²	Nvt	mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**9**	**Ø 10**		A_{s3}	707	mm²	111	mm	101 mm
					ρ_{1+2}	0,00236	-			



Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	20,0	N/mm²		$f_{cd(t)}$	20,0 N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm²	f_{yd}	400,0	N/mm²	factor beton	γ_c	**1**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00200	[-]	factor staal	γ_s	**1**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,25**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,30	mm	-		
				k_x	1,00	[-]			

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**55**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**93,5**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**-48,8**	kN	**Drukkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**-83**	kN	**Drukkracht**		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT

Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	707	mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	29,3	mm ≤	x_{umax}	166,7	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	94,9	kNm ≥	M_{Ed}	93,5	kNm	**Voldoet**	

Rek en spanningen	ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}	0,03231	[-]	400,0	N/mm²	282,7	kN
Trekzone A_{s2}	0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN
Drukzone A_{s3}	0,00008	[-]	16,1	N/mm²	11,4	kN
Drukzone bovenvezel	-0,00350	[-]	-20,0	N/mm²	-377,0	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**	$N_{E,min}$		-34,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	88,1 kNm ≥	$M_{E,min}$		38,3	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	707 mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1		n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	707 mm² ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$		707	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	13200 mm²					**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT

Hoogte betondrukzone	x	87,0 mm	-

Rek en spanningen	ε		σ		N		
Trekzone ondervezel	0,00144	[-]	0,0	N/mm²	-	kN	
Trekzone A_{s1}	0,00126	[-]	252,7	N/mm²	178,6	kN	-
Trekzone A_{s2}	0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}	-0,00034	[-]	-67,6	N/mm²	-47,8	kN	-
Drukzone bovenvezel	-0,00052	[-]	-4,1	N/mm²	-179,6	kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**	$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	320 mm² ≤	$A_{s;totaal}$	707	mm²		**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	10,0 mm	$s_{r,max}$	265	mm		
			$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,765	*10⁻³ [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,200 mm	≤	0,25	mm		**Voldoet**

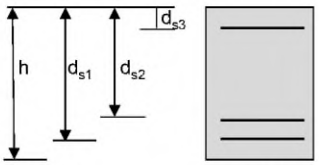
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **CuRa Grave** versie: 1,17 datum: 27-12-2024

Onderdeel: **Sectie 267-1/2 Keerwand**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**330**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**25**	mm		d_{s1}	299	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**100**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**25**	mm		d_{s3}	31	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening			diameter					h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm							
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**8**	**Ø 12**		A_{s1}	905	mm^2	125	mm	113	mm
	$Ø_1$ extra	**0**	**Ø**								
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**		A_{s2}	0	mm^2	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**8**	**Ø 12**		A_{s3}	905	mm^2	125	mm	113	mm
					ρ_{1+2}	0,00303	-				

Materiaalgegevens										
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm^2
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt					
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm^2	f_{yd}	347,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00174	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**								
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}*k_x$	0,19	mm	-			
				k_x	0,63	[-]				

Belastingen		**Langdurend**					
Moment BGT	M_{Erep}	**86**	kNm		Norm	**Bruggen**	
Moment UGT	M_{Ed}	**124,6**	kNm				
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**-173,1**	kN	**Drukkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**	
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**-207,5**	kN	**Drukkracht**			

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	905	mm^2	-	
Hoogte betondrukzone	x	39,1	mm ≤	x_{umax}	176,3	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	118,3	kNm ≥	M_{Ed}	124,6	kNm	**Voldoet niet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone A_{s1}		0,02327	[-]	347,8	N/mm^2	314,7	kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	
Drukzone A_{s3}		-0,00072	[-]	-145,0	N/mm^2	-131,2	kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-391,0	kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**	$N_{E,min}$		-61,2	kN	
	$M_{Rd,min}$	98,5	kNm ≥	$M_{E,min}$	36,8	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	$- A_{s,min1}$ =	905	mm^2	$- A_{s,min2} = 1.25* A_s * f_1$	n.v.t.	mm^2	
	$A_{s,min}$	905	mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	905	mm^2	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	13200	mm^2				**Voldoet**

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT								
Hoogte betondrukzone	x	95,6	mm	-				

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone ondervezel		0,00150	[-]	0,0	N/mm^2	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00130	[-]	260,2	N/mm^2	235,4	kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00041	[-]	-82,6	N/mm^2	-74,7	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00061	[-]	-7,0	N/mm^2	-333,8	kN	**Voldoet**

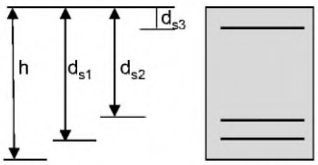
Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	243	mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	905	mm^2	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	12,0	mm	$s_{r,max}$	260	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,893	$*10^{-3}$ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,230	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **CuRa Grave** versie: 1,17 datum: 24-12-2024

Onderdeel: **Sectie 267-1/2 Koppelbalk**



Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**600**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**25**	mm	d_{s1}	463	mm				
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**100**	mm	d_{s2}	0	mm				
Betondekking drukzone	c_3	**25**	mm	d_{s3}	38	mm				
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							
Wapening		,	diameter					h.o.h afstand		tussen afstand
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$			mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**7**	**Ø 25**	A_{s1}	3436	mm^2		86	mm	61 mm
	$Ø_1$ extra	**0**	**Ø**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0**	**Ø**	A_{s2}	0	mm^2		Nvt	mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**7**	**Ø 25**	A_{s3}	3436	mm^2		86	mm	61 mm
				ρ_{1+2}	0,01238	-				
Materiaalgegevens										
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm^2
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt					
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm^2	f_{yd}	347,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00174	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**								
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}*k_x$	0,19	mm	-			
				k_x	0,63	[-]				
Belastingen		**Langdurend**								
Moment BGT	M_{Erep}	**477,2**	kNm				Norm		**Bruggen**	
Moment UGT	M_{Ed}	**604,3**	kNm							
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**-721,2**	kN	**Drukkracht**			Werklijn normaalkrachten		**Midden**	
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**-753,6**	kN	**Drukkracht**						

Melding: **Betondekking moet ≥ nominale dekking zijn**

Resultaten UGT							
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	3436	mm^2	-
Hoogte betondrukzone	x	125,6	mm ≤	x_{umax}	272,8	mm	**Bij drukkracht < -400 kN : N.v.t.**
Bezwijkmoment	M_{Rd}	659,5	kNm ≥	M_{Ed}	604,3	kNm	**Voldoet**

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone A_{s1}		0,00939	[-]	347,8	N/mm^2	1195,2	kN	
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	
Drukzone A_{s3}		-0,00246	[-]	-347,8	N/mm^2	-1195,2	kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-753,6	kN	
Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$		-62,4	kN	
	$M_{Rd,min}$	526,3	kNm ≥	$M_{E,min}$		50,1	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	$- A_{s,min1}$ =	3436	mm^2	$- A_{s,min2} = 1.25* A_s * f_1$		n.v.t.	mm^2	
	$A_{s,min}$	3436	mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$		3436	mm^2	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	12000	mm^2					**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT							
Hoogte betondrukzone	x	225,2	mm	-			

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone ondervezel		0,00142	[-]	0,0	N/mm^2	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00122	[-]	244,9	N/mm^2	841,5	kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00097	[-]	-193,7	N/mm^2	-665,6	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00116	[-]	-13,3	N/mm^2	-897,1	kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	38	mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	3436	mm^2	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	25,0	mm	$s_{r,max}$	153	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	1,124	$*10^{-3}$ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,170	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**CuRa Grave**					Datum	**6-12-2024**			Versie:		1.22	
Onderwerp:	**1)**	**Sectie 267-1/2 - Keerwand**								Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**	f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5
Wapening:	**FeB 400**	E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15
						f_{cd}	=	13,3	N/mm²			
						$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**0,00**
Gegevens betonconstructie:						f_{ctd}	=	0,00	N/mm²	α_l	=	**0,00**
Type constructie:	**plaat**	f_{yk}	=	40	N/mm²	f_{yd}	=	35	N/mm²	α_{cw}	=	1,00

b	=	**1000**	mm	E_s	=	**0**	N/mm²			
h	=	**330**	mm							
c_{toeg}	=	**25**	mm	I_x	=	2995	$*10^6$ mm⁴			
drsn dwarswapening ø	=	**10**	mm	S	=	13613	$*10^3$ mm³	k_1 =	**0**	6.2.2(1)/NB
drsn hoofdwapening ø	=	**10**	mm	d	=	290	mm	k =	1,83	6.2.2(6.2a/b)
ρ_l	=	**0,002**	(doorsnede trekwapei	z (= 0,9d)	=	261	mm			6.2.3
lasttype	**tijdelijk/blijvend**									
		$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*				

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8^o \le \theta \le 45^o$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 3,8 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd;max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 261 mm

Dwarskracht:

V_{Ed}	=	**127**	kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,552 -	6.2.3(3)/NB
N_{Ed}	=	**-208**	kN	(druk = -)	σ_{cp}	=	0,63	N/mm²				
Voorspanning toegepast?	**Nee**				v_{Ed}	=	0,44	N/mm²				6.2.2(6.2a/b)/NB
					$v_{Rd;c;min}$	=	0,39	N/mm²				
$V_{Rd,c}$	=	112	kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,39	N/mm²	U.C. =	1,13	***Beugels benodigd***	
$V_{Rd,max}$	=	960	kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,31	N/mm²	U.C. =	0,13	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***	
$V_{Rd,s}$	=	1	kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	0,00	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000 -	9.2.2(9.5N)/NB
									$A_{w,min}$	=	0 mm²/m	
Aanhouden V_{Rd}	=	1	kN	(6.8/6.9)								6.2.3(6.8 en 6.9)
plaat	=	64	kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)								6.2.3(6.18)
$V_{Rd,c;ongesch}$	=	0	kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	0,00 N/mm²	6.2.2 (6.4)

↓

(**Let op:** alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed}	=	**0**	kNm							
A	=	330	$*10^3$ mm²							
u	=	2660	mm	u_k	=	2164	mm			6.3.2(6.27-6.28)
$t_{ef,i}$	=	124	mm	b_1	=	876	mm			
A_k	=	180	$*10^3$ mm²	h_1	=	206	mm			
$T_{Rd,c}$	=	0	kNm			U.C. =	##########	***n.v.t.***		6.3.2(6.30)
$T_{Rd,max}$	=	165	kNm			U.C. =	0,00	***n.v.t.***		

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V: UC:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{164,7 * 10^6} + \frac{127 * 10^3}{960,5 * 10^3} = 0,000 + 0,132 =$ ***n.v.t.*** 0,132 < 1 *6.3.2(4)*

UC:

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{0,0 * 10^6} + \frac{127 * 10^3}{112,4 * 10^3} =$ ####### + 1,130 = ***n.v.t.*** ####### ##### 1 *6.3.2(5)*

Beugelwapening:

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$	=	13989	mm²/m	U.C. = 89,06
$A_{sw,toeg,bgl,V}$	=	157	mm²/m	**voldoet niet**
		(2-snedig)		
$\sigma_{w,d}$	=	3098	N/mm²	> $0,8f_{yk}$

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$	=	0	mm²/m	U.C. = 0,00
$A_{sw,toeg,bgl,T}$	=	79	mm²/m	**n.v.t**

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 89,06

$A_{sw,toeg,bgl,V}$	=	157	mm²/m	**n.v.t**
		157	(2-snedig)	

($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: 435 mm → min. 3-snedig *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = 300 mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

kies min. aantal sneden

aantal sneden (T +V): 2 **ø 0** h.o.h. **0** mm

aantal sneden (V): **0** **ø 0** h.o.h. **0** mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen *9.3.2*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$	=	n.v.t.	mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**0**	ø	**0**	per zijde **n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
				=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**0**	ø	**0**	per zijde **n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**CuRa Grave**						Datum	**6-12-2024**		Versie:		1.22	
Onderwerp:	**2)**	**Sectie 267-1/2 - Koppelbalk**								Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5	
Wapening:	**FeB 400**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15	
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²				
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,547	N/mm²	α_{ct}	=	**0,00**	

Gegevens betonconstructie:

Type constructie:		**balk**	f_{yk}	=	40	N/mm²	f_{ctd}	=	0,00	N/mm²	α_l	=	**0,00**	
b	=	**600** mm	E_s	=	**0**	N/mm²	f_{yd}	=	35	N/mm²	α_{cw}	=	1,00	
h	=	**500** mm												
c_{toeg}	=	**25** mm	I_x	=	6250	$*10^6$ mm⁴								
drsn dwarswapening ø	=	**12** mm	S	=	18750	$*10^3$ mm³	k_1	=	**0**				*6.2.2(1)/NB*	
drsn hoofdwapening ø	=	**12** mm	d	=	437	mm	k	=	1,68				*6.2.2(6.2a/b)*	
ρ_l	=	**0,004**	(doorsnede trekwapei z (= 0,9d)	=	393	mm							*6.2.3*	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*							

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8^o \le \theta \le 45^o$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 19,7 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd;max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 393 mm

Dwarskracht:

V_{Ed}	=	**599** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-		*6.2.3(3)/NB*
N_{Ed}	=	**-754** kN	(druk = -)	σ_{cp}	=	2,51	N/mm²						
Voorspanning toegepast?		**Nee**		v_{Ed}	=	2,29	N/mm²						*6.2.2(6.2a/b)/NB*
				$v_{Rd;c;min}$	=	0,34	N/mm²						
$V_{Rd,c}$	=	103 kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,39	N/mm²	U.C. =	5,79	***Beugels benodigd***			
$V_{Rd,max}$	=	944 kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,64	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***			
$V_{Rd,s}$	=	660 kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	2,52	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00894	-		*9.2.2(9.5N)/NB*
								$A_{w,min}$	=	5367	mm²/m		

Aanhouden V_{Rd}	=	660 kN	(6.8/6.9)			*6.2.3(6.8 en 6.9)*
balk	=	300 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)			*6.2.3(6.18)*
$V_{Rd,c;ongesch}$	=	0 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=	$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	= 0,00 N/mm²	*6.2.2 (6.4)*
↓						

(**Let op:** alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_8 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing:

T_{Ed}	=	**0** kNm							
A	=	300 $*10^3$ mm²							
u	=	2200 mm	u_k	=	1655	mm			*6.3.2(6.27-6.28)*
$t_{ef,i}$	=	136 mm	b_1	=	464	mm			
A_k	=	169 $*10^3$ mm²	h_1	=	364	mm			
$T_{Rd,c}$	=	0 kNm		U.C. =	##########	***n.v.t.***			*6.3.2(6.30)*
$T_{Rd,max}$	=	169 kNm		U.C. =	0,00	***n.v.t.***			

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V: UC:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{169,2 * 10^6} + \frac{599 * 10^3}{943,9 * 10^3} = 0,000 + 0,635 =$ ***n.v.t.*** UC: 0,635 < 1 *6.3.2(4)*

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{0,0 * 10^6} + \frac{599 * 10^3}{103,4 * 10^3} =$ ####### + 5,795 = ***n.v.t.*** UC: ####### ##### 1 *6.3.2(5)*

Beugelwapening:

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$	=	43816 mm²/m	U.C. = 0,91	
$A_{sw,toeg,bgl,V}$	=	48255 mm²/m	**voldoet**	
		(6-snedig)		
$\sigma_{w,d}$	=	32 N/mm²	<	$0,8 f_{yk}$

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$	=	0 mm²/m	U.C. = 0,00	
$A_{sw,toeg,bgl,T}$	=	8042 mm²/m	**n.v.t**	Let op torsiemoment = 0

Dwarskracht i.c.m. wringing U.C. = 0,91

$A_{sw,toeg,bgl,V}$	=	48255 mm²/m	**n.v.t**	
		48255 (6-snedig)		
		($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)		

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: 328 mm → min. 3-snedig *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = 300 mm *9.2.2(9.6N)/NB*

9.2.3(3)/NB

aantal sneden (T +V): 2 **ø 32** h.o.h. **100** mm

aantal sneden (V): **4** **ø 32** h.o.h. **100** mm

Ø > 5 mm, voldoet *9.2.2(9)/NB*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$	=	n.v.t. mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
			=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**0**	ø	**0**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

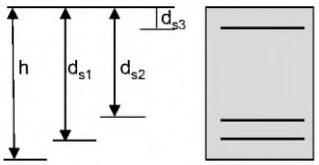
Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Maaskade Grave** versie: 1,17 datum: 17-7-2024

Onderdeel: **T-ligger Grave, muurvakken A, B en C**

Geometrie		**Balk**								
Breedte	b	**1300**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**50**	mm	d_{s1}	424	mm				
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**240**	mm	d_{s2}	182	mm				
Betondekking drukzone	c_3	**50**	mm	d_{s3}	0	mm				
Nominale dekking	c_{nom}	**30**	mm							
Wapening		,	diameter					h.o.h afstand		tussen afstand
Beugelwapening	$Ø_{dw}$		**Ø 12**	mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**6**	**Ø 25**	A_{s1}	4554	mm^2		164	mm	136 mm
	$Ø_1$ extra	**2**	**Ø 32**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**8**	**Ø 12**	A_{s2}	905	mm^2		166	mm	154 mm
- drukzone	$Ø_3$			A_{s3}	0	mm^2		Nvt	mm	Nvt mm
				ρ_{1+2}	0,01093	-				



Materiaalgegevens										
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm^2
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt					
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**500**	N/mm^2	f_{yd}	434,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00217	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**								
Milieuklasse		**XC2**	Carbonatatie: Nat,zelden droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,50**	mm	$w_{max;tabel}*k_x$	0,50	mm	-			
				k_x	1,67	[-]				

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**545**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**745**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**-83,3333**	kN	**Drukkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**-150**	kN	**Drukkracht**		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT								
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	5459	mm^2	-	
Hoogte betondrukzone	x	167,9	mm ≤	x_{umax}	205,5	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	744,6	kNm ≥	M_{Ed}	745	kNm	**Voldoet niet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone A_{s1}		0,00534	[-]	434,8	N/mm^2	1979,9	kN	
Trekzone A_{s2}		0,00029	[-]	58,7	N/mm^2	53,1	kN	
Drukzone A_{s3}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-2183,0	kN	

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$		-23,7	kN	
	$M_{Rd,min}$	730,9	kNm ≥	$M_{E,min}$		117,8	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	5459	mm^2	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1		n.v.t.	mm^2	
	$A_{s,min}$	5459	mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$		5459	mm^2	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	26000	mm^2					**Voldoet**

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT								
Hoogte betondrukzone	x	178,7	mm	-				

Rek en spanningen		ε		σ		N		
Trekzone ondervezel		0,00208	[-]	0,0	N/mm^2	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00159	[-]	318,3	N/mm^2	1449,5	kN	-
Trekzone A_{s2}		0,00002	[-]	4,3	N/mm^2	3,9	kN	-
Drukzone A_{s3}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00116	[-]	-13,2	N/mm^2	-1536,7	kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)								
Minimum wapening	$A_{s,min}$	449	mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	5459	mm^2		**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	27,1	mm	$s_{r,max}$	352	mm		
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	1,427	$*10^{-3}$ [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,500	mm	≤	0,50	mm		**Voldoet**

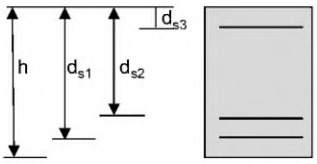
Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Maaskade Grave** versie: 1,17 datum: 26-7-2024

Onderdeel: **Sectie 267-4 Omgekeerde T-ligger**

Geometrie		**Balk**								
Breedte	b	**700**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**50**	mm		d_{s1}	433	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	$a_{1\text{-}2}$	**115**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**50**	mm		d_{s3}	75	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**30**	mm							



Wapening			diameter				h.o.h afstand	tussen afstand
Beugelwapening	$Ø_{dw}$		**Ø 12**	mm				
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**10**	**Ø 10**		A_{s1}	785 mm²	63 mm	53 mm
	$Ø_1$ extra							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$				A_{s2}	0 mm²	Nvt mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**6**	**Ø 25**		A_{s3}	2945 mm²	110 mm	85 mm
					ρ_{1+2}	0,00259 -		

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3 N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21 N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)		Nvt		s	Nvt				
				E_{cm}	29962 N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**500**	N/mm²	f_{yd}	434,8 N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00217 [-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,50 mm	-			
				k_x	1,67 [-]				

Belastingen		**Langdurend**			
Moment BGT	M_{Erep}	**88**	kNm	Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**149,6**	kNm		
Normaalkracht BGT	N_{Erep}		kN -	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}		kN -		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT

Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	785 mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	69,6 mm	≤	x_{umax}	231,6 mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	145,5 kNm	≥	M_{Ed}	149,6 kNm	**Voldoet niet**	

Rek en spanningen	ε	σ	N
Trekzone A_{s1}	0,01828 [-]	434,8 N/mm²	341,5 kN
Trekzone A_{s2}	0,00000 [-]	0,0 N/mm²	0,0 kN
Drukzone A_{s3}	0,00025 [-]	49,4 N/mm²	145,6 kN
Drukzone bovenvezel	-0,00350 [-]	-13,3 N/mm²	-487,1 kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	0,0 kN		
	$M_{Rd,min}$	145,5 kNm	≥	$M_{E,min}$	64,5 kNm	**Voldoet**	
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	785 mm²		- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t. mm²		
	$A_{s,min}$	785 mm²	≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	785 mm²	**Voldoet**	
Maximum wapening	$A_{s,max}$	14000 mm²				**Voldoet**	

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT

Hoogte betondrukzone x 98,2 mm -

Rek en spanningen	ε	σ	N	
Trekzone ondervezel	0,00173 [-]	0,0 N/mm²	- kN	
Trekzone A_{s1}	0,00144 [-]	287,9 N/mm²	226,1 kN	-
Trekzone A_{s2}	0,00000 [-]	0,0 N/mm²	0,0 kN	-
Drukzone A_{s3}	-0,00010 [-]	-20,4 N/mm²	-60,1 kN	-
Drukzone bovenvezel	-0,00042 [-]	-4,8 N/mm²	-166,0 kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0 N/mm²		
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	266 mm²	≤	$A_{s;totaal}$	785 mm²	**Voldoet**	
	$Ø_{eq}$	10,0 mm		$s_{r,max}$	340 mm		
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,882 *10^-3 [-]		
Scheurwijdte	w_k	0,300 mm		≤	0,30 mm	**Voldoet**	

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**					Datum	**26-7-2024**			Versie:		1.22	
Onderwerp:	**Sectie 267-4**									Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**		f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5	
Wapening:	**B500 (FeB 500)**		E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15	
							f_{cd}	=	13,3	N/mm²				
							$f_{ctk;0,05}$	=	1,55	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**	
Gegevens betonconstructie:							f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**	
Type constructie:	**plaat**		f_{yk}	=	500	N/mm²	f_{yd}	=	435	N/mm²	α_{cw}	=	1,00	
b =	**700** mm		E_s	=	**210000**	N/mm²								
h =	**500** mm													
c_{toeg} =	**50** mm		I_x	=	7292	$*10^6$ mm⁴								
drsn dwarswapening ø =	**12** mm		S	=	21875	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0,15**			*6.2.2(1)/NB*	
drsn hoofdwapening ø =	**25** mm		d	=	425,5	mm		k	=	1,69			*6.2.2(6.2a/b)*	
ρ_l =	**0,010**	(doorsnede trekwape	z (= 0,9d)	=	383	mm							*6.2.3*	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
			$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	*6.2.2(6.2a/b)/NB*							

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8° \le \theta \le 45°$ *6.2.3(2)/NB*

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 5,8 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 383 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**217** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-		*6.2.3(3)/NB*
N_{Ed} =	**0** kN	(druk = +)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²						
Voorspanning toegepast?	**Nee**		v_{Ed}	=	0,73	N/mm²						*6.2.2(6.2a/b)/NB*
			$v_{Rd,c,min}$	=	0,34	N/mm²						
$V_{Rd,c}$ =	164 kN	*(6.2a/6.2b)*	$v_{Rd,c}$	=	0,55	N/mm²	U.C. =	1,33	***Beugels benodigd***			
$V_{Rd,max}$ =	1072 kN	*(6.9)*	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,20	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***			
$V_{Rd,s}$ =	251 kN	*(6.8)*	$v_{Rd,s}$	=	0,84	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-		*9.2.2(9.5N)/NB*
							$A_{w,min}$	=	0	mm²/m		
Aanhouden V_{Rd} =	251 kN	(6.8/6.9)										*6.2.3(6.8 en 6.9)*
ΔF_{td} =	109 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										*6.2.3(6.18)*
$V_{Rd,c,ongesch}$ =	241 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²		*6.2.2 (6.4)*

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel,d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0** kNm											
A =	350 $*10^3$ mm²											
u =	2400 mm		u_k	=	1804	mm						*6.3.2(6.27-6.28)*
$t_{ef,i}$ =	149 mm		b_1	=	551	mm						
A_k =	193 $*10^3$ mm²		h_1	=	351	mm						
$T_{Rd,c}$ =	59 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***					*6.3.2(6.30)*
$T_{Rd,max}$ =	212 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***					

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{212,1 * 10^6} + \frac{217 * 10^3}{1072,3 * 10^3} = 0,000 + 0,202 =$ UC: 0,202 < 1 *6.3.2(4)* ***n.v.t.***

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{59,5 * 10^6} + \frac{217 * 10^3}{163,5 * 10^3} = 0,000 + 1,327 =$ UC: 1,327 > 1 *6.3.2(5)* ***n.v.t.***

Beugelwapening:

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	1303 mm²/m	U.C. = 0,86		
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	1508 mm²/m	**voldoet**		
	(2-snedig)			
$\sigma_{w,d}$ =	376 N/mm²	<	$0,8f_{yk}$	

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0 mm²/m	U.C. = 0,00		*9.2.3(3)/NB*
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	754 mm²/m	**n.v.t**	Let op torsiemoment = 0	

Dwarskracht i.c.m. wringing

		U.C. = 0,86		
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	1508 mm²/m	**n.v.t**		
	1508 (2-snedig)			
	($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)			

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: 500 mm → min. 2-snedig *9.2.2(9.8N)/NB*

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = 300 mm *9.2.2(9.6N)/NB*

aantal sneden (T +V):	2	**ø 12**	h.o.h.	**150**	mm
aantal sneden (V):			h.o.h.	**100**	mm

Ø > 5 mm, voldoet *9.2.2(9)/NB*

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) *6.3.2(6.28)*

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t. mm²	=	n.v.t. mm²/zijvlak	**6**	ø	**25**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
		=	n.v.t. mm²/boven- en ondervlak	**4**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

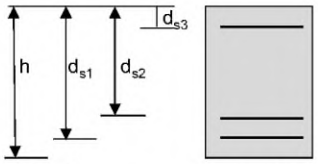
Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Dijkverbeteringstraject Cuijk-Ravenstein** versie: 1,16 datum: 26-7-2024

Snede : 1 **Sectie 268-1 - T-ligger -**

Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**1500**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**50**	mm		d_{s1}	432	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**44**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**50**	mm		d_{s3}	68	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							



Wapening		,	diameter					h.o.h afstand		tussen afstand	
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$		**Ø 12**	mm							
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**5,00**	**Ø 12,0**		A_{s1}	905	mm^2	188	mm	176	mm
	$Ø_1$ extra	**3,00**	**Ø 12,0**								
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0,00**	**Ø ,0**		A_{s2}	0	mm^2	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**5,00**	**Ø 12,0**		A_{s3}	565	mm^2	300	mm	288	mm
					ρ_{1+2}	0,00140	-				

Materiaalgegevens										
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm^2		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm^2
Ouderdom beton	t		dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm^2		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm^2
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt					
				E_{cm}	29962	N/mm^2		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm^2
Staalkwaliteit	f_{yk}	**500**	N/mm^2	f_{yd}	434,8	N/mm^2	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm^2	ε_{yd}	0,00217	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**								
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,38	mm	-			
				k_x	1,25	[-]				

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**111**	kNm	Norm	**Bruggen**	
Moment UGT	M_{Ed}	**176**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0**	kN -	Werklijn normaalkrachten	**Midden**	
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0**	kN -			

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT							
Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	905	mm^2	-
Hoogte betondrukzone	x	42,3	mm ≤	x_{umax}	231,1	mm	**Voldoet**
Bezwijkmoment	M_{Rd}	175,9	kNm ≥	M_{Ed}	176	kNm	**Voldoet niet**

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,03227	[-]	434,8	N/mm^2	393,4	kN
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN
Drukzone A_{s3}		0,00213	[-]	425,9	N/mm^2	240,9	kN
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm^2	-634,1	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	0,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	175,9	kNm ≥	$M_{E,min}$	138,2	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	905	mm^2	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t.	mm^2	
	$A_{s,min}$	905	mm^2 ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	905	mm^2	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	30000	mm^2				**Voldoet**

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT								
Hoogte betondrukzone	x	84,4	mm	-				Extra staalspanning t.g.v. temperatuur
Rek en spanningen		ε		σ		N		$\Delta\sigma_{s;temp}$ =
Trekzone ondervezel		0,00182	[-]	0,0	N/mm^2	-	kN	
Trekzone A_{s1}		0,00152	[-]	304,6	N/mm^2	275,6	kN	- **0** N/mm^2
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm^2	0,0	kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00007	[-]	-14,4	N/mm^2	-8,1	kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00037	[-]	-4,2	N/mm^2	-267,5	kN	**Voldoet**

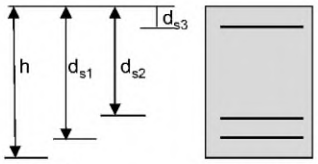
Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm^2	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	570	mm^2 ≤	$A_{s;totaal}$	905	mm^2	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	12,0	mm	$s_{r,max}$	408	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,914	$*10^{-3}$ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,370	mm	≤	0,38	mm	**Voldoet niet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Dijkverbeteringstraject Cuijk-Ravenstein** versie: 1,16 datum: 26-7-2024

Snede : 2 **Sectie 268-1 - Omgekeerde T-ligger -**



Geometrie		**Plaat**								
Breedte	b	**700**	mm							
Hoogte	h	**500**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**50**	mm		d_{s1}	433	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	a_{1-2}	**42**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**50**	mm		d_{s3}	67	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**40**	mm							
Wapening			diameter					h.o.h afstand		tussen afstand
Wapening (extra dekking)	$Ø_{dw}$		**Ø 12**	mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**10,00**	**Ø 10,0**		A_{s1}	785	mm²	70	mm	60 mm
	$Ø_1$ extra	**0,00**	**Ø ,0**							
- trekzone 2e laag	$Ø_2$	**0,00**	**Ø ,0**		A_{s2}	0	mm²	Nvt	mm	Nvt mm
- drukzone	$Ø_3$	**10,00**	**Ø 10,0**		A_{s3}	785	mm²	70	mm	60 mm
					ρ_{1+2}	0,00259	-			

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3 N/mm²
Ouderdom beton	t		dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21 N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)			Nvt	s	Nvt				
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962 N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**500**	N/mm²	f_{yd}	434,8	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00217	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**
Wapeningsprofiel		**Geribd**							
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog						
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,38	mm	-		
				k_x	1,25	[-]			

Belastingen		**Langdurend**			
Moment BGT	M_{Erep}	**102**	kNm	Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**143**	kNm		
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**0**	kN -	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**0**	kN -		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT

Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	785	mm²	-
Hoogte betondrukzone	x	59,2	mm ≤	x_{umax}	231,6	mm	**Voldoet**
Bezwijkmoment	M_{Rd}	143,2	kNm ≥	M_{Ed}	143	kNm	**Voldoet**

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,02211	[-]	434,8	N/mm²	341,5	kN
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN
Drukzone A_{s3}		0,00046	[-]	92,6	N/mm²	72,8	kN
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm²	-414,2	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	0,0	kN	
	$M_{Rd,min}$	143,2	kNm ≥	$M_{E,min}$	64,5	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	785	mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	785	mm² ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	785	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	14000	mm²				**Voldoet**

Conclusie : **UGT voldoet**

Resultaten BGT

Hoogte betondrukzone	x	106,3	mm	-			Extra staalspanning t.g.v. temperatuur
Rek en spanningen		ε		σ		N	$\Delta\sigma_{s;temp}$ =
Trekzone ondervezel		0,00199	[-]	0,0	N/mm²	- kN	
Trekzone A_{s1}		0,00165	[-]	329,8	N/mm²	259,0 kN	- **0** N/mm²
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0 kN	-
Drukzone A_{s3}		-0,00020	[-]	-39,6	N/mm²	-31,1 kN	-
Drukzone bovenvezel		-0,00054	[-]	-6,1	N/mm²	-227,9 kN	**Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	266	mm² ≤	$A_{s;totaal}$	785	mm²	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	10,0	mm	$s_{r,max}$	340	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	1,102	*10^-3 [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,370	mm	≤	0,38	mm	**Voldoet niet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**					Datum	**26-7-2024**			Versie:		1.22	
Onderwerp:	**Sectie 268-1**									Datum:		9-11-2021	

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**	f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5			
Wapening:	**B500 (FeB 500)**	E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15			
						f_{cd}	=	13,3	N/mm²						
						$f_{ctk;0,05}$	=	1,55	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**			
Gegevens betonconstructie:						f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**			
Type constructie:	**plaat**	f_{yk}	=	500	N/mm²	f_{yd}	=	435	N/mm²	α_{cw}	=	1,00			
b =	**700** mm	E_s	=	**210000**	N/mm²										
h =	**500** mm														
c_{toeg} =	**50** mm	I_x	=	7292	$*10^6$ mm⁴										
drsn dwarswapening ø =	**12** mm	S	=	21875	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0,15**				6.2.2(1)/NB		
drsn hoofdwapening ø =	**10** mm	d	=	433	mm		k	=	1,68				6.2.2(6.2a/b)		
ρ_l =	**0,004**	(doorsnede trekwape z (= 0,9d)	=	390	mm								6.2.3		
lasttype	**tijdelijk/blijvend**														
		$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	6.2.2(6.2a/b)/NB									

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8° \le \theta \le 45°$ 6.2.3(2)/NB

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 5,7 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 390 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**217** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-		6.2.3(3)/NB	
N_{Ed} =	**0** kN	(druk = +)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm²							
Voorspanning toegepast?	**Ja**		v_{Ed}	=	0,72	N/mm²						6.2.2(6.2a/b)/NB	
			$v_{Rd,c,min}$	=	0,34	N/mm²							
$V_{Rd,c}$ =	117 kN	(6.2a/6.2b)	$v_{Rd,c}$	=	0,39	N/mm²	U.C. =	1,86	***Beugels benodigd***				
$V_{Rd,max}$ =	1091 kN	(6.9)	$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,20	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***				
$V_{Rd,s}$ =	256 kN	(6.8)	$v_{Rd,s}$	=	0,84	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00000	-		9.2.2(9.5N)/NB	
							$A_{w,min}$	=	0	mm²/m			
Aanhouden V_{Rd} =	256 kN	(6.8/6.9)										6.2.3(6.8 en 6.9)	
ΔF_{td} =	109 kN	(Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										6.2.3(6.18)	
$V_{Rd,c,ongesch}$ =	241 kN	begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=					$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²		6.2.2 (6.4)	

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing: (bij plaat niet van toepassing)

T_{Ed} =	**0** kNm												
A =	350 $*10^3$ mm²												
u =	2400 mm		u_k	=	1817	mm						6.3.2(6.27-6.28)	
$t_{ef,i}$ =	146 mm		b_1	=	554	mm							
A_k =	196 $*10^3$ mm²		h_1	=	354	mm							
$T_{Rd,c}$ =	59 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***					6.3.2(6.30)	
$T_{Rd,max}$ =	211 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***						

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{210,7 * 10^6} + \frac{217 * 10^3}{1091,2 * 10^3} = 0,000 + 0,199 =$ UC: 0,199 < 1 — 6.3.2(4)

n.v.t.

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{59,0 * 10^6} + \frac{217 * 10^3}{116,9 * 10^3} = 0,000 + 1,857 =$ UC: 1,857 > 1 — 6.3.2(5)

n.v.t.

Beugelwapening:

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	1281 mm²/m	U.C. = 0,85			
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	1508 mm²/m	**voldoet**			
	(2-snedig)				
$\sigma_{w,d}$ =	369 N/mm²	< $0,8f_{yk}$			

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0 mm²/m	U.C. = 0,00			
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	754 mm²/m	**n.v.t**			

Dwarskracht i.c.m. wringing

		U.C. = 0,85			
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	1508 mm²/m	**n.v.t**			
	1508 (2-snedig)				
	($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)				

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: 500 mm → min. 2-snedig — 9.2.2(9.8N)/NB

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = 300 mm — 9.2.2(9.6N)/NB

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

aantal sneden (T +V):	2	**ø 12**	h.o.h.	**150**	mm
aantal sneden (V):	**0**	**ø 0**	h.o.h.	**100**	mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen — 9.2.2(9)/NB

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) — 6.3.2(6.28)

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t. mm²	=	n.v.t. mm²/zijvlak	**0**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
		=	n.v.t. mm²/boven- en ondervlak	**0**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

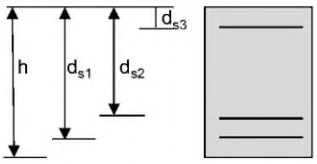
Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging

Wapening in rechthoekige doorsnede bij moment en normaalkracht (NEN-EN 1992-1-1)

Project: **Grave** versie: 1,17 datum: 26-7-2024

Onderdeel: **Sectie 270-1**

Geometrie		**Balk**								
Breedte	b	**1000**	mm							
Hoogte	h	**150**	mm							
Betondekking trekzone	c_1	**30**	mm		d_{s1}	115	mm			
H.o.h. afstand $Ø_{1;max}$ - $Ø_2$	$a_{1\text{-}2}$	**100**	mm		d_{s2}	0	mm			
Betondekking drukzone	c_3	**30**	mm		d_{s3}	35	mm			
Nominale dekking	c_{nom}	**30**	mm							



Wapening		,	diameter				h.o.h afstand		tussen afstand	
Beugelwapening	$Ø_{dw}$			mm						
- trekzone 1e laag	$Ø_1$ basis	**4**	**Ø 10**		A_{s1}	314	mm²	310	mm	300	mm
	$Ø_1$ extra										
- trekzone 2e laag	$Ø_2$				A_{s2}	0	mm²	Nvt	mm	Nvt	mm
- drukzone	$Ø_3$	**4**	**Ø 10**		A_{s3}	314	mm²	310	mm	300	mm
					ρ_{1+2}	0,00273	-				

Materiaalgegevens									
Betonsterkteklasse	f_{ck}	**C20/25**		f_{cd}	13,3	N/mm²		$f_{cd(t)}$	13,3	N/mm²
Ouderdom beton	t	**28**	dagen	f_{ctm}	2,21	N/mm²		$f_{ctm(t)}$	2,21	N/mm²
Cement sterkteklasse (t<28 dagen)		Nvt		s	Nvt					
				E_{cm}	29962	N/mm²		$E_{cm(t)}$	29962	N/mm²
Staalkwaliteit	f_{yk}	**400**	N/mm²	f_{yd}	347,8	N/mm²	factor beton	γ_c	**1,5**	
Elasticiteitsmodulus	E_s	**200000**	N/mm²	ε_{yd}	0,00174	[-]	factor staal	γ_s	**1,15**	
Wapeningsprofiel		**Geribd**								
Milieuklasse		**XC4**	Carbonatatie: Wisselend nat en droog							
Grenswaarde scheurwijdte	w_{max}	**0,30**	mm	$w_{max;tabel}$*k_x	0,30	mm	-			
				k_x	1,00	[-]				

Belastingen		**Langdurend**				
Moment BGT	M_{Erep}	**10**	kNm		Norm	**Bruggen**
Moment UGT	M_{Ed}	**17**	kNm			
Normaalkracht BGT	N_{Erep}	**10**	kN	**Trekkracht**	Werklijn normaalkrachten	**Midden**
Normaalkracht UGT	N_{Ed}	**10**	kN	**Trekkracht**		

Melding: **Invoer OK**

Resultaten UGT

Factor voor ber. x en M_{Rd}	f_1	**1,000**		$(A_{s1} + A_{s2}) * f_1$	314	mm²	-	
Hoogte betondrukzone	x	20,9	mm ≤	x_{umax}	67,8	mm	**Voldoet**	
Bezwijkmoment	M_{Rd}	13,9	kNm ≥	M_{Ed}	17	kNm	**Voldoet niet**	

Rek en spanningen		ε		σ		N	
Trekzone A_{s1}		0,01580	[-]	347,8	N/mm²	109,3	kN
Trekzone A_{s2}		0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN
Drukzone A_{s3}		0,00237	[-]	347,8	N/mm²	109,3	kN
Drukzone bovenvezel		-0,00350	[-]	-13,3	N/mm²	-208,5	kN

Minimum wapening	f_2	**1,000**		$N_{E,min}$	4,8	kN	
	$M_{Rd,min}$	14,3	kNm ≥	$M_{E,min}$	8,2	kNm	**Voldoet**
Kleinste waarde van	- $A_{s,min1}$ =	314	mm²	- $A_{s,min2}$ = 1.25* A_s * f_1	n.v.t.	mm²	
	$A_{s,min}$	314	mm² ≤	$A_s = A_{s1}+A_{s2}$	314	mm²	**Voldoet**
Maximum wapening	$A_{s,max}$	6000	mm²				**Voldoet**

Conclusie : **Bezwijkmoment voldoet niet; MRd < MEd**

Resultaten BGT

Hoogte betondrukzone x 30,0 mm -

Rek en spanningen	ε		σ		N	
Trekzone ondervezel	0,00225	[-]	0,0	N/mm²	-	kN
Trekzone A_{s1}	0,00159	[-]	318,3	N/mm²	100,0	kN -
Trekzone A_{s2}	0,00000	[-]	0,0	N/mm²	0,0	kN -
Drukzone A_{s3}	0,00009	[-]	18,9	N/mm²	5,9	kN -
Drukzone bovenvezel	-0,00056	[-]	-6,4	N/mm²	-95,9	kN **Voldoet**

Spanningsbeperking art 7.2 (2)		**nee**		$\sigma_{c,toelaatbaar}$	-20,0	N/mm²	
(alleen voor milieuklasse XD,XF,XS)							
Minimum wapening	$A_{s,min}$	179	mm² ≤	$A_{s;totaal}$	314	mm²	**Voldoet**
	$Ø_{eq}$	10,0	mm	$s_{r,max}$	156	mm	
				$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	0,999	*10⁻⁵ [-]	
Scheurwijdte	w_k	0,160	mm	≤	0,30	mm	**Voldoet**

Conclusie: **BGT voldoet**

Dwarskracht en wringing conform NEN-EN 1992-1-1 (LET OP: betreft verticale beugels)

Project :	**Grave**				Datum	**26-7-2024**		Versie:	1.22		
Onderwerp:	**Sectie 270-1**							Datum:	9-11-2021		

Materiaalgegevens:

Sterkteklasse beton:	**C20/25**	f_{ck}	=	20	N/mm²	f_{cm}	=	28	N/mm²	γ_c	=	1,5		
Wapening:	**FeB 400.**	E_{cm}	=	29962	N/mm²	f_{ctm}	=	2,21	N/mm²	γ_s	=	1,15		
						f_{cd}	=	13,3	N/mm²					
						$f_{ctk;0,05}$	=	1,55	N/mm²	α_{ct}	=	**1,00**		
Gegevens betonconstructie:						f_{ctd}	=	1,03	N/mm²	α_l	=	**1,00**		
Type constructie:	**balk**	f_{yk}	=	400	N/mm²	f_{yd}	=	348	N/mm²	α_{cw}	=	1,00		
b =	**1000** mm	E_s	=	**210000**	N/mm²									
h =	**150** mm													
c_{toeg} =	**30** mm	I_x	=	281	$*10^6$ mm⁴									
drsn dwarswapening ø =	**10** mm	S	=	2813	$*10^3$ mm³		k_1	=	**0,15**				6.2.2(1)/NB	
drsn hoofdwapening ø =	**10** mm	d	=	99	mm		k	=	2,00				6.2.2(6.2a/b)	
ρ_l =	**0,003** (doorsnede trekwape	z (= 0,9d)	=	89	mm								6.2.3	
lasttype	**tijdelijk/blijvend**													
		$C_{Rd,c}$	=	0,12	-	6.2.2(6.2a/b)/NB								

Helling drukdiagonalen: begrenzing: $21,8° \le \theta \le 45°$ 6.2.3(2)/NB

θ = **45** ° = 0,785 rad

Voor $V_{Ed} = V_{Rd,max}$ θ = 1,5 ° (optimalisatie hoek betondiagonaal bij nadering V_{Ed} tot $V_{Rd,max}$)

Verschuiving momentenlijn: a_l = 89 mm

Dwarskracht:

V_{Ed} =	**18** kN		ν	=	0,552	-	ν_1	=	0,600	-	6.2.3(3)/NB
N_{Ed} =	**0** kN (druk = +)		σ_{cp}	=	0,00	N/mm²					
Voorspanning toegepast?	**Nee**		v_{Ed}	=	0,18	N/mm²					6.2.2(6.2a/b)/NB
			$v_{Rd,c,min}$	=	0,44	N/mm²					6.2.1(4)
$V_{Rd,c}$ =	44 kN (6.2a/6.2b)		$v_{Rd,c}$	=	0,44	N/mm²	U.C. =	0,42	***Praktische beugelwapening toepassen***		
$V_{Rd,max}$ =	356 kN (6.9)		$v_{Rd,max}$	=	3,60	N/mm²	U.C. =	0,05	***Betondrukddiagonaal bezwijkt niet***		
$V_{Rd,s}$ =	115 kN (6.8)		$v_{Rd,s}$	=	1,16	N/mm²	$\rho_{w,min}$	=	0,00089	-	9.2.2(9.5N)/NB
							$A_{w,min}$	=	894	mm²/m	
Aanhouden V_{Rd} =	115 kN (6.8/6.9)										6.2.3(6.8 en 6.9)
ΔF_{td} =	9 kN (Bijkomende trekkracht in langswapening t.g.v. dwarskracht)										6.2.3(6.18)
$V_{Rd,c,ongesch}$ =	103 kN begrenzing dwarskrachtweerstand als f_{ctd} <=						$\frac{\alpha_{ct} * f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$	=	1,03	N/mm²	6.2.2 (6.4)

↓

(**Let op**: alleen van toepassing bij vrij opgelegde voorgespannen elementen zonder dwarskrachtwapening; dan α_l handmatig aanpassen

($M_{toel;d} = {}^1/_6 * b * h^2 * (\sigma_{cp} + f_{ctk;0.05} / \gamma_c)$

Wringing:

T_{Ed} =	**0** kNm										
A =	150 $*10^3$ mm²										
u =	2300 mm		u_k	=	1892	mm					6.3.2(6.27-6.28)
$t_{ef,i}$ =	102 mm		b_1	=	898	mm					
A_k =	43 $*10^3$ mm²		h_1	=	48	mm					
$T_{Rd,c}$ =	9 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***				6.3.2(6.30)
$T_{Rd,max}$ =	32 kNm				U.C. =	0,00	***n.v.t.***				

Dwarskracht i.c.m. wringing: *niet van toepassing*

Toets T + V:

Betondrukdiagonalen: $\frac{0,0 * 10^6}{32,4 * 10^6} + \frac{18 * 10^3}{356,4 * 10^3} = 0,000 + 0,051 =$ UC: 0,051 < 1 — 6.3.2(4)

n.v.t.

Beugelwapening: $\frac{0,0 * 10^6}{9,1 * 10^6} + \frac{18 * 10^3}{43,8 * 10^3} = 0,000 + 0,415 =$ UC: 0,415 < 1 — 6.3.2(5)

n.v.t.

Beugelwapening: **Praktische beugelwapening in balk conform art. 9.2.2.**

Dwarskracht:

$A_{sw,ben,bgl,V}$ =	894 mm²/m	U.C. = 0,22			
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**voldoet**			
	(2-snedig)				
$\sigma_{w,d}$ =	77 N/mm²	<	$0,8f_{yk}$		

Wringing

$A_{sw,ben,bgl,T}$ =	0 mm²/m	U.C. = 0,00			
$A_{sw,toeg,bgl,T}$ =	2011 mm²/m	**n.v.t**			

Dwarskracht i.c.m. wringing

		U.C. = 0,22			
$A_{sw,toeg,bgl,V}$ =	4021 mm²/m	**n.v.t**			
	4021 (2-snedig)				
	($A_{sw,toeg,bgl,V} = A_{sw,toeg,tot} - 2 * A_{sw,ben,bgl,T}$)				

kies beugels:

H.o.h. afstanden:

dwarsrichting

beugelbenen $s_{t,max}$: 500 mm → min. 3-snedig — 9.2.2(9.8N)/NB

langsrichting

Beugelbenen $s_{L,max}$ = 150 mm — 9.2.2(9.6N)/NB

9.2.3(3)/NB

Let op torsiemoment = 0

kies min. aantal sneden

aantal sneden (T +V):	2	**ø 16**	h.o.h.	**100**	mm
aantal sneden (V):	**0**	**ø 0**	h.o.h.	**100**	mm

Ø < 5 mm, diameter te klein gekozen — 9.2.2(9)/NB

Langswapening t.b.v. wringing (betonbalken) — 6.3.2(6.28)

$A_{s,ben,langs,T}$ =	n.v.t. mm²	=	n.v.t.	mm²/zijvlak	**2**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.
		=	n.v.t.	mm²/boven- en ondervlak	**4**	ø	**20**	per zijde	**n.v.t.**	U.C. =	n.v.t.

Let op: optellen bij wapening t.g.v. buiging