

Ontwerp langsconstructies

Ontwerp constructies bij casussen

Auteur: Milan Hinborch

Versie: 2.0

Datum: 26 juni 2020

Status: Definitief

Unieke referentie: 1218-0024-001.R33

Van belang voor: Ontwerpteam De Betuwse Waard

Bestemd voor: Ontwerpteam De Betuwse Waard

Gecontroleerd door: Werner Halter, Herman-Jaap Lodder

Inhoudsopgave

1 Inleiding	5
1.1 Doel van dit document	5
1.2 Beschikbare informatie	6
1.3 Leeswijzer	6
2 Ontwerpuitgangspunten	7
2.1 Gewijzigde uitgangspunten	7
2.2 Wijzigingen PPL en PPE	7
2.3 Opmerkingen bij de ontwerpberekeningen	7
2.4 Omgang met ontwerplevensduur	8
2.5 Waterstanden en kruinhoogte	9
3 Casus 1 – Sprok	11
3.1 Doornikshof Waaldijk 24 – DD133+50	11
3.1.1 Huidige situatie	11
3.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m	12
3.2 Restaurant Sprok – DD134+00	14
3.3 Kolk van Elferen – DD137+00	15
3.3.1 Huidige situatie	15
3.3.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m	16
3.4 Fort Boven Lent / Vossenpelssestraat 2	17
3.5 Openstaande ontwerpvragestukken casus 1	17
4 Casus 3 – Buurtschap Lent	18
4.1 Koken aan de Waal – DD162+70 en DD163+20	18
4.1.1 Huidige situatie	18
4.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m	19
4.2 Oosterhoutsedijk 70 en 78	21
4.3 Oosterhoutsedijk 74 en 76	21
5 Casus 4 – Fort Beneden Lent	23
5.1 Fort Beneden Lent – DD170+00	23
5.1.1 Huidige situatie	23
5.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m	24
5.2 Openstaande ontwerpvragestukken casus 4	25
6 Casus 6 – Buitenplaats Oosterhout	26
6.1 Buitenplaats Oosterhout – DD185+00	26
6.1.1 Huidige situatie	26
6.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m	27
6.2 Ontwerp damwand DD182+00	29
6.3 Ontwerp damwand DD186+50	30

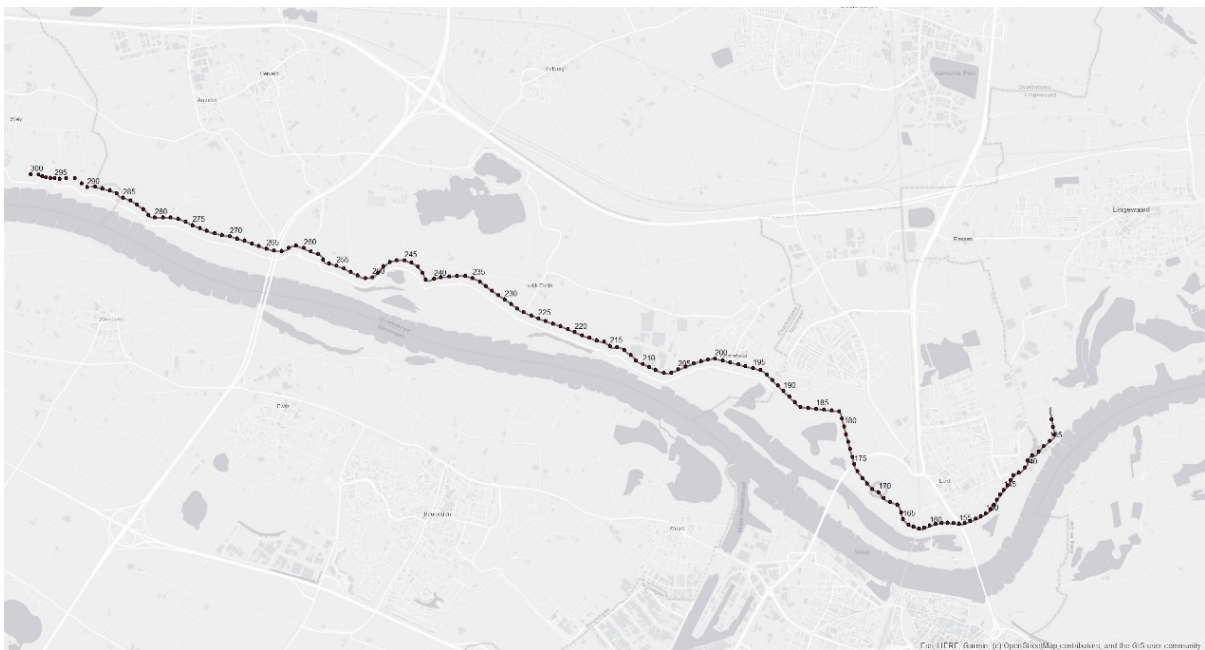
6.4 Samenvatting ontwerp casus 6	32
6.5 POVM Erosiekuil bij overslag.....	32
7 Casus 7 – Tergouw	33
7.1 Tergouw – DD193+00.....	33
7.1.1 Huidige situatie.....	33
7.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	34
8 Casus 8 – Oosterhout Dorp	36
8.1 Dijkstraat 2 – DD202+80.....	36
8.1.1 Huidige situatie.....	36
8.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m.....	37
8.1.3 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	38
9 Casus 9 – Dijkwoningen Altena.....	40
9.1 Waaldijk 41 – DD209+70	40
9.1.1 Huidige situatie.....	40
9.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	41
9.2 Waaldijk 39 – DD210	42
10 Casus 10 – Bunt/Klein Altena	44
10.1 Waaldijk 36 – DD215+40	44
10.1.1 Huidige situatie.....	44
10.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	45
10.2 Waaldijk 37 – DD214+60 (buitendijks).....	46
11 Casus 11 – Dijkwoningen van Kleef.....	48
11.1 Waaldijk 30 – DD223+60	48
11.1.1 Huidige situatie.....	48
11.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	49
11.2 Waaldijk 27 en 28 – DD224 - DD225	50
12 Casus 12 – Dorpsentree Slijk-Ewijk	52
12.1 Witte Kerkje – DD227+10.....	52
12.1.1 Huidige situatie.....	52
12.1.2 Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m	52
12.2 Dorpsstraat 68 – DD227+70	53
12.2.1 Huidige situatie.....	54
12.2.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m.....	54
13 Casus 13 – Dijkwoningen Slijk-Ewijk	56
13.1 Waaldijk 17 – DD233+40	56
13.1.1 Huidige situatie.....	56
13.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	57
14 Casus 14 – Waaldijk 13.....	59
14.1 Waaldijk 13 – DD239+00	59
14.1.1 Huidige situatie.....	59
14.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m.....	60
15 Casus 15 – Landgoed Loenen.....	61

15.1 Landgoed Loenen – DD245+00	61
15.1.1 Huidige situatie.....	61
15.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m	62
15.2 Waaldijk 11 – DD248+80	62
15.2.1 Huidige situatie.....	62
15.2.2 Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m	63
15.3 Waaldijk 10 – DD253	64
16 Casus 17 – Waaldijk 6.....	65
16.1 Waaldijk 6 – DD270+60	65
16.1.1 Huidige situatie.....	65
16.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m	66
17 Casus 18 – Waaldijk 7.....	68
17.1 Waaldijk 7 – DD265+30	68
17.1.1 Huidige situatie.....	68
17.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m.....	69
18 Casus 19 – Wolferen	71
18.1 Waaldijk 3 – DD281+60	71
18.1.1 Huidige situatie.....	71
18.1.2 Ontwerp 10 l/s/m overslag	72
18.2 Waaldijk 1 – DD284+70	74
18.2.1 Huidige situatie:	74
18.2.2 Ontwerp 10 l/s/m overslag	74
18.3 Ontwerp Casus 19 DD286+00 Waalbandijk 131	76
18.3.1 Huidige situatie:	76
18.3.2 Ontwerp 1 l/s/m overslag	76
18.4 Openstaande ontwerpvragestukken casus 19	77
19 Uitvoeringsaspecten	78
19.1 Trillingen, heikbaarheid, belendingen.....	78
19.2 Afwerking damwand	78
20 Conclusies en aanbevelingen.....	79
20.1 Conclusies.....	79
20.2 Aanbevelingen voor loop 4	79
Bijlage 1 – Samenvatting ontwerpresultaten.....	81
Bijlage 2 – Overzicht bestaande damwanden	83
Bijlage 3 – Constructieve toets damwanden.....	90
Bijlage 4 – Verticaal evenwicht	102
Bijlage 5 – Zakkende grond op ankerstang	104
Bijlage 6 – Vergelijking groene dijk	110
Bijlage 7 – Ontwerp gewapende grond Sprok.....	115
Bijlage 8 – POVM ontwerp casus 6.....	118

1 Inleiding

De Waaldijk tussen Wolferen en Sprok is onderdeel van de normtrajecten 43-4 en 43-5 en voldoet niet aan de wettelijke normen voor hoogwaterveiligheid. De beheerder van de waterkering, Waterschap Rivierenland, heeft opdracht van het HWBP gekregen om de dijk te versterken. Eind 2018 is de verkenningsfase afgerond, dit heeft een voorkeursalternatief (VKA) opgeleverd.

De Combinatie de Betuwse Waard gaat in de planuitwerkingsfase het VKA uitwerken tot een ontwerp. Het te versterken dijktraject is ca. 15 km lang (zie figuur 1-1), de oplossingen die in het voorkeursalternatief beschreven staan, gaan uit van het grotendeels versterken in grond. In loop 1 van de verkenningsfase is op basis van nieuwe uitgangspunten een update gegeven aan het VKA ontwerp, terwijl tegelijkertijd aanvullend grondonderzoek werd uitgevoerd. Met de resultaten van het aanvullend grondonderzoek is in loop 2 nogmaals het ontwerp geüpdatet, waarbij voor alle casussen met een constructie het damwandontwerp is uitgewerkt. In loop 3 is op basis van nieuwe uitgangspunten het damwandontwerp bij een aantal casussen aangepast en zijn openstaande zaken uit loop 2 uitgewerkt. Dit betreft o.a. de schematiseringsfactor, toetsing van bestaande damwanden, effect van langere damwanden i.v.m. functie als heavescherm, omgang met erosiekuilen en afwerking van damwanden op maaiveld.



Figuur 1-1: Dijktraject Wolferen-Sprok

1.1 Doel van dit document

In dit rapport zijn de resultaten van de ontwerpberekeningen uit ontwerploop 3 voor de langsconstructies voor Dijkversterking Wolferen – Sprok samengevat. Het doel is het bepalen van de benodigde afmetingen en locatie van de damwanden ten behoeve van de uitwerking van de casussen.

De rapportage van loop 3 focust op de ontwerpresultaten van de casussen. De belangrijkste uitgangspunten voor de Plaxisberekeningen worden beschreven, maar resultaten van bijvoorbeeld gevoeligheidsanalyses die zijn uitgevoerd in Plaxis zijn nog niet opgenomen of in aparte memo's beschreven. In ontwerploop 4 wordt dit rapport verder uitgebreid tot een volledig zelfstandig document met alle resultaten en achtergronden van het ontwerp van de langsconstructies.

1.2 Beschikbare informatie

Voor dit document is gebruik gemaakt van de volgende informatie:

- [1] Geotechnische lengteprofiel Dijkversterking Wolferen Sprok, Fugro. 1218-0024-001, 22 augustus 2019
- [2] Plaxis parameterset Waal, Waterschap Rivierenland, 23 mei 2019
- [3] Actueel Hoogtebestand Nederland AHN3 kaartbladen: 40cz2,40cn2,40cn1,39hn2, ingevlogen in 2015
- [4] Analyse Gemiddelde Laagste Grondwaterstand (GLG), Ontwerpteam De Betuwse Waard, 1218-0024-001.R19, 30 juli 2019
- [5] Dijkversterking Wolferen-Sprok Technische Uitgangspunten Notitie Planuitwerkingsfase, versie 6, 1218-0024-001.R08, 14 november 2019
- [6] DTM_WOS, Waterschap Rivierenland, 2 december 2016
- [7] Hydraulische Randvoorwaarden Waal t.b.v. HWBP-projecten, HKV d.d. 31 mei 2017
- [8] Advieswerkzaamheden 'Inspectie langsconstructies dijkversterking Wolferen-Sprok (WoS)', Product 3, inspectierapportage, kenmerk 20160342, ADCIM, 23-11-2016
- [9] CUR-publicatie 166 (6e druk), Damwandconstructies, stichting CURNET, Gouda, november 2012
- [10]POVM Langsconstructies (PPL), POV Macrostabieliteit, maart 2020
- [11]POVM Eindige-elementenmethode (PPE), POV Macrostabieliteit, maart 2020
- [12]Inventarisatie en inmetingen belendingen, Bouwrisk, 2019
- [13]Ontwerp STPH, Ontwerpteam De Betuwse Waard, 1218-0024-001.R03, CONCEPT
- [14]Dijkversterking Wolferen-Sprok, Concept Landschapsplan, versie 2.1 concept, 31-3-2020
- [15] Notulen expert overleg deel 2 langsconstructies ervaringen PPL en PPE, WSRL, 20-12-2019
- [16]NEN-EN 1993-5 Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 5: Palen en damwanden
- [17]Dijkversterking Wolferen – Sprok, schematiseringsfactor langsconstructies, Ontwerpteam De Betuwse Waard, 1218-0024-001.R13b, 26 mei 2020

Verder is gebruik gemaakt van de factsheets, rapportages en schetsboeken voor de casussen.

1.3 Leeswijzer

Dit document bevat het ontwerp van de langsconstructies die als doel hebben de stabiliteit van de dijk te verhogen. In hoofdstuk 2 zijn de belangrijkste ontwerpuitgangspunten gegeven en wijzigingen ten opzichte van loop 3 beschreven. In hoofdstuk 3 t/m 18 zijn de resultaten van de ontwerpberekeningen voor de constructies samengevat. In hoofdstuk 19 zijn uitvoeringsaspecten zoals de installeerbaarheid van damwanden en uitvoeringsstabieliteit beschouwd. In hoofdstuk 20 zijn conclusies en aanbevelingen opgenomen.

2 Ontwerputgangspunten

Voor de algemene uitgangspunten met betrekking tot het ontwerp van de langsconstructies met Plaxis wordt verwezen naar de Technische Uitgangspunten Notitie [5]. Afwijkende punten zijn hieronder beschreven.

2.1 Gewijzigde uitgangspunten

De volgende uitgangspunten zijn in loop 3 gewijzigd ten opzichte van loop 2:

- De voorkeursvariant (hoofdstuk 3 van de TUN [5]) is voor een aantal casussen gewijzigd van grondoplossing naar constructie. Het ontwerp van de nieuwe constructies is opgenomen in de rapportage.
- De kruinbreedte is halverwege ontwerploop 2 gewijzigd van 6 m naar 7 m. Dit is niet in alle berekeningen verwerkt. Alleen bij casussen waarvoor in ontwerploop 3 nieuwe berekeningen zijn gemaakt, is de kruinbreedte van 7 m meegenomen. Dit heeft echter vooral invloed op het ruimtebeslag. Hiermee wordt rekening gehouden bij de ontwerpessies voor de casussen en bij de landschappelijke inpassing. De invloed op de locatie, zwaarte en lengte van de damwand is op basis van de resultaten bij casussen waar de kruinbreedte wel is aangepast zeer gering.
- In ontwerploop 3 was de schematiseringsfactor voor de constructies nog bepaald. In loop 3 is dit wel gedaan. Hieruit volgt dat de schematiseringsfactor voor de toetsing van de damwand omhoog gaat van 1,05 naar 1,10. De factoren voor de toetsing van de stabiliteit en ankerkracht blijven 1.05. De schematiseringsfactor is onderbouwd in een losse notitie [17].
- De nieuwste resultaten van het laboratoriumonderzoek zijn verwerkt. Voor de Plaxisberekeningen betekent dit een aanpassing van de POP conform paragraaf 7.3 van de TUN [5]. De hogere waarden van de POP hebben over het algemeen een gunstig effect op de berekeningen, maar leiden niet tot een aangepast ontwerp.
- Voor locaties met bestaande damwanden in de buitenkruin is een toetsing van de koudgevormde damwandprofielen uitgevoerd conform NEN-EN 1993-5 [16] (zie Bijlage 3).

2.2 Wijzigingen PPL en PPE

Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt gebruik gemaakt van de POV richtlijnen PPL en PPE. In ontwerploop 2 waren alleen de conceptversies van de richtlijnen beschikbaar. In maart 2020 zijn de definitieve versies uitgebracht, waarna deze zijn toegepast in ontwerploop 3. Ten opzicht van de conceptversies zijn in de definitieve versies de volgende wijzigingen doorgevoerd die gevolgen kunnen hebben voor WoS:

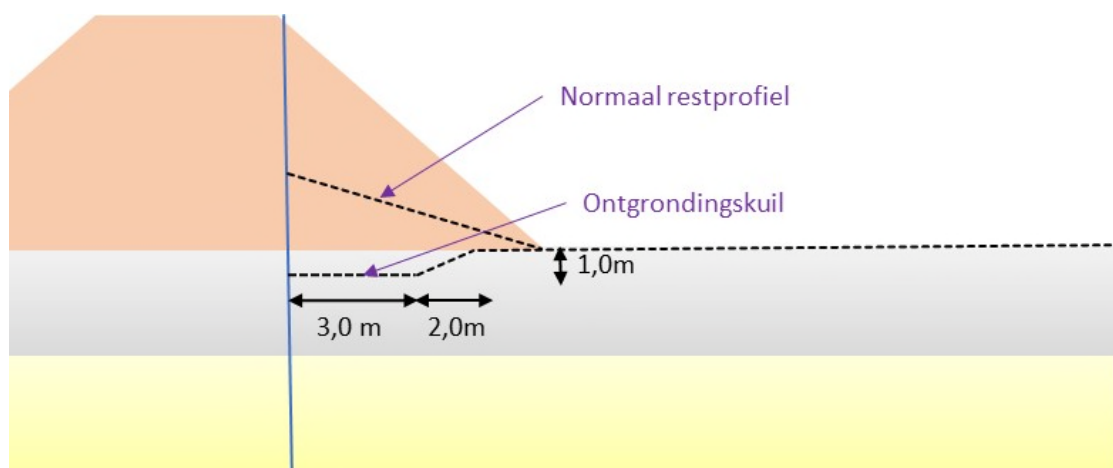
- De toetsing van het verticaal evenwicht van de verankerde damwand wordt niet langer in Plaxis uitgevoerd. De eis dat bij punt van de damwand in Plaxis maximaal 0,02 m zakking mag optreden bij de geotechnische toets is komen te vervallen. In plaats hiervan wordt de toetsing van het verticaal evenwicht buiten Plaxis uitgevoerd conform NEN-EN 9997-1. Dit leidt er toe dat verticaal evenwicht veelal niet meer maatgevend is voor het ontwerp en tot zeer lange damwanden leidt.
- Conform de PPL dient knik in een verankerde damwand getoetst te worden. Als de rekenwaarde van de normaalkracht kleiner is dan 4% van de rekenwaarde knikkracht, mogen 2^e orde-effecten verwaarloosd worden. Deze controle is conservatief, omdat damwanden in waterkeringen vanwege de inbedding in de grond minder knikgevoelig zijn. In de definitieve versie van de PPL worden aanwijzingen gegeven om hiermee om te gaan. Knik is in ontwerploop 3 nog niet beschouwd bij de verankerde damwand, maar de verwachting is dat dit niet maatgevend is voor het ontwerp.

2.3 Opmerkingen bij de ontwerpberekeningen

- Op verschillende locaties zijn bestaande damwanden aanwezig in de dijk. Hiervan is een inspectie uitgevoerd [8]. Waar mogelijk blijven deze damwanden behouden of worden ze meegenomen in

de versterking. Een overzicht van de bestaande damwanden en de eigenschappen is opgenomen in Bijlage 2

- De buitenwaartse stabiliteit van de dijk is niet gecontroleerd. Overal is standaard uitgegaan van een buitentalud 1:3.
- Piping is niet beschouwd bij het ontwerp van de damwanden. Deze interactie is meegenomen bij het ontwerpspoor piping [13], waarin de heaveschermen ontworpen zijn. Op basis van de ontwerpresultaten van de heaveschermen in loop 3, is rekening gehouden met damwanden die vanuit de functie als heavescherm langer moeten worden.
- Op locaties waar geen ruimte is voor de erosiebestendige zone onderaan de dijk, is gerekend met een erosiekuil. Hiervoor is uitgegaan van een diepte van 1,0 m over een breedte van 3,0 m (zie figuur 2-1). Deze methode geldt specifiek voor het project WoS. Er is standaard van uitgegaan dat de erosie zal optreden en niet apart in het erosiespoor gecontroleerd of dit kan/zal optreden. In het kader van de POVM loopt er nog een onderzoek naar de afmetingen en schematisatie van de erosiekuil bij overslag. Op basis van de conceptrapportage ('POV Macrostabiliteit – Witte vlekken – Restprofiel bij grote overslag') van dit onderzoek is een ontwerp met een erosiekuil uitgewerkt voor casus 6 Buitenplaats Oosterhout (zie Bijlage 8). Hieruit blijkt dat de methode conform POVM gunstiger is voor het damwandontwerp dan de methode die voor WoS is toegepast.
- Voor de staalkwaliteit van de nieuwe damwanden is standaard uitgegaan van S270. Waar dit niet voldoet is dit bij de betreffende casus aangegeven. Bij bestaande damwanden is de aanwezige staalkwaliteit vermeld.
- Conform de PPL dient voor de groene dijk (zonder damwand) een vergelijking te worden gemaakt tussen Plaxis en D-Stability. De ligging van het glijvlak dient overeen te komen en de verschillen in stabiliteitsfactor moeten beperkt blijven tot maximaal 6%. Deze vergelijking is opgenomen in Bijlage 6.



Figuur 2-1: Schematisering restprofiel met erosiekuil [15]

2.4 Omgang met ontwerplevensduur

De damwanden worden ontworpen voor een levensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125), maar de dijk wordt aangelegd met de geometrie voor een ontwerpperiode van 50 jaar (zichtjaar 2075). Dit is op de volgende manier in het ontwerp verwerkt:

- De dijk wordt aangelegd met de kruinhoogte voor een levensduur van 50 jaar, met bijbehorende taluds. De locatie van de damwand wordt hierop afgestemd.
- In de ontwerpberekening wordt gerekend met de kruinhoogte voor een levensduur van 100 jaar. Taluds worden evenredig verhoogd met dezelfde taludhelling als voor het 50 jaar ontwerp.

- Corrosie, bodemdaling en zakkende grond op ankers worden in rekening gebracht voor een periode van 100 jaar.

2.5 Waterstanden en kruinhoogte

De maatgevende hoogwaterstanden en kruinhoogtes die zijn gehanteerd in de Plaxisberekeningen zijn per casus opgenomen in tabel 2-1. Verder zijn de volgende uitgangspunten conform de TUN [5] gehanteerd met betrekking tot de waterstanden en stijghoogtes:

- Grondwaterstand onder dagelijkse omstandigheden op 2 m onder maaiveld (niveau binnenteen) en opbolling van 1,0 m onder de kruin.
- Stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden is horizontaal op een niveau zoals bepaald met de volgende formule: $STGH = NAP - 0.0096 [dijkpaal] + 8,8$ m. Indien de stijghoogte lager ligt dan bovenkant zand, is in Plaxis gerekend met een niveau gelijk aan bovenkant zand, om problemen met de interpolatie van de waterspanningen te voorkomen.
- De freatische lijn onder maatgevende omstandigheden verloopt van de buitenwaterstand bij het buitentalud naar MHW -1,0 m onder de buitenkruin en MHW -1,5 m onder de binnenkruin. Vervolgens lineair naar de binnenteen en binnendijks op 10 cm onder maaiveld.
- Voor de situatie met overslag is het gehele dijklichaam verzadigd tot 10 cm onder maaiveld.
- De stijghoogte onder maatgevende omstandigheden is in principe gelijk aan de grenspotentiaal in de opbarst/opdrijfzone over een breedte uit de binnenteen van 3x de dikte van de deklaag. Omdat een stijghoogte exact gelijk aan de grenspotentiaal in Plaxis leidt tot korrelspanningen gelijk aan nul en numerieke instabiliteit, is conform de PPL/PPE de stijghoogte verlaagd zodat de korrelspanning maximaal 2 kPa bedraagt aan de onderzijde van de deklaag en de berekening numeriek stabiel is.

3 Casus 1 – Sprok

De voorkeursvariant bij Sprok bestaat uit een verankerde damwand in de binnenkruin. Restaurant Sprok blijft in de huidige vorm gehandhaafd. Langs de kolk van Elferen en bij Fort Boven Lent komt een damwand met behoud van het huidige talud. Er zijn ontwerpberekeningen gemaakt voor Doornikshof (DD133+50) en de kolk (DD137+00). In loop 2 was sprake van een oplossing met gewapende grond in het binnentalud en een damwand in de teen bij Doornikshof. Voor de volledigheid is de uitwerking van deze oplossing opgenomen in Bijlage 7.

3.1 Doornikshof Waaldijk 24 – DD133+50

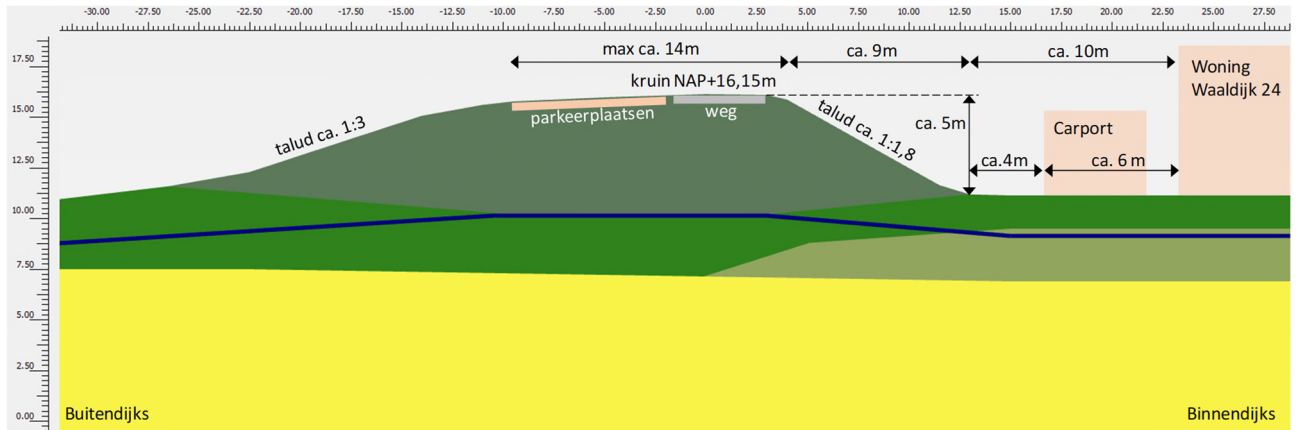
Bij Doornikshof is de voorkeursoplossing een verankerde damwand in de kruin. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 3-1: Ontwerpoplossing bij Doornikshof en Restaurant Sprok [14]

3.1.1 Huidige situatie

- Woning en carport aanwezig op respectievelijk ca. 9 m en 19 m uit de huidige kruinlijn.
- Parkeerplaatsen aanwezig naast de weg aan de buitendijkse zijde van de kruin.
- Kruin op NAP +16,15 m, binnentalud ca. 1:1,8 en buitentalud ca. 1:3.
- Voorkeur om binnentalud, woning, carport en parkeerplaatsen te behouden bij een ontwerp voor 10 l/s/m overslag.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 12 cm (NAP +16,27 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 45 cm (NAP +16,60 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 34 cm (NAP +16,49 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 75 cm (NAP +16,90 m)

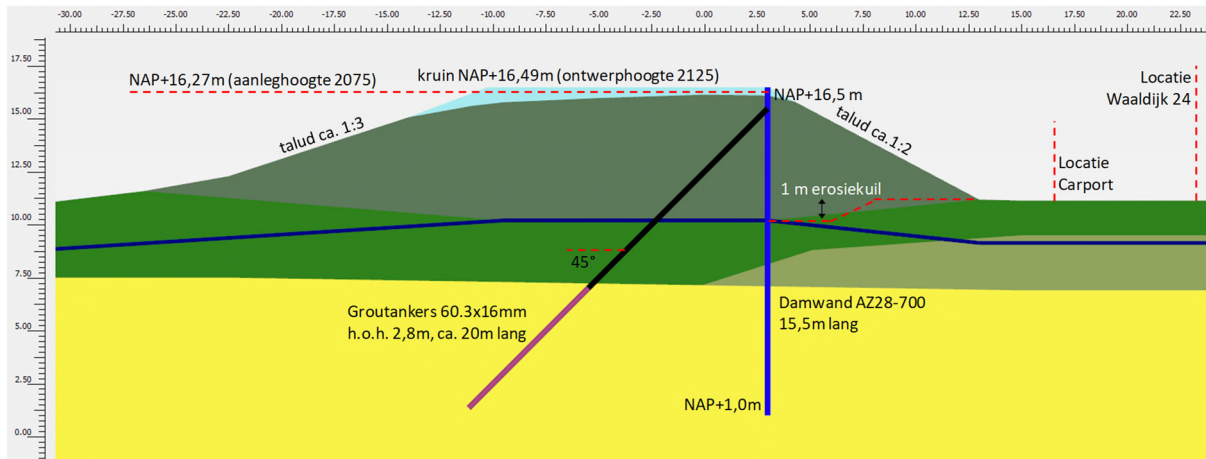


Figuur 3-2: Huidige situatie Doornikshof DD133+50

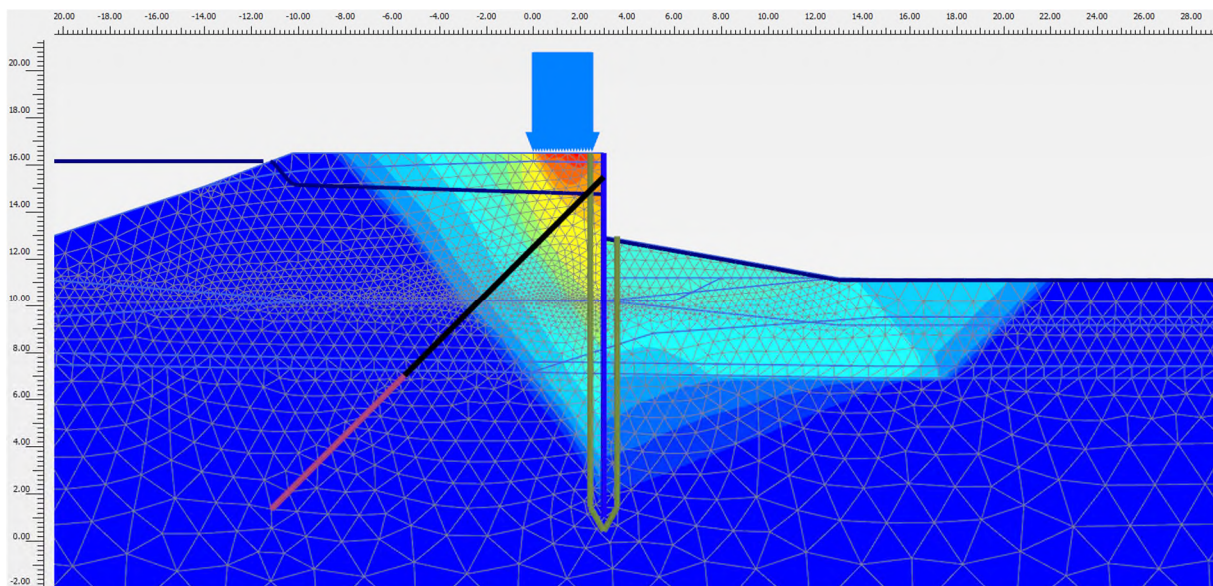
3.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

Omdat de oplossing met de gewapende grond niet mogelijk blijkt te zijn, is er een alternatieve oplossing beschouwd met een verankerde damwand in de binnenkruin van de dijk. In dit geval wordt onder maatgevende omstandigheden een afschuiving van het binnentalud geaccepteerd en wordt voor het ontwerp van de damwand gerekend met een restprofiel en erosiekuil.

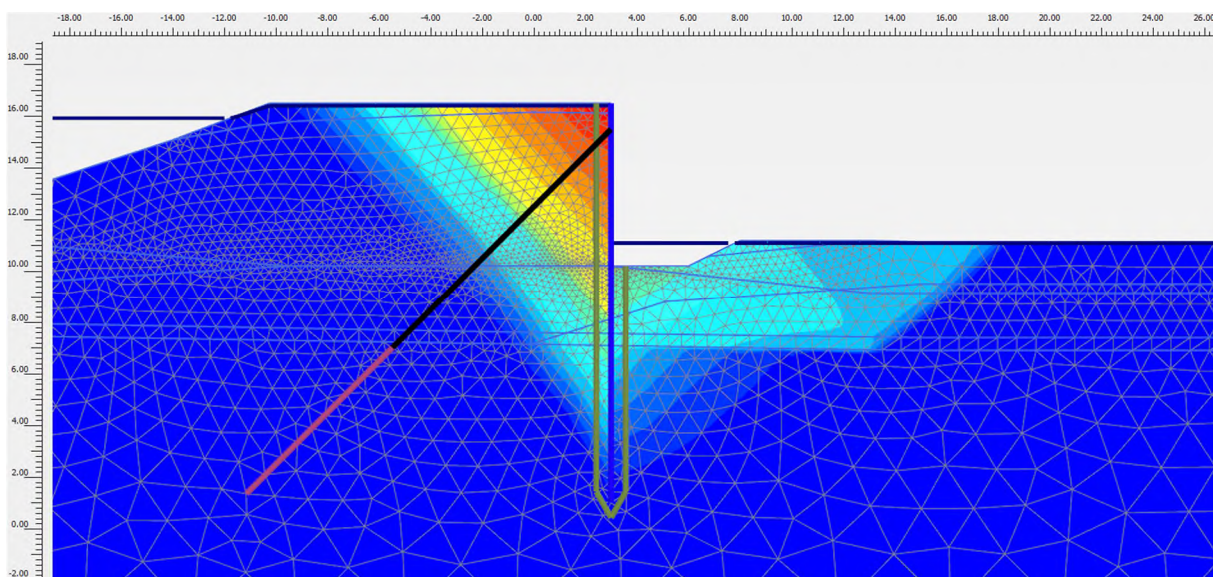
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,49 m (ophoging ca. 0,35 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +16,27 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Het huidige binnentalud wordt doorgetrokken tot aan de nieuwe kruinhoogte. Hiermee verschuift de as van de dijk ca. 2 m buitenwaarts. De huidige kruin is breed genoeg, zodat geen buitenwaartse versterking nodig is.
- Omdat het steile binnentalud niet stabiel en overslagbestendig is, is er gerekend met een afgeschoven binnentalud (restprofiel), met een zakkings van 2/3 van de kerende hoogte. In de verzadigde situatie is gerekend met een erosiekuil van 1,0 m diep (ten opzichte van het niveau van de binnenteen). Door de bomen en carport is er geen ruimte voor de erosiebestendige zone.
- Door het restprofiel en de erosiekuil is een verankerde damwand in de binnenkruin benodigd. Een damwand AZ28-700 (staalkwaliteit S270), 15,5 m lang (bovenkant op NAP +16,5 m en onderkant op NAP +1,0 m) voldoet.
- Als verankering voldoen groutankers $\varnothing 60,3 \times 16$ mm met een lengte van ca. 20 m, hart-op-hart 2,8 m onder een hoek van 45° . Het effect van zakkende grond op de ankers ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging van de dijk is meegenomen bij het ontwerp van de verankering.
- Het verticaal evenwicht van de damwand is getoetst en voldoet, zie Bijlage 4.
- Zakkende grond op de ankerstang is meegenomen in het ontwerp, zie Bijlage 5.



Figuur 3-3: DD133+50 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



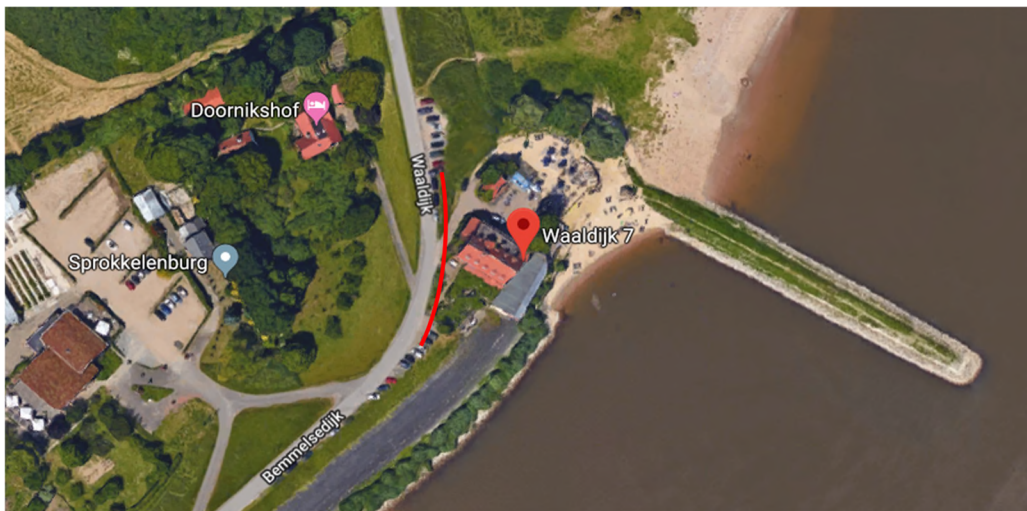
Figuur 3-4: DD133+50 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de oververzadigde situatie



Figuur 3-5: DD133+50 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

3.2 Restaurant Sprok – DD134+00

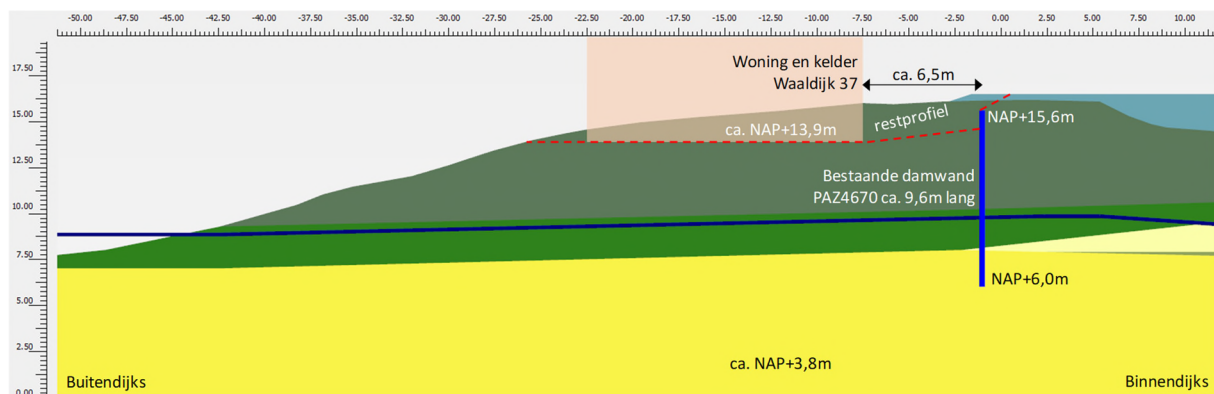
Bij Restaurant Sprok is in de buitenkruin van de dijk een damwand aanwezig die in 1995 is aangebracht. Uit inspectie [8] is gebleken dat dit een koudgevormd KL-S profiel (vergelijkbaar met PAZ 4670) met een lengte van ca. 9,6 m is, die nog in goede staat verkeert qua opgetreden corrosie (ca. 0,2 mm). De damwand heeft een hoge staalkwaliteit S355.



Figuur 3-6: Locatie bestaande damwand bij Restaurant Sprok

De buitenwaartse stabiliteit met de bestaande damwand is getoetst door middel van een Plaxisberekening. Hierbij is gerekend met de volgende uitgangspunten:

- Bestaande damwand op ca. 6,5 m uit de woning.
- Damwand PAZ4670 (koudgevormd), bovenkant op NAP +15,6 m, 9,6 m lang [8].
- Onder de woning is een kelder aanwezig tot een niveau van ca. NAP +13,9 m [12]. Daarom is gerekend met een restprofiel tot aan de damwand.
- De damwand is getoetst voor de maatgevende situatie STBU met een val na hoogwater. Er is uitgegaan van een val van 4,0 m naar NAP +11,65 m. Het restprofiel is verzadigd tot aan maaiveld.
- Er is rekening gehouden met een totale corrosie van 2,6 mm (0,2 mm opgetreden + 2,4 m gedurende restlevensduur van 100 jaar).

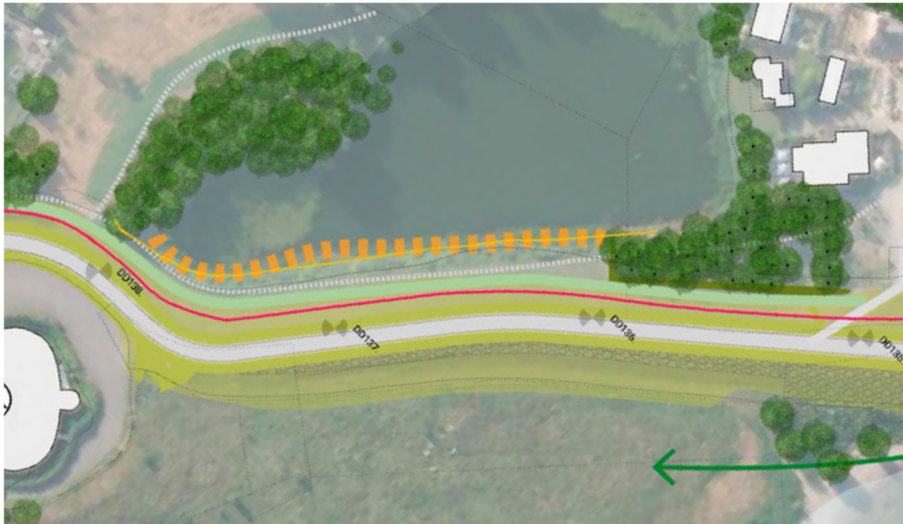


Figuur 3-7: Situatie bestaande damwand Restaurant Sprok

Uit de Plaxisberekening en toetsing van de damwand volgt dat deze voldoet op sterkte en uitbuiging voor een resterende ontwerplevensduur van 100 jaar. Hierbij is rekening gehouden met het feit dat de damwand een koudgewalst profiel is, zie Bijlage 3.

3.3 Kolk van Elferen – DD137+00

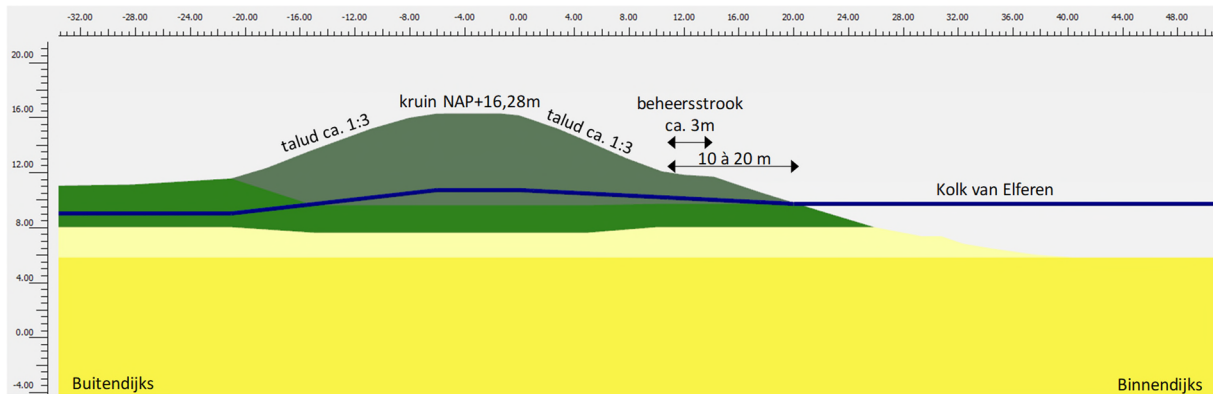
De ontwerp oplossing bij de Kolk van Elferen is om de huidige taluds van de dijk te behouden, in combinatie met een damwand in het binnentalud. In dat geval is het niet nodig om maatregelen te nemen in de kolk en kan de beheersstrook langs de kolk behouden blijven.



Figuur 3-8: Ontwerp oplossing bij de Kolk van Elferen [14]

3.3.1 Huidige situatie

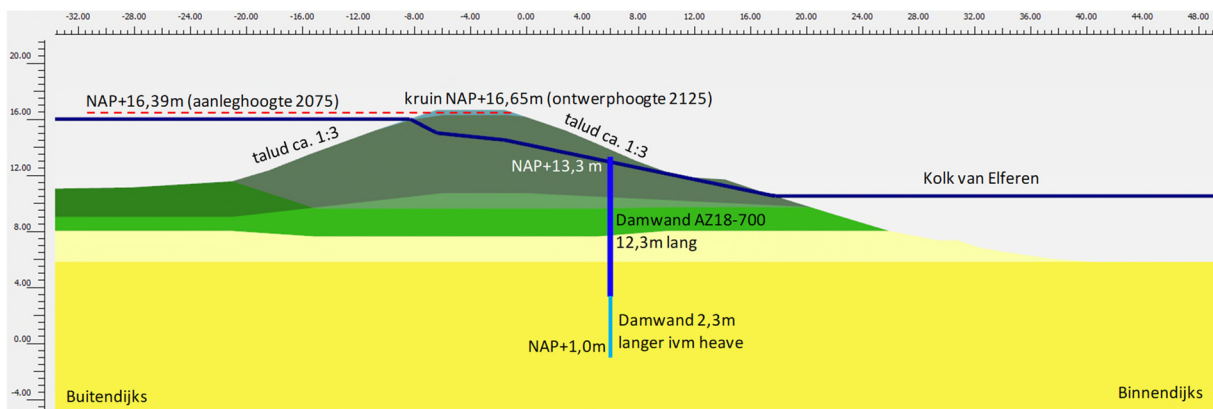
- De kolk ligt op een afstand van 10 à 20 m uit de binnenteen van de dijk. Tussen de kolk en de dijk is een beheersstrook aanwezig met een minimale breedte van ca. 3 m. De voorkeur is om deze strook te behouden.
- Kruin op NAP +16,28 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Voorkeur om huidige taluds te behouden bij een ontwerp voor 1 l/s/m overslag.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +16,12 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 11 cm (NAP +16,39 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 3 cm (NAP +16,31 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 37 cm (NAP +16,65 m)



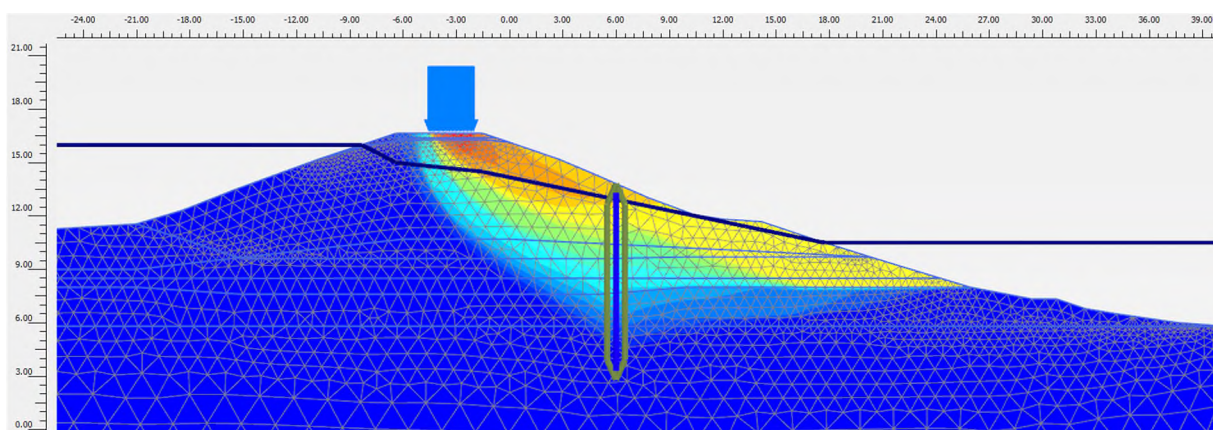
Figuur 3-9: Huidige situatie Kolk van Elferen DD137

3.3.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,65 m (ophoging ca. 0,35 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +16,39 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Huidige taluds aan de binnen- en buitenzijde en de beheersstrook langs de kolk blijven behouden.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP +1,0 m te komen.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 12,3 m lang (bovenkant op NAP +13,3 m en onderkant op NAP +1,0 m). Vanwege het relatief steile talud kan de damwand niet in de teen geplaatst worden, maar moet deze iets hoger in het talud komen op ca. 4,5 m uit de binnenteen.



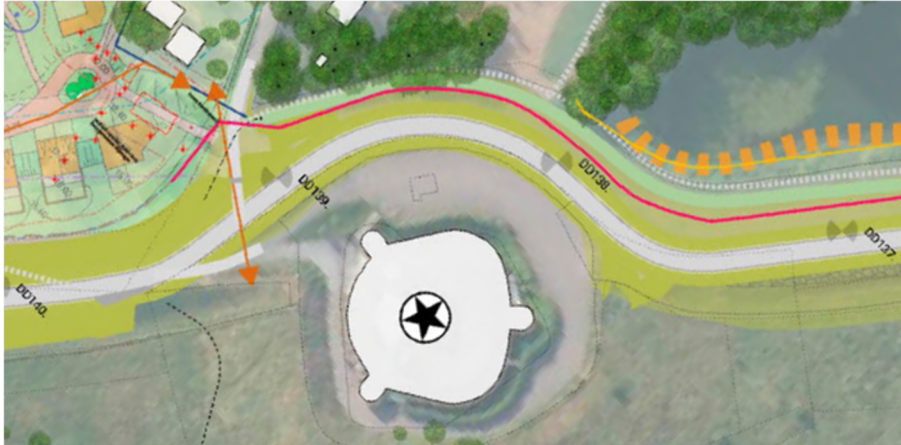
Figuur 3-10: Kolk van Elferen – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 3-11: DD137+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de oververzadigde situatie

3.4 Fort Boven Lent / Vossenpelssestraat 2

De ontwerp oplossing bij Vossenpelssestraat 2 is om de huidige taluds van de dijk te behouden, in combinatie met een damwand in het binnentalud. Dit is dezelfde oplossing als langs de Kolk van Elferen.



Figuur 3-12: Ontwerpoplossing bij Fort Boven Lent (Vossenpelssestraat 2) [14]

Er is geen aparte ontwerpberekening gemaakt voor het ontwerp van de damwand bij Vossenpelssestraat 2. Op basis van de onderstaande overwegingen is zal echter eenzelfde ontwerp als bij de Kolk voldoen:

- De taluds zijn ongeveer even steil als bij de kolk.
- Net als bij de kolk is de ophoging van de kruin bij 1 l/s/m overslag zeer beperkt.
- De bodemopbouw is vergelijkbaar.
- Op deze locatie is de kolk niet aanwezig, wat gunstig werkt voor de stabiliteit. Aan de andere kant is er wel een woning met een kelder aanwezig [12] (op enige afstand uit de dijk), wat ongunstig werkt. Voor de stabiliteit is de situatie vergelijkbaar met de kolk.
- Vanwege het steilere talud zal het ook hier nodig zijn de damwand iets hoger in het talud te plaatsen, net als bij de kolk.

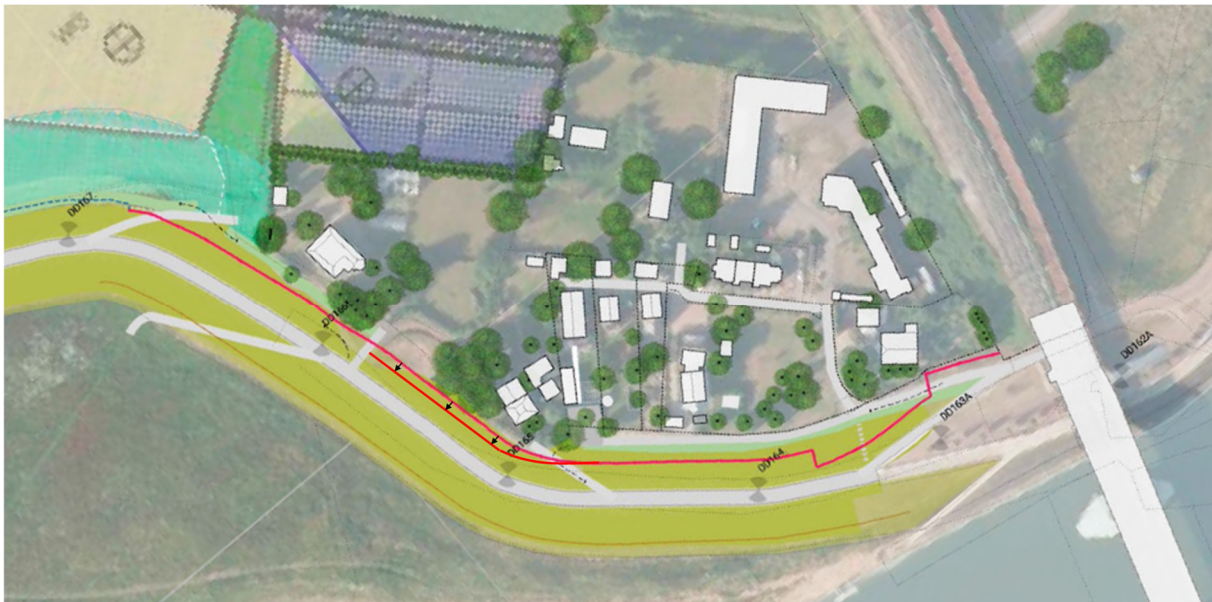
3.5 Openstaande ontwerp vraagstukken casus 1

- Ter hoogte van het buitendijks gelegen Restaurant Sprok is een bestaande damwand aanwezig in de buitenkruin, die behouden dient te blijven als erosiescherm. Hierdoor is er geen ruimte voor om de nieuwe damwand in de binnenkruin te verankeren met een groutanker. Er wordt nog een oplossing uitgewerkt waarbij de damwanden aan elkaar verankerd worden door middel van een leganker.
- Bij het ontwerp van de verankerde damwand in de kruin is rekening gehouden met een erosiekuil, waarbij de methode voor WoS is aangehouden. De methode uit het POVM onderzoek voor het bepalen van de erosiekuil kan mogelijk nog tot een optimalisatie van het ontwerp leiden (zie Bijlage 8).

4 Casus 3 – Buurtschap Lent

De ontwerpoplossing bij buurtschap Lent bestaat uit een damwand binnen de gehele casus. Onder de keermuur ten westen van de brug en onder het buitentalud is een cement-bentonietwand aanwezig, die het watervoerend pakket afsluit. Daardoor zijn er bij deze casus geen problemen met opbarsten en opdrijven.

Er zijn ontwerpberekeningen gemaakt voor de damwand bij Koken aan de Waal en bij Oosterhoutsedijk 74/76. Tussen DD162+70 en DD163+20 (Koken aan de Waak) wordt een damwand in het talud toegepast, waarbij het huidige talud zoveel mogelijk behouden blijft. Bij de rest van de casus bestaat het ontwerp uit een damwand in de binnenteen met een talud 1:3,5 t, behalve tussen DD164+80 en DD165+60, waar een steiler talud 1:3 met een damwand in het talud wordt toegepast. De damwand komt hier dicht bij de kruin te staan ten opzichte van het eerdere ontwerp met de damwand in de teen. Dit is in figuur 4-1 aangegeven met de rode lijn en pijltjes.



Figuur 4-1: Ontwerpoplossing bij Buurtschap Lent [14]

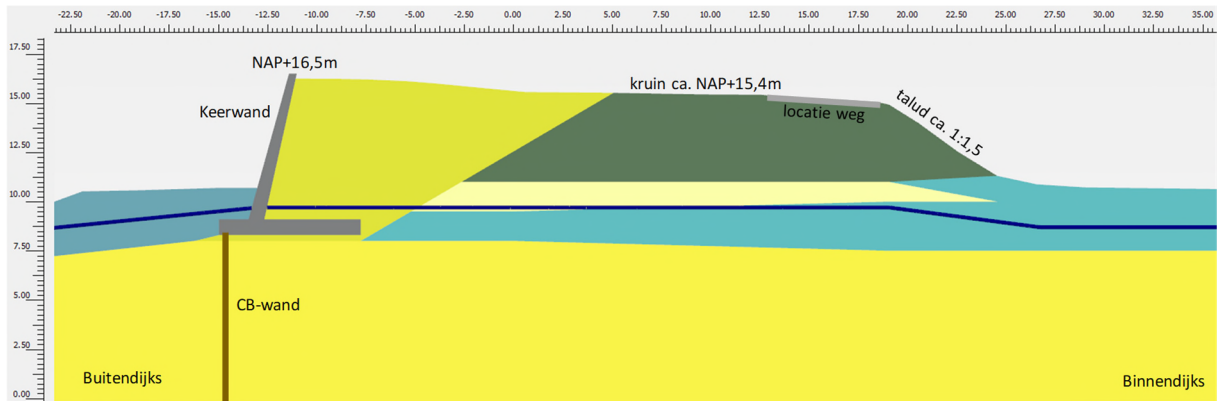
4.1 Koken aan de Waal – DD162+70 en DD163+20

Op deze locatie is aan de buitendijkse zijde een keermuur aanwezig die geplaatst is bij de aanleg van de nevengeul bij Lent. Daarnaast is onder de keermuur een cement-bentonietwand (CB-wand) aanwezig, die het hele eerste watervoerend pakket afsluit. De ontwerpoplossing bestaat uit een damwand langs de woning.

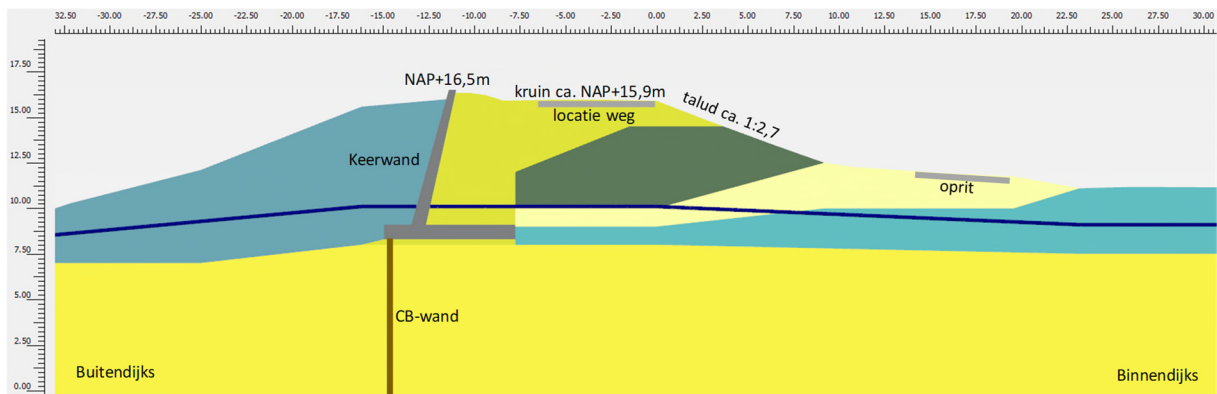
4.1.1 Huidige situatie

- Aan de buitendijkse zijde is een keermuur aanwezig in de vorm van een betonnen L-wand. Onder de L-wand is een CB-wand aanwezig die het eerste watervoerend pakket geheel afsluit.
- Binnendijks ligt de woning Oosterhoutsedijk 46 (Koken aan de Waal) op een minimale afstand van ca. 5 m uit de binnenteen.
- Binnentalud ca. 1:1,5 aan de zijde waar het talud aansluit op de spoordijk (DD162+70). Talud boven de oprit ca. 1:2,7 (DD163+20).
- Oprit aanwezig voor de woning langs.
- De keermuur is aangelegd op een kruinhoogte van NAP +16,5 m. Hierdoor is er op deze locatie geen hoogteopgave.

- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +15,62 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 0 cm (NAP +15,94 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +15,83 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 0 cm (NAP +16,21 m)



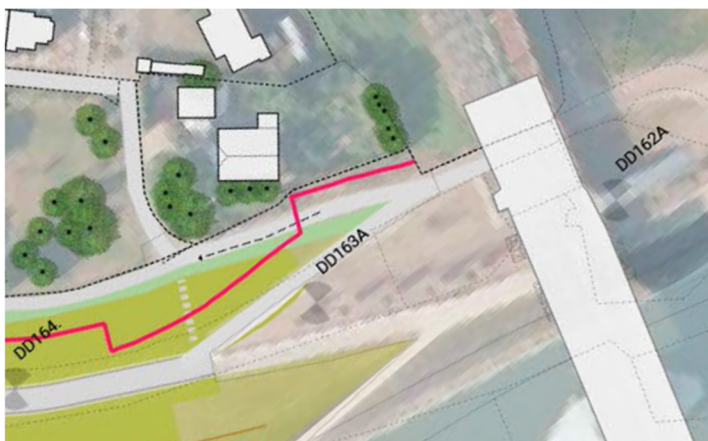
Figuur 4-2: Huidige situatie Koken aan de Waald t.p.v. DD162+70



Figuur 4-3: Huidige situatie Koken aan de Waald t.p.v. DD163+20

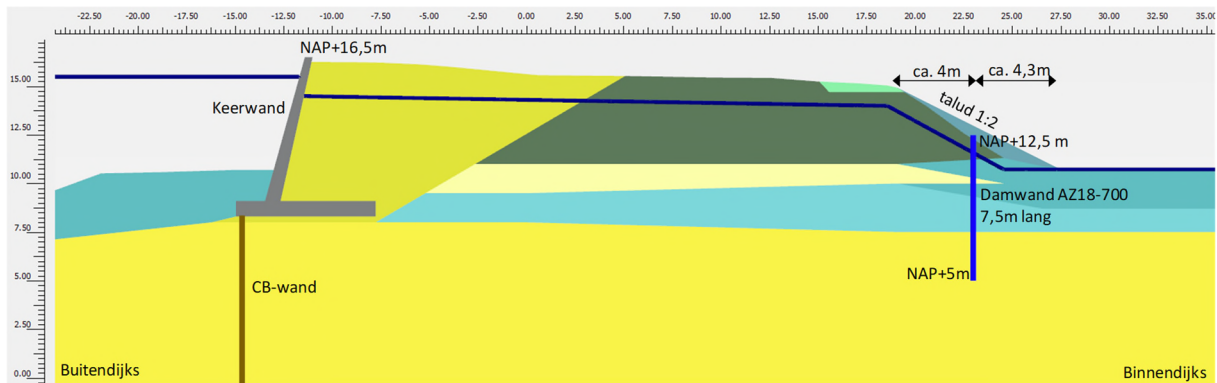
4.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

De locatie van de damwand bij Koken aan de Waal is gegeven in figuur 4-4.

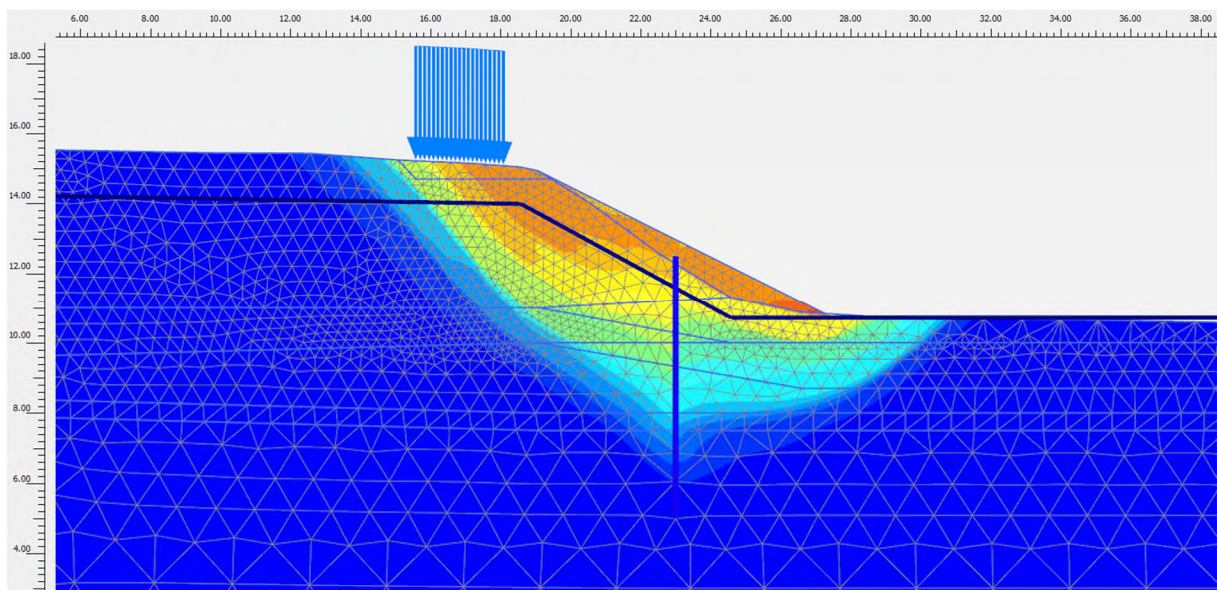


Figuur 4-4: Locatie damwanden bij Koken aan de Waal

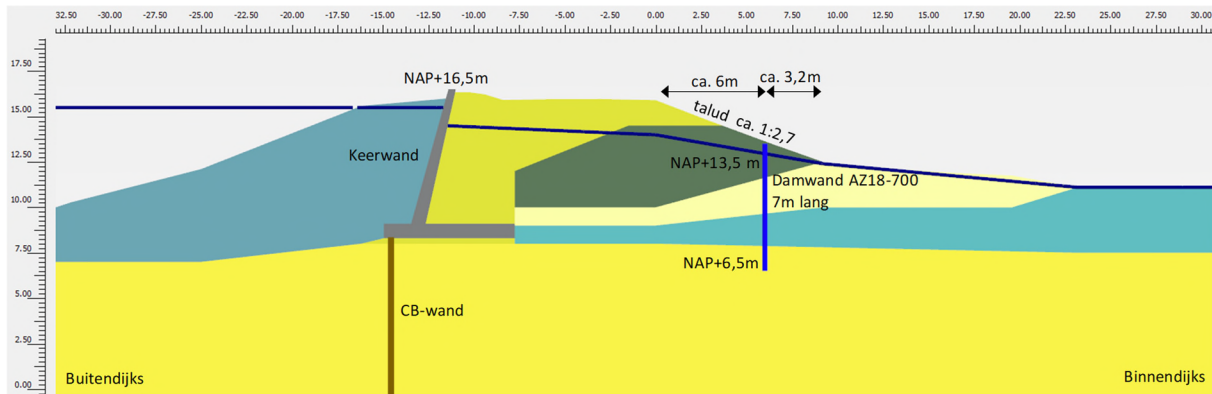
- Aan de kant van het spoor (DD162+50-DD162+90) is een taludverflauwing nodig naar 1:2 in combinatie met een damwand halverwege het talud.
- Damwand AZ18-700, 7,5 m lang.
- Boven de oprit (DD162+90-DD163+50) voldoet een damwand in het huidige talud.
- Damwand AZ18-700, 7 m lang.
- Omdat de keerwand hoog genoeg is, is een ophoging van de dijk niet nodig. De hoogte is met NAP +16,5 m zo hoog dat het overslagdebiet lager zal zijn dan 1 l/s/m. Hierdoor is het ook mogelijk steile taluds toe te passen.



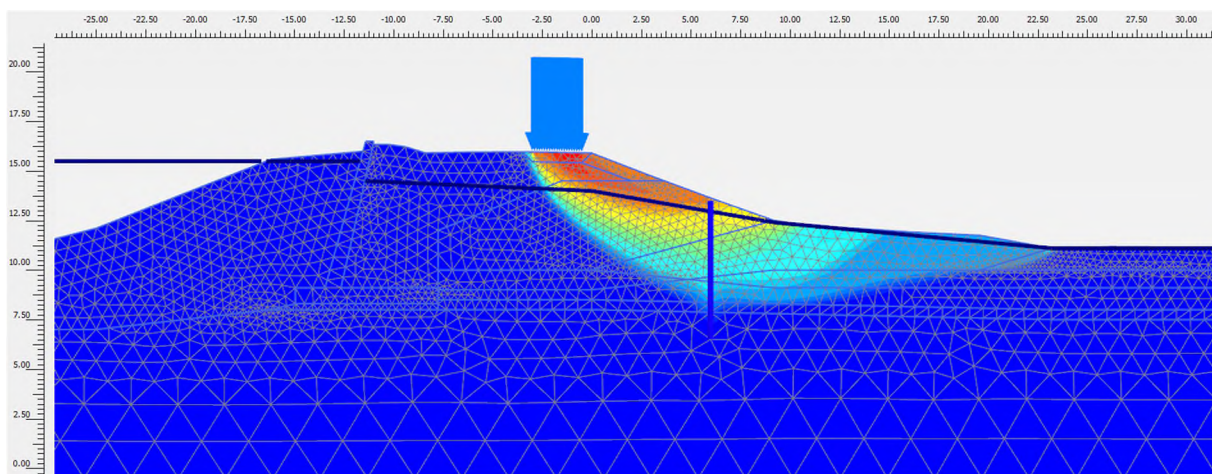
Figuur 4-5: DD162+70 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 4-6: DD162+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de oververzadigde situatie



Figuur 4-7: DD163+20 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 4-8: DD163+20 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de onverzadigde situatie

4.2 Oosterhoutsedijk 70 en 78

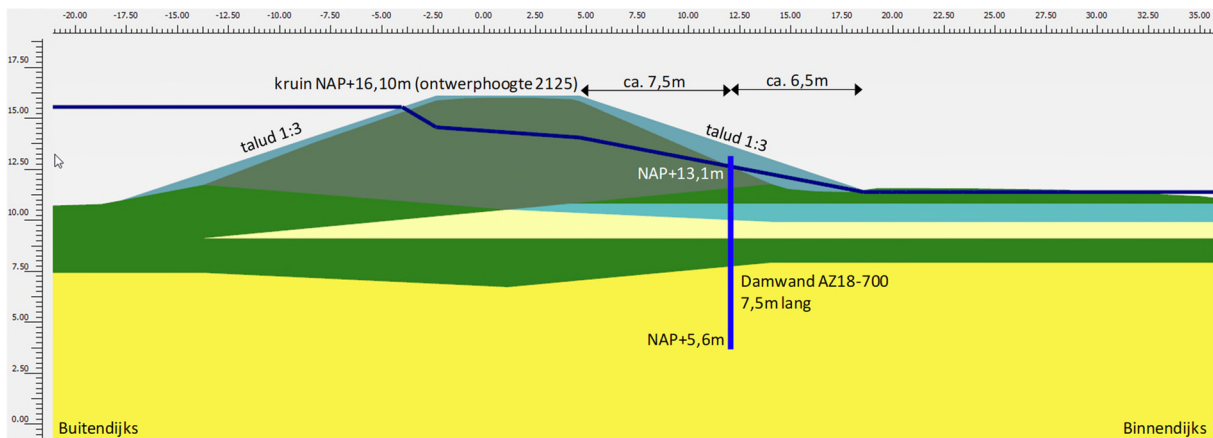
De damwand bij Oosterhoutsedijk 70 (DD163+60 - DD164+80) en 78 (DD166+60 - DD166+50) wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m. Voor deze locatie is geen aparte ontwerpberekening gemaakt. De situatie is echter vergelijkbaar met de naastgelegen casus 4. Daarom kan worden uitgegaan van het ontwerp voor de damwand op deze locatie (zie paragraaf 5.1.2). Dit komt neer op het volgende ontwerp:

- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 10 m lang (bovenkant op NAP +12,3 m en onderkant op NAP +2,3 m).

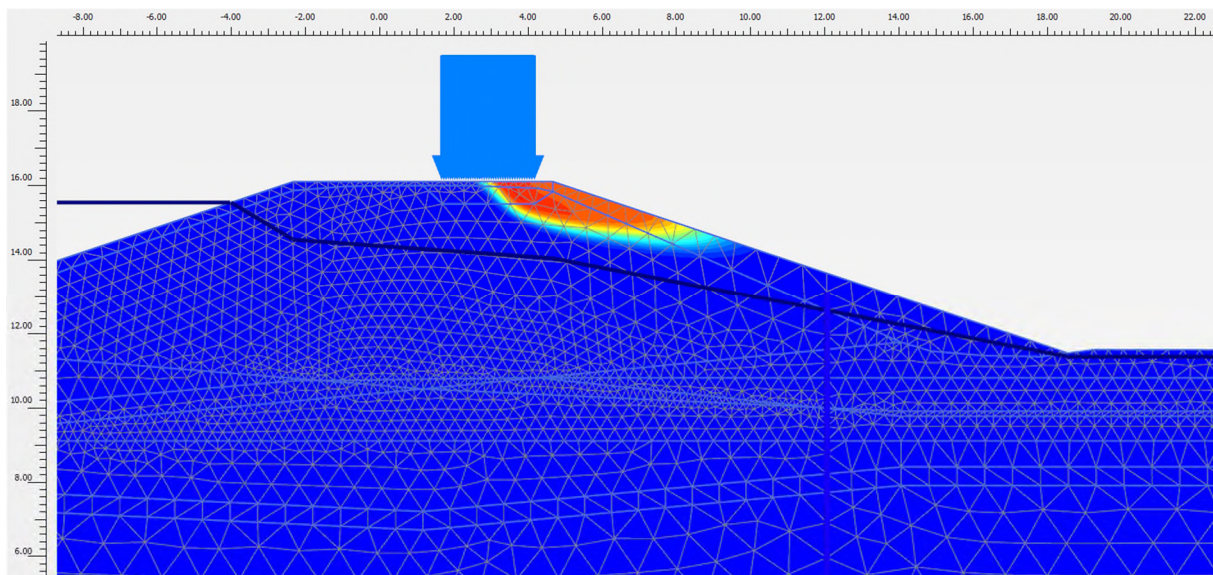
4.3 Oosterhoutsedijk 74 en 76

Bij Oosterhoutsedijk 74 en 76 wordt tussen de opritten een steiler talud 1:3 toegepast om bomen bij de woningen te kunnen sparen. Hierdoor voldoet bovenstaande oplossing niet, maar moet de damwand hoger in het talud komen en is een langere damwand nodig:

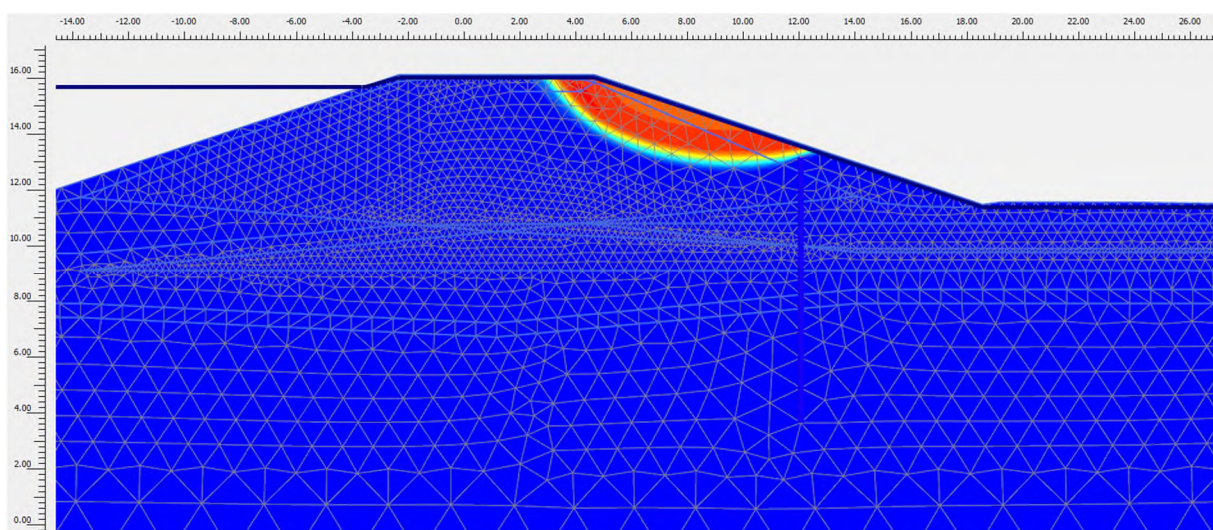
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,10 m (ophoging ca. 13 cm) t.b.v. damwandontwerp. Huidige kruinhoogte blijft behouden bij de dijkversterking.
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 7,5 m lang (bovenkant op NAP +13,1 m en onderkant op NAP +5,6 m).



Figuur 4-9: DD165+00 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 4-10: DD165+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 4-11: DD165+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

5 Casus 4 – Fort Beneden Lent

Bij deze casus ligt Fort Beneden Lent, met daar omheen een gracht, binnendijks. Daarnaast valt de woning Zaligestraat 8 binnen deze casus.

5.1 Fort Beneden Lent – DD170+00

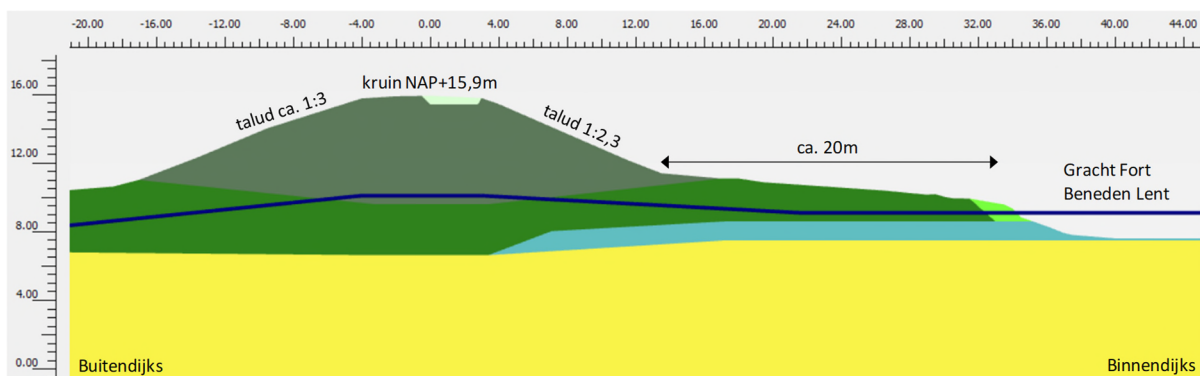
De ontwerp oplossing bestaat hier uit een constructie aan de binnenzijde om ruimtebeslag op het fort te voorkomen. De damwand loopt door bij de woning Zaligestraat 8. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 5-1: Ontwerp oplossing bij Fort Beneden Lent en Zaligestraat 8 [14]

5.1.1 Huidige situatie

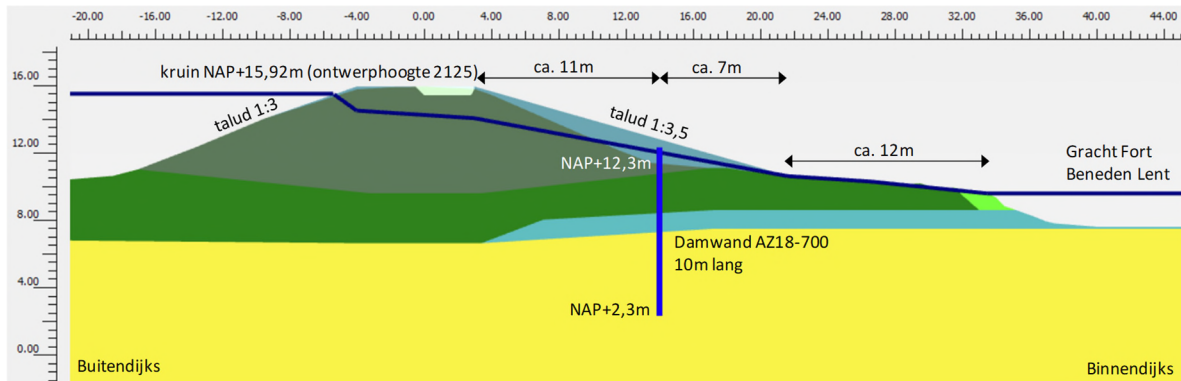
- Binnendijks is het Fort Beneden Lent aanwezig met daar omheen een gracht. De gracht licht op ca. 20 m uit de binnenteen van de dijk en is ca. 2 m diep.
- Kruin op NAP +15,90 m, binnentalud ca. 1:2,3 en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +15,78 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 35 cm (NAP +16,25 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 13 cm (NAP +16,03 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 67 cm (NAP +16,57 m)



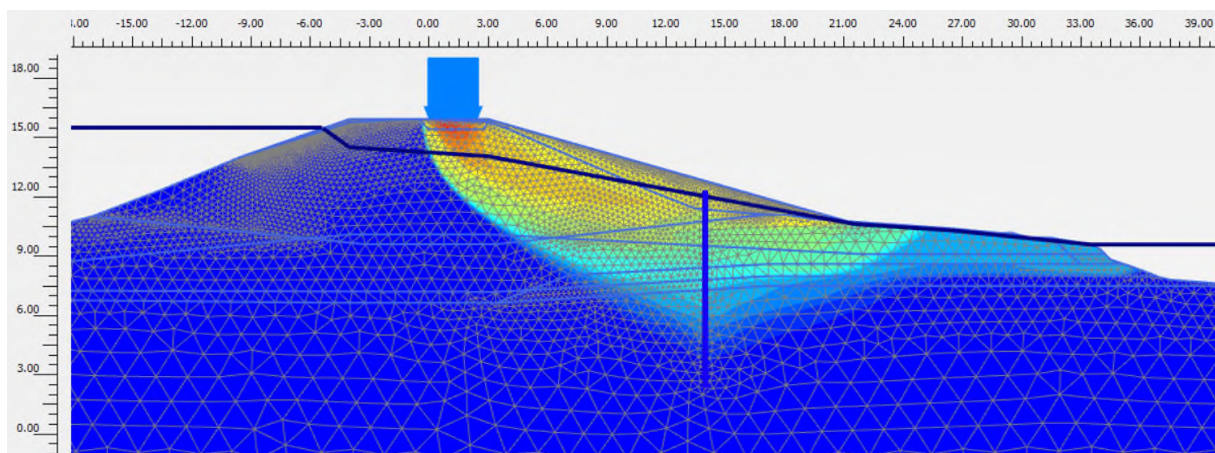
Figuur 5-2: Huidige situatie Fort Beneden Lent t.p.v. DD170+00

5.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

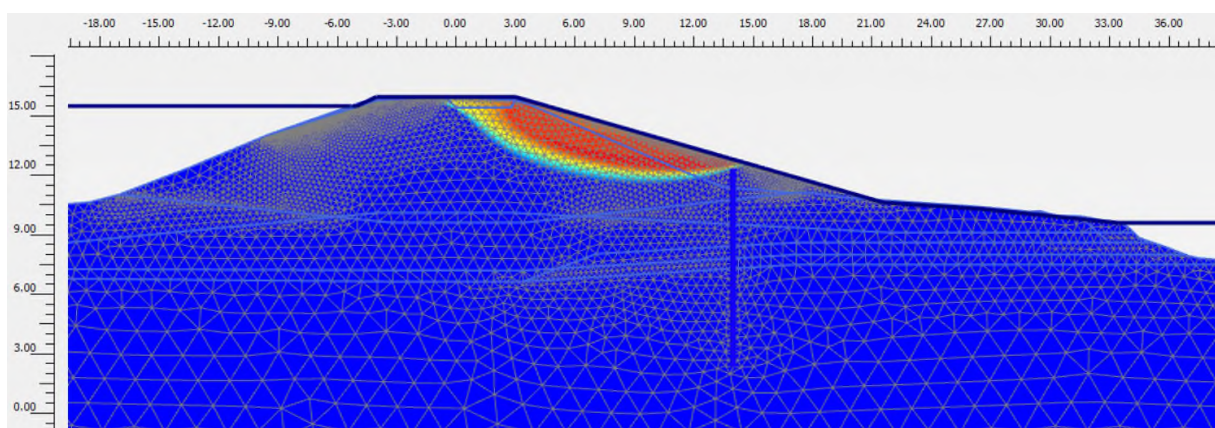
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,03 m (ophoging ca. 13 cm) t.b.v. damwandontwerp. Huidige kruinhoogte blijft behouden bij de dijkversterking.
- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 10 m lang (bovenkant op NAP +12,3 m en onderkant op NAP +2,3 m).
- Ruimte tussen binnenteen en gracht die behouden blijft is ca. 12 m.



Figuur 5-3: DD170+00 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 5-4: DD170+00 – Maatvendend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 5-5: DD170+00 – Maatvendend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

5.2 Openstaande ontwerpvragestukken casus 4

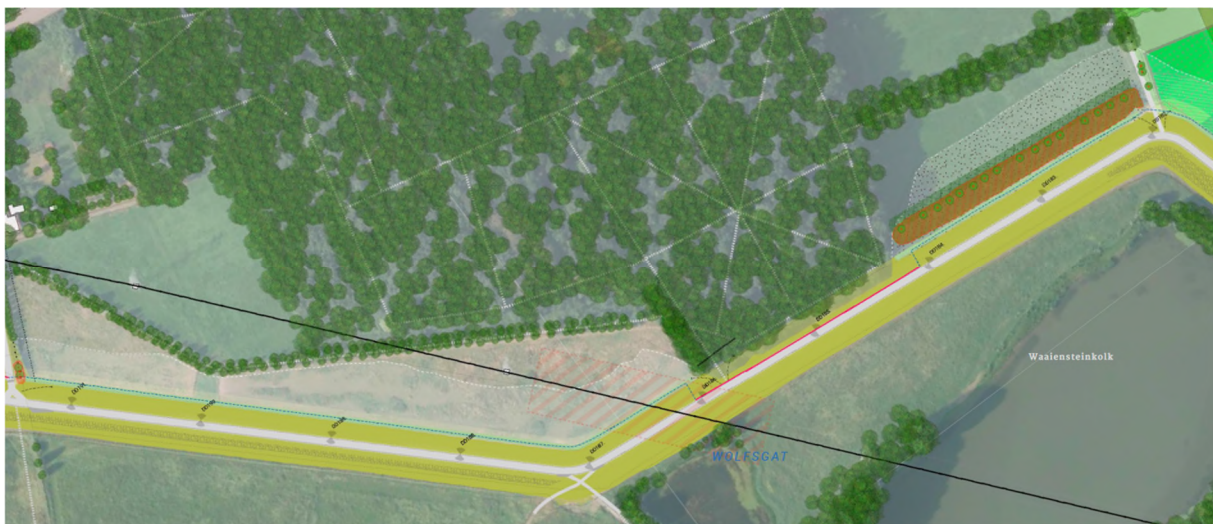
- Bij Oosterhoutsedijk 88 ter hoogte van DD172+20 wordt nog een variant uitgewerkt met een talud 1:3 in plaats van 1:3,5 om ruimte te besparen, waardoor bomen behouden kunnen blijven.

6 Casus 6 – Buitenplaats Oosterhout

Casus Buitenplaats Oosterhout ligt in de dijksecties 8 en 9 tussen dijkpaal DD182 en DD192. Dit is het gedeelte waar buitenplaats Oosterhout (een Rijksmonument) de dijk raakt. Eerder was er sprake van alleen een damwand bij het middendeel (DD184-186), waar de bomen het dichtst bij de dijk staan. Bij de rest van de buitenplaats was een grondoplossing met een berm voorzien. In loop 3 is echter besloten om langs te gehele buitenplaats een constructie toe te passen. Daarom zijn ook ontwerpberekeningen gemaakt voor de strekking ten oosten (DD182) en ten westen (DD188+50) van het middendeel.

6.1 Buitenplaats Oosterhout – DD185+00

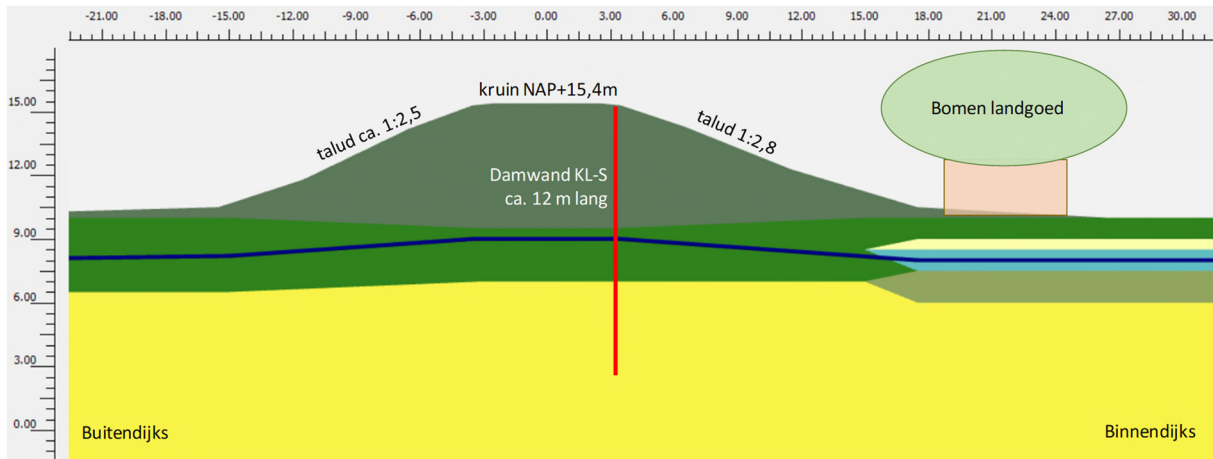
Bij het middendeel van deze casus (DD184-186) grenzen de bomen van het landgoed aan de teen van de huidige dijk. De ontwerp oplossing voor dit deel van het tracé bestaat uit het plaatsen van een nieuwe constructie in de binnenkruin. De bestaande constructie wordt hierbij vervangen. Op deze manier kunnen het huidige binnentalud en de bomen behouden blijven. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 6-1: Ontwerpoplossing bij Buitenplaats Oosterhout [14]

6.1.1 Huidige situatie

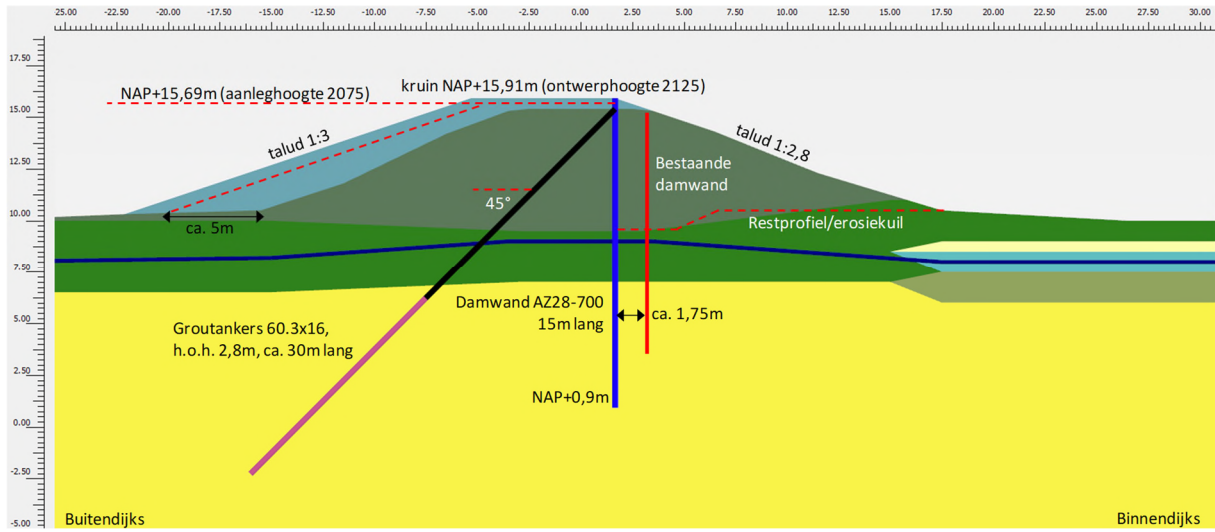
- De bomen van het landgoed staan tot vlakbij de teen van de dijk.
- De bomen en het huidige binnentalud dienen behouden te blijven.
- Damwand KL-S ca. 12 m lang aanwezig in de binnenkruin uit dijkversterking 1990.
- Kruin op NAP +15,41 m, binnentalud ca. 1:2,8 en buitentalud ca. 1:2,5.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 28 cm (NAP +15,69 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 67 cm (NAP +16,08 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 50 cm (NAP +15,91 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 96 cm (NAP +16,37 m)



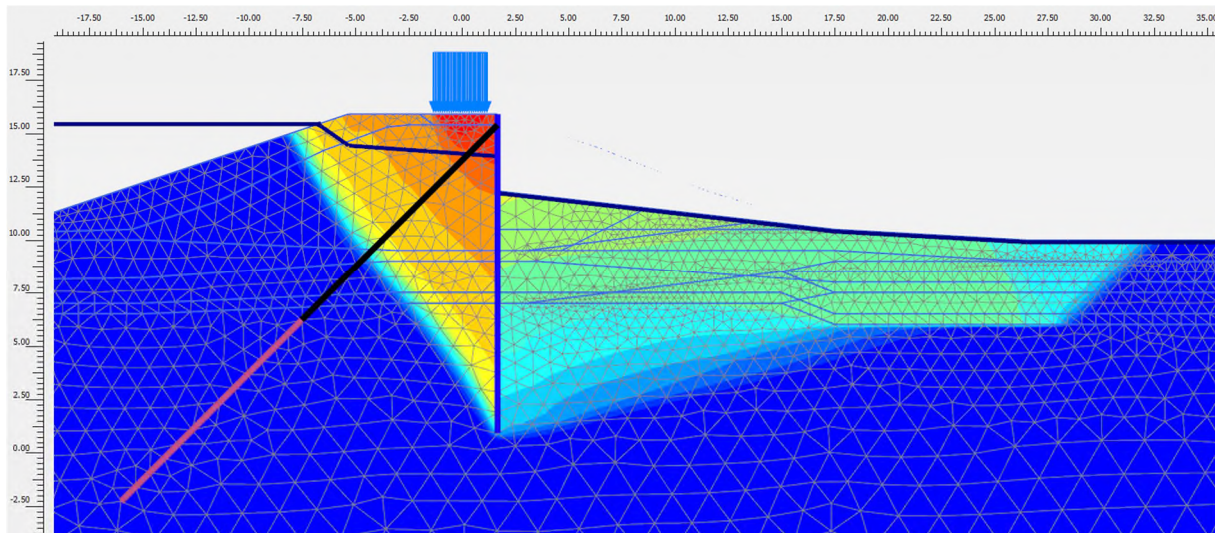
Figuur 6-2: Huidige situatie Buitenplaats Oosterhout t.p.v. DD185+00

6.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

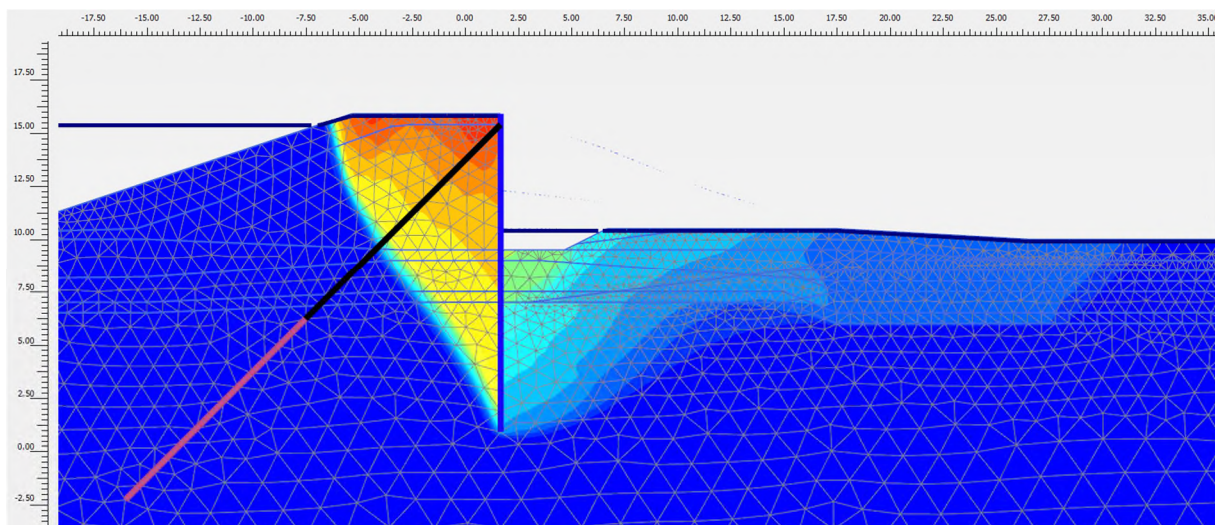
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,91 m (ophoging ca. 0,5 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,69 m, ca. 0,3 m ophoging).
- Het huidige binnentalud wordt doorgetrokken tot aan de nieuwe kruinhoogte. Hiermee verschuift de as van de dijk ca. 2 m buitenwaarts. Het buitentalud wordt aangelegd met een talud 1:3, waarmee de buitenteen ca. 5 m buitenwaarts verschuift.
- De damwand die momenteel aanwezig is in de binnenkruin dient vervangen te worden.
- Omdat het binnentalud niet stabiel is, is er gerekend met een afgeschoven binnentalud (restprofiel), met een zakkings van 2/3 van de kerende hoogte. In de verzadigde situatie is gerekend met een erosiekuil van 1,0 m diep (ten opzichte van het niveau van de binnenteen), omdat er door de bomen geen ruimte is voor de erosiebestendige zone.
- Door het restprofiel en de erosiekuil is een verankerde damwand in de binnenkruin benodigd. Een damwand AZ28-700 (staalkwaliteit S355), 15 m lang (bovenkant op NAP +15,9 m en onderkant op NAP +0,9 m) voldoet.
- Als verankering voldoen groutankers $\varnothing 60,3$ mm met een lengte van ca. 30 m, hart-op-hart 2,8 m onder een hoek van 45° . Het effect van zakkende grond op de ankers ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging van de dijk is meegenomen bij het ontwerp van de verankering.
- Het verticaal evenwicht van de damwand is getoetst en voldoet, zie Bijlage 4.
- Zakkende grond op de ankerstang is meegenomen in het ontwerp, zie Bijlage 5.



Figuur 6-3: DD185+00 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 6-4: DD185+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



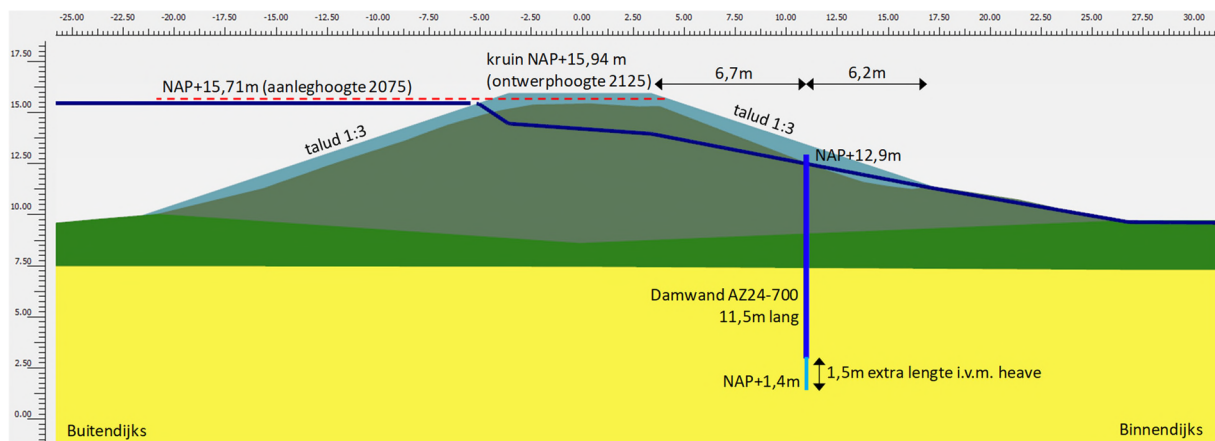
Figuur 6-5: DD185+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

6.2 Ontwerp damwand DD182+00

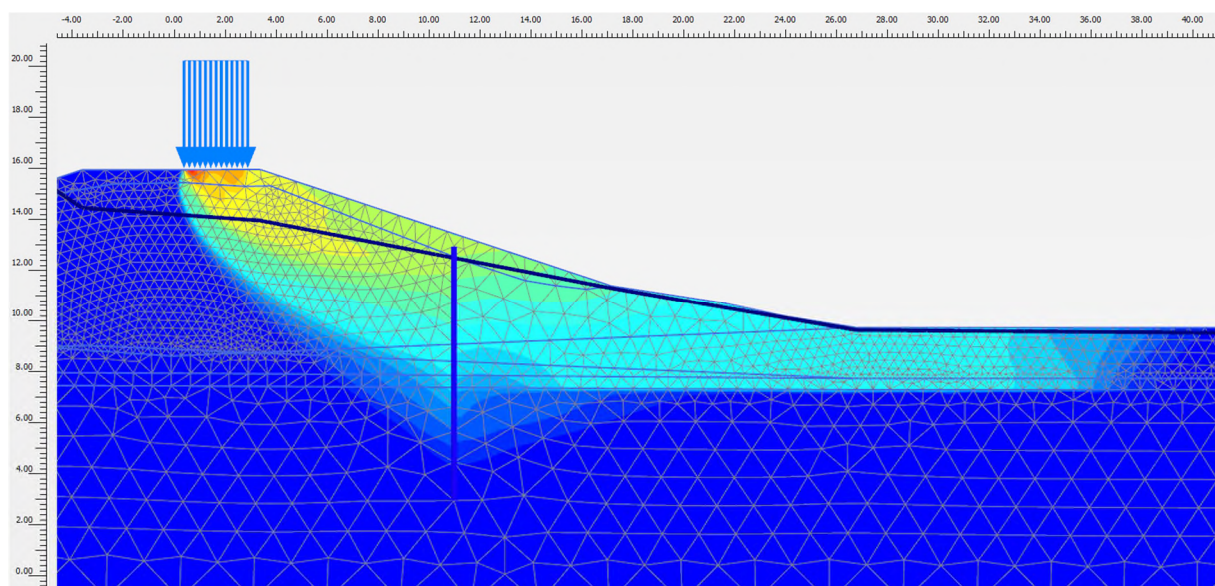
Voor het oostelijk deel bij Buitenplaats Oosterhout (DD182-184) is profiel DD182+00 als maatgevende doorsnede beschouwd. Omdat de bomen van de buitenplaat hier verder van de dijk af staan is er ruimte voor een taludverflauwing. Om het ruimtebeslag zoveel mogelijk te beperken wordt de dijk aangelegd met een talud 1:3 bij een overslagdebiet van 10 l/s/m, met de erosiebestendige zone tot 4 m uit de teen:

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,94 m (ophoging ca. 0,5 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,71 m, ca. 0,3 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde en buitenzijde.
- De benodigde diepte (NAP +1,4 m) van het heavescherm op deze locatie is maatgevend voor de lengte van de damwand.
- Damwand in het binnentalud, AZ24-700, 11,5 m lang (bovenkant op NAP +12,9 m en onderkant op NAP +1,4 m).

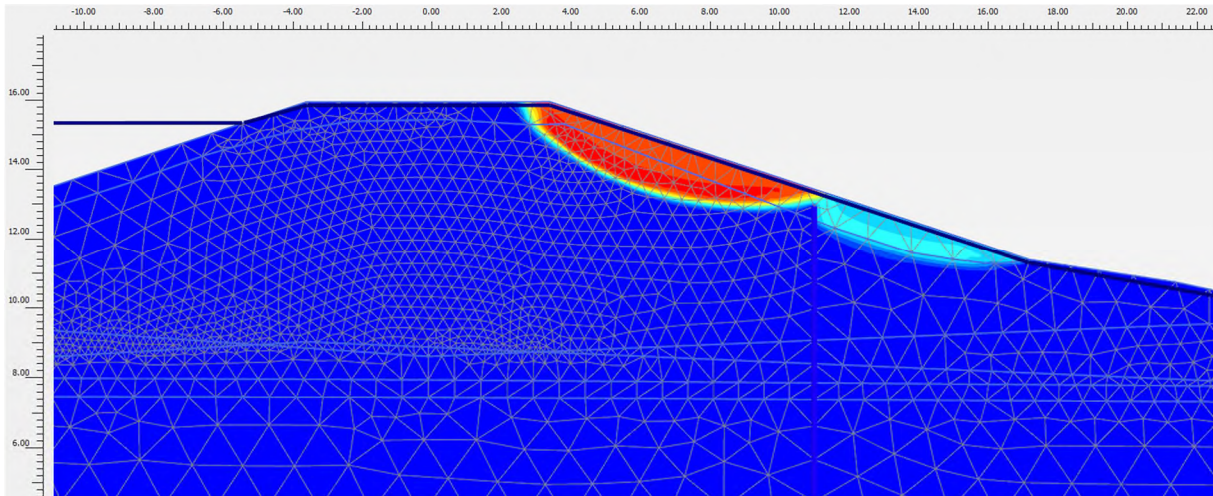
Het ontwerp van de damwand bij DD182+00 is ook representatief voor het meest westelijke deel van casus 6 (DD190+00 – DD191+50), omdat de bodemopbouw hier vergelijkbaar is. Een minder lange damwand tot een diepte van NAP +2,5 m voldoet hier echter op heave. Een samenvatting van de ontwerpresultaten en damwandafmetingen voor casus 6 is gegeven in tabel 6-1 in paragraaf 6.4.



Figuur 6-6: DD182+00 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 6-7: DD182+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



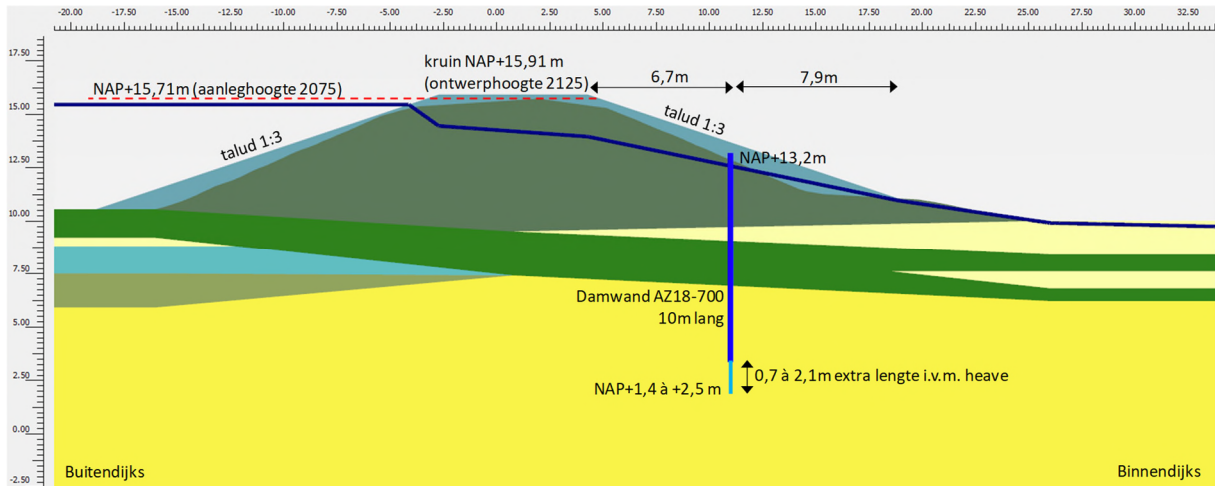
Figuur 6-8: DD182+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

6.3 Ontwerp damwand DD186+50

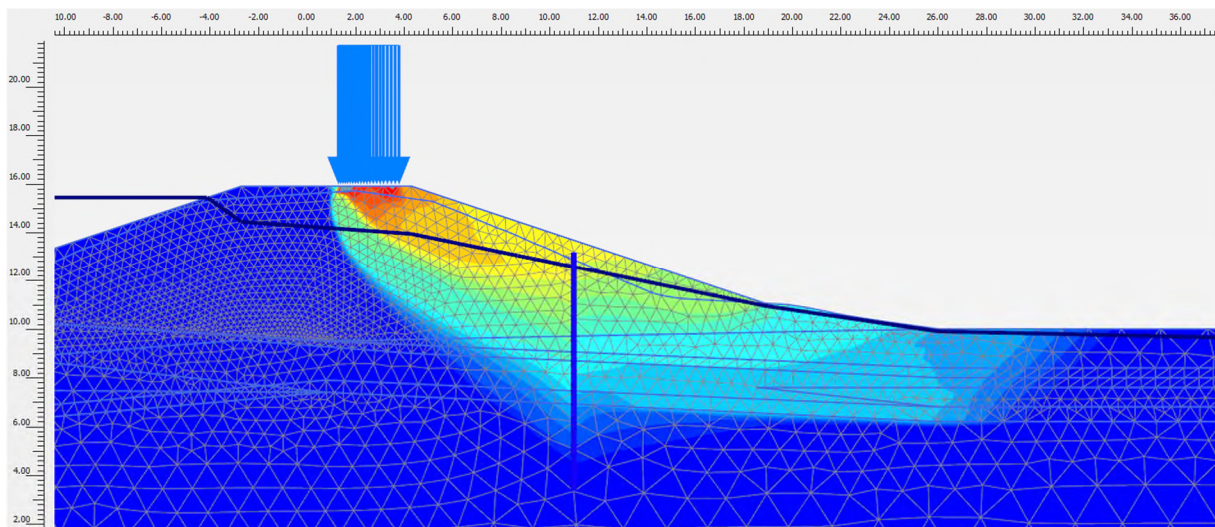
Voor het westelijk deel bij Buitenplaats Oosterhout (DD186-190) is profiel DD186+50 als maatgevende doorsnede beschouwd. Ook hier wordt de dijk aangelegd met een talud 1:3 bij een overslagdebiet van 10 l/s/m, met de erosiebestendige zone tot 4 m uit de teen:

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,91 m (ophoging ca. 0,5 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,68 m, ca. 0,3 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde en buitenzijde.
- De benodigde diepte van het heavescherm op deze locatie is maatgevend voor de lengte van de damwand. Van DD186-DD187 is de benodigde diepte NAP +1,4 m en van DD187-DD190 NAP +2,5 m.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 11,8 à 10,7 m lang (bovenkant op NAP +12,9 m en onderkant op NAP +1,4 à +2,5 m).

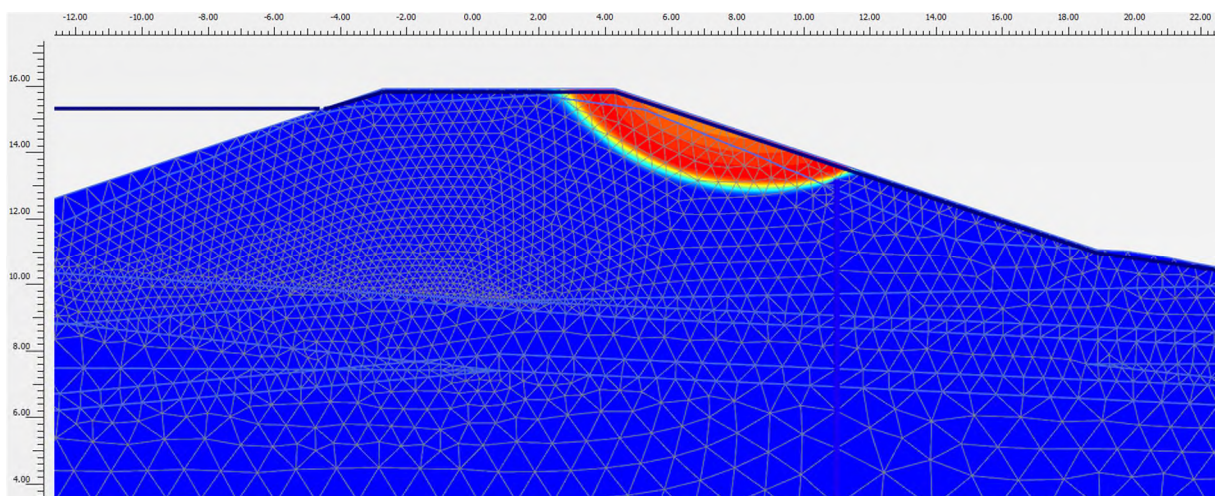
Voor het ontwerp van het meest westelijke deel van casus 6 (DD190+00 – DD191+50), is het ontwerp van de damwand bij DD182+00 representatief, omdat de bodemopbouw hier vergelijkbaar is. Een minder lange damwand tot een diepte van NAP +2,5 m voldoet hier echter op heave. Een samenvatting van de ontwerpresultaten en damwandafmetingen voor casus 6 is gegeven in tabel 6-1 in paragraaf 6.4.



Figuur 6-9: DD186+50 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 6-10: DD186+50 – Meetgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 6-11: DD186+50 – Meetgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

6.4 Samenvatting ontwerp casus 6

De ontwerp oplossingen en afmetingen van de damwand binnen casus 6 Buitenplaatst Oosterhout zijn samengevat in tabel 6-1.

Tabel 6-1: Samenvatting ontwerp damwanden casus 6 Buitenplaats Oosterhout

DD van	DD tot	Ontwerpoplossing	Type damwand	Bovenkant damwand	Onderkant damwand	Lengte damwand	Afstand uit binnenkruin
				[mNAP]	[mNAP]	[m]	[m]
182+00	184+00	Damwand binnentalud	AZ24-700	12,9	+1,4	11,5	6,7
184+00	186+00	Verankerde damwand binnenkruin	AZ28-700	15,9	+1,4	15,0	0,0
186+00	187+00	Damwand binnentalud	AZ18-700	13,2	+1,4	11,8	6,7
187+00	190+00	Damwand binnentalud	AZ18-700	13,2	+2,5	10,7	6,7
190+00	191+50	Damwand binnentalud	AZ24-700	12,9	+2,5	10,4	6,7

6.5 POVM Erosiekuil bij overslag

In het kader van de POV Macro stabiliteit loopt er een onderzoek naar het restprofiel bij overslag. Hierbij wordt specifiek gekeken naar welke mate van erosie er kan optreden ten gevolge van overslag en op welke manier dit bij het ontwerp van langsconstructies in de kruin kan worden geschematiseerd. Dit onderzoek richt zich op constructies in de kruin van de dijk. De damwand bij casus 6 is gebruikt als onderzoekscasus en doorgerekend met een aangepaste schematisatie van de erosiekuil op basis van het POVM onderzoek. De uitwerking van deze casus is opgenomen in Bijlage 8.

De voorlopige resultaten laten zien dat waarschijnlijk een significante optimalisatie van de damwand in de kruin mogelijk is. Van een profiel AZ28-700 van 15 m lang naar een profiel AZ18-700 van 14,5 m lang en een verankering $\varnothing 60,3 \times 16$ mm naar $\varnothing 51 \times 12,5$ mm.

Omdat de POVM resultaten alleen nog in concept beschikbaar zijn, wordt aanbevolen het geoptimaliseerde ontwerp nog niet toe te passen in ontwerploop 3. Mogelijk kan dit in ontwerploop 4 wel gedaan worden als het definitieve POVM advies beschikbaar is.

7 Casus 7 – Tergouw

7.1 Tergouw – DD193+00

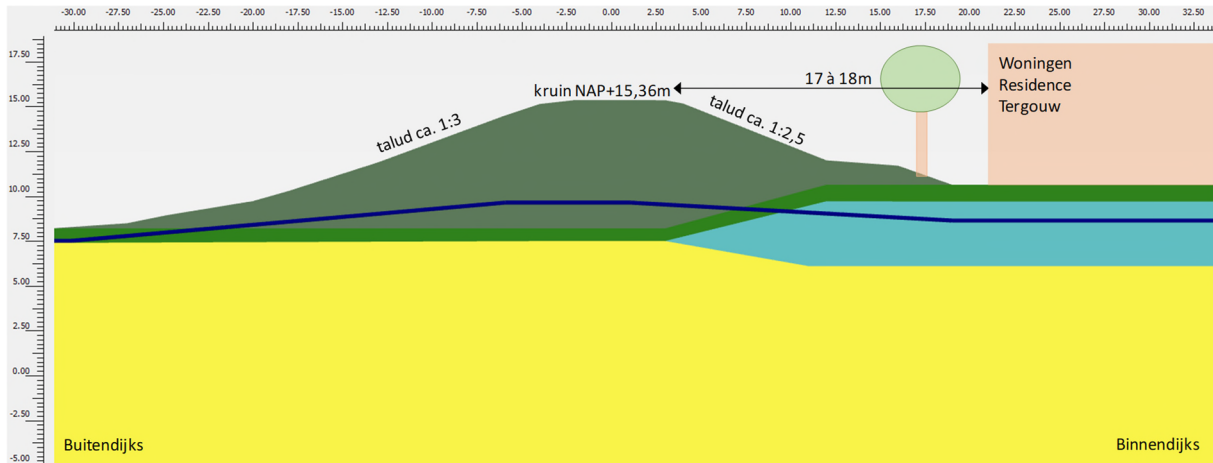
Bij Tergouw (DD191+50 – DD196+50) liggen de woningen van Residence Tergouw vlak langs de dijk. Deze woningen dienen behouden te blijven. Tussen de woningen en de dijk is een bermje aanwezig waar bomen op staan. Ook de bomen dienen behouden te blijven. De ontwerpoplossing bestaat uit een constructie in het binnentalud van de dijk in combinatie met een buitenwaartse asverschuiving, het bermje wordt iets hoger. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 7-1: Situatie bij Tergouw

7.1.1 Huidige situatie

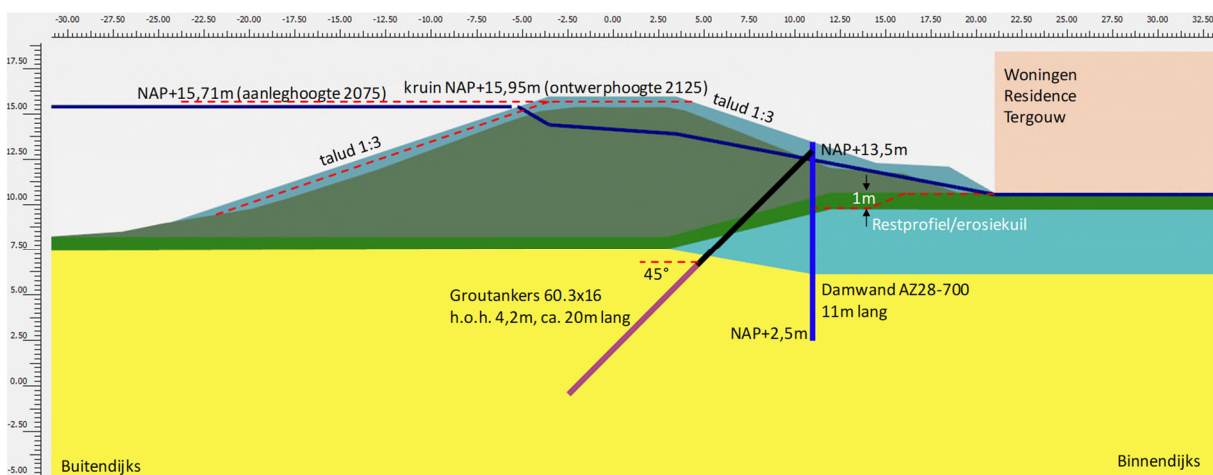
- De woningen van Residence Tergouw staan dicht langs de dijk op een afstand van 17 à 18 m uit de binnenkruin.
- Kruin op NAP +15,40 m, binnentalud ca. 1:2,5 en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 31 cm (NAP +15,71 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 80 cm (NAP +16,20 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 55 cm (NAP +15,95 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 112 cm (NAP +16,52 m)
- In de teen van de dijk, op ca. 10 m uit de binnenkruin, is tussen DD192 en DD194 een cement-betonietwand (CB-wand) aanwezig, die in 1990 als kwelscherm is aangebracht.



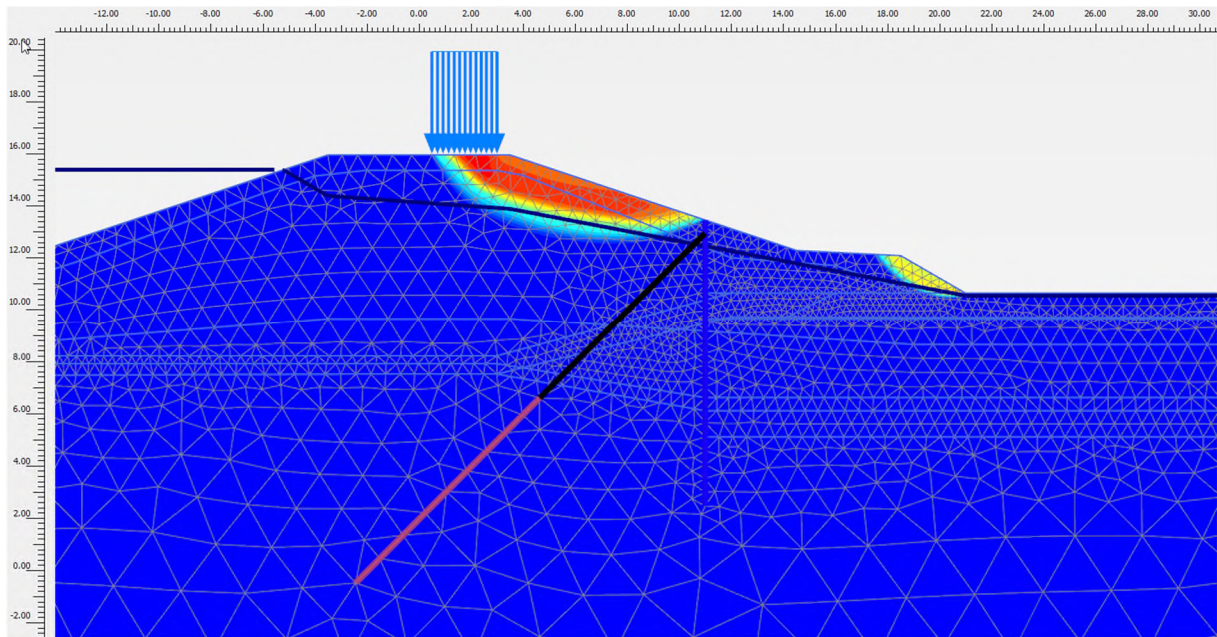
Figuur 7-2: Huidige situatie Tergouw t.p.v. DD193+00

7.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

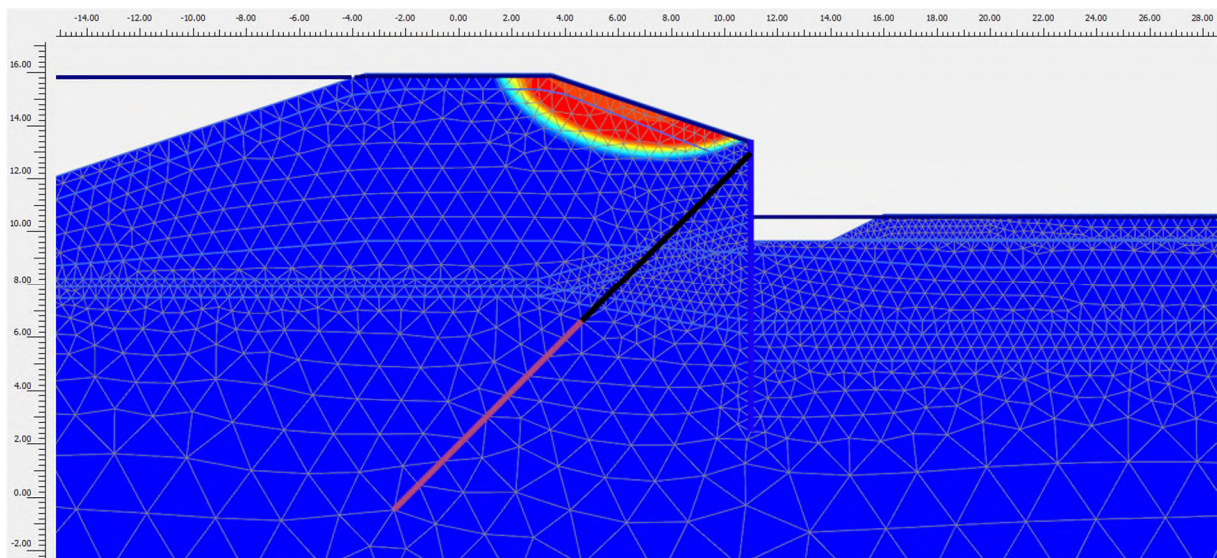
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,95 m (ophoging ca. 0,55 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,71 m, ca. 0,3 m ophoging).
- Het huidige binnentalud wordt verflauwd naar 1:3 in combinatie met een beperkte buitenwaartse asverschuiving. De berm wordt iets verhoogd en verbreed naar 4 m.
- Omdat er door de woningen geen ruimte is voor de erosiebestendige zone, is er gerekend met een erosiekuil van 1,0 m diep (ten opzichte van niveau binnenteen) en een breedte van 3,0 m.
- Door de erosiekuil en het talud van 1:3 is een verankerde damwand in het binnentalud benodigd. Een damwand AZ28-700, 11 m lang (bovenkant op NAP +13,5 m en onderkant op NAP +2,5 m) voldoet. Als verankering voldoen groutankers $\varnothing 60,3 \times 16$ mm met een lengte van ca. 20 m, hart-op-hart 4,2 m onder een hoek van 45° . Het effect van zakkende grond op de ankers ten gevolge van het aanbrengen van de ophoging van de dijk is meegenomen bij het ontwerp van de verankering.
- Het verticaal evenwicht van de damwand is getoetst en voldoet, zie Bijlage 4.
- Zakkende grond op de ankerstang is meegenomen in het ontwerp, zie Bijlage 5.
- De verankering voldoet net niet op ankeruitval (u.c. = 1,08) maar dit wordt in loop 4 verder in beschouwd bij het detailontwerp van de verankering.
- De damwand komt in het talud van de dijk te staan, op ca. 2,5 m uit de bestaande CB-wand. De CB-wand vormt dus geen probleem voor de installatie van de damwand.



Figuur 7-3: DD193+00 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 7-4: DD193+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 7-5: DD193+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

8 Casus 8 – Oosterhout Dorp

Binnen de casus Oosterhout Dorp (DD200 – DD203) staan meerdere woningen. De ontwerpoplossing bestaat uit een damwand voor de woningen langs. Er is een ontwerpberekening gemaakt voor de maatgevende doorsnede ter plaatse van Dijkstraat 2, waar de woning het dichtst bij de dijk staat. In principe wordt er voor deze casus ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m. Er is echter besloten om ter plaatse van de Dijkstraat 2 en Peperstraat 55 terug te gaan naar 1 l/s/m overslag. Voor beide varianten zijn ontwerpberekeningen gemaakt op basis van het profiel bij Dijkstraat 2.

8.1 Dijkstraat 2 – DD202+80

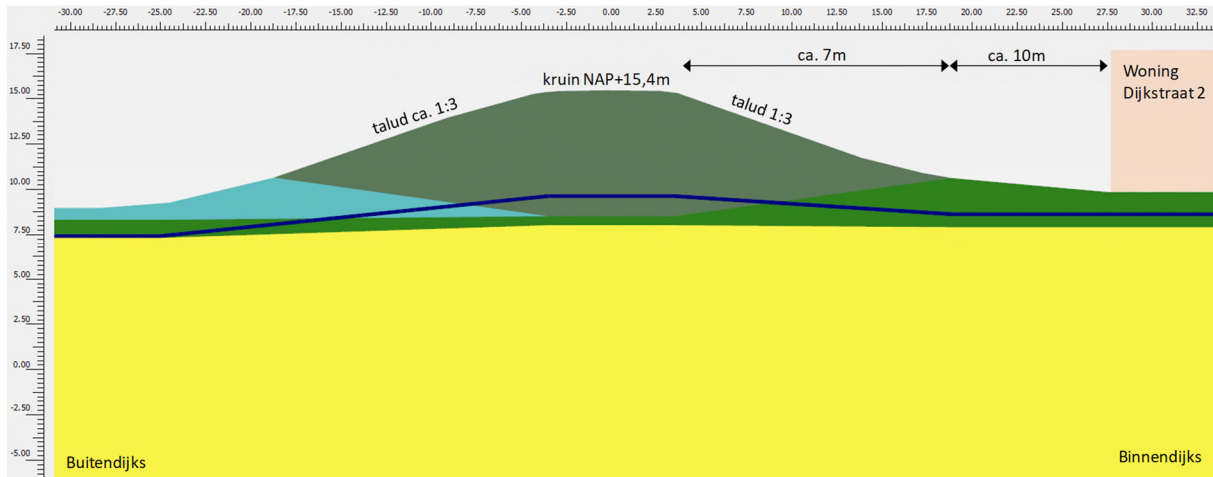
Voor de locatie Dijkstraat 2 zijn ontwerpberekeningen van de damwand gemaakt voor zowel 1 l/s/m als 10 l/s/m overslag. Beide varianten zijn representatief voor binnen de gehele casus.



Figuur 8-1: Situatie bij Oosterhout Dorp

8.1.1 Huidige situatie

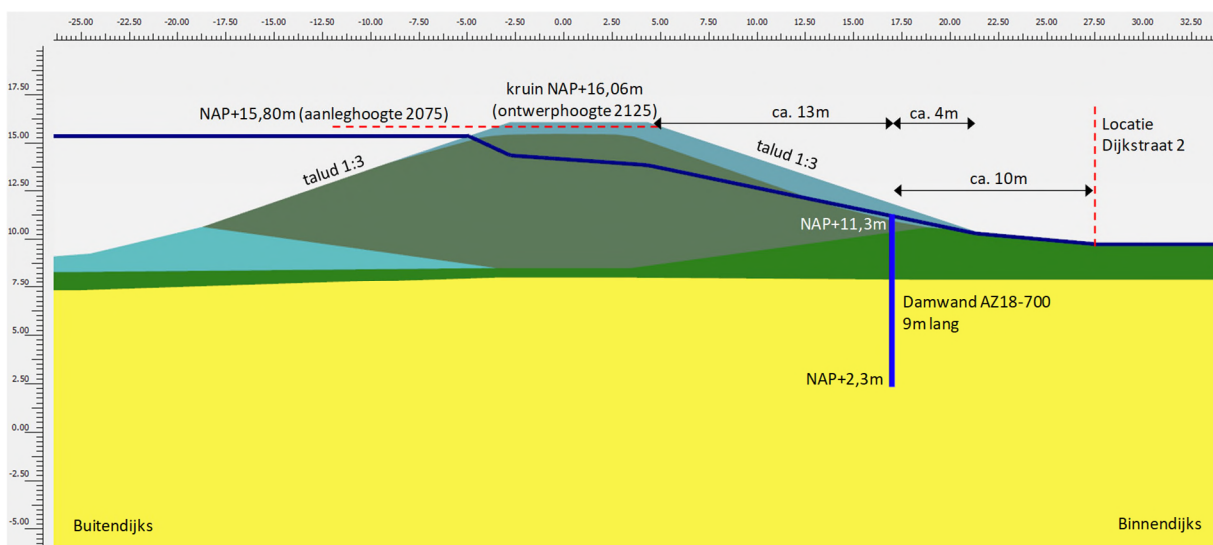
- Woning Dijkstraat 2 op ca. 10 m uit de teen en ca. 17 m uit de kruin van de dijk.
- Kruin op NAP +15,4 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 11 cm (NAP +15,51 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 40 cm (NAP +15,80 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 31 cm (NAP +15,71 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 66 cm (NAP +16,06 m)



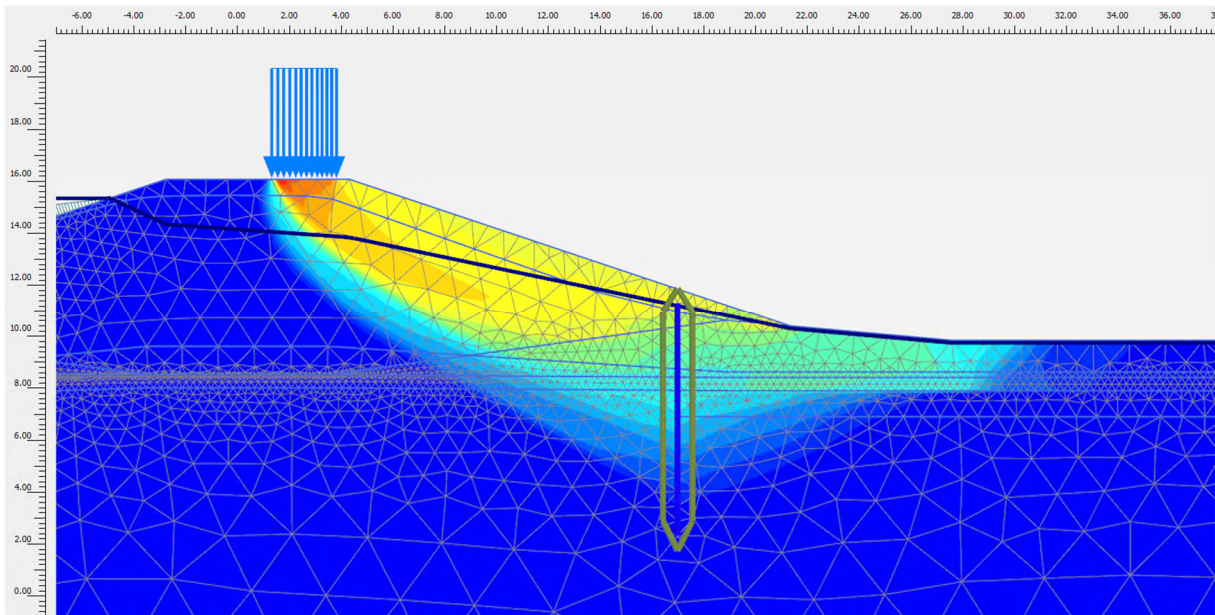
Figuur 8-2: Huidige situatie Dijkstraat 2 t.p.v. DD202+80

8.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,06 m (ophoging ca. 0,65 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,80 m, ca. 0,4 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde blijft behouden.
- Damwand in het binnentalud, AZ18-700, 9 m lang (bovenkant op NAP +11,3 m en onderkant op NAP +2,3 m).
- Ruimte tussen damwand en woning is ca. 10 m.



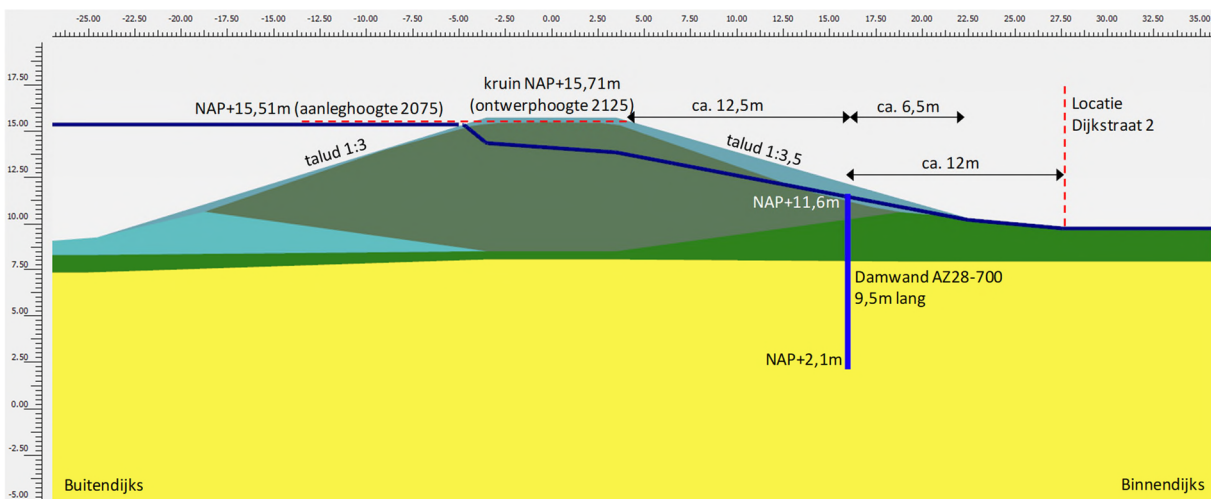
Figuur 8-3: DD202+80 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



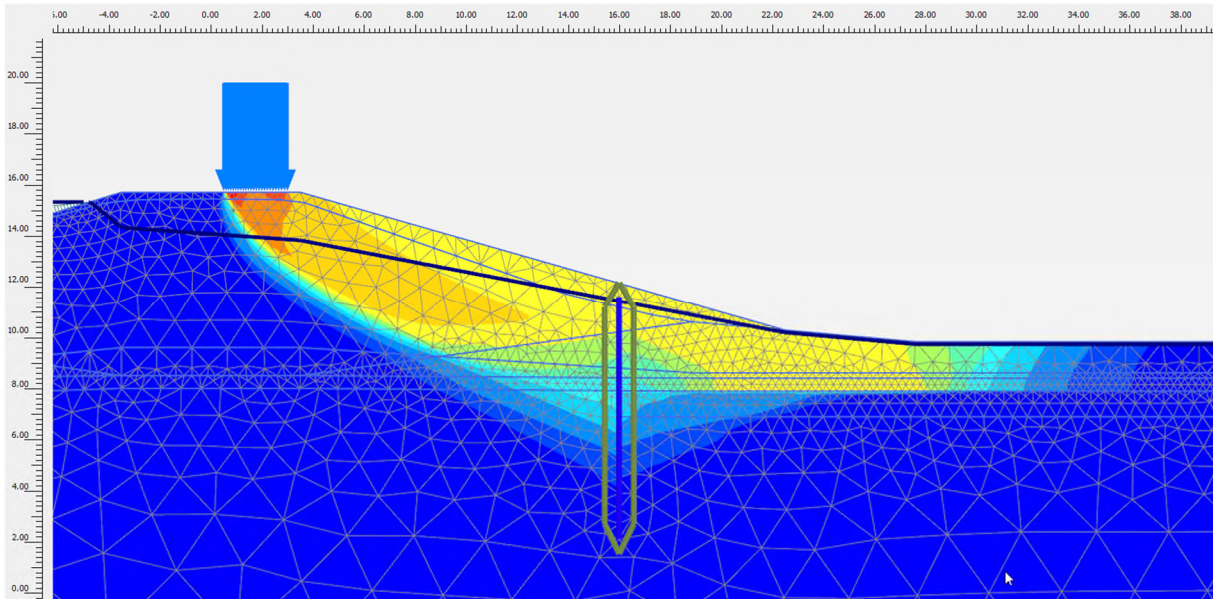
Figuur 8-4: DD202+80 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de onverzadigde situatie

8.1.3 Ontwerp damwand 10 l/s/m

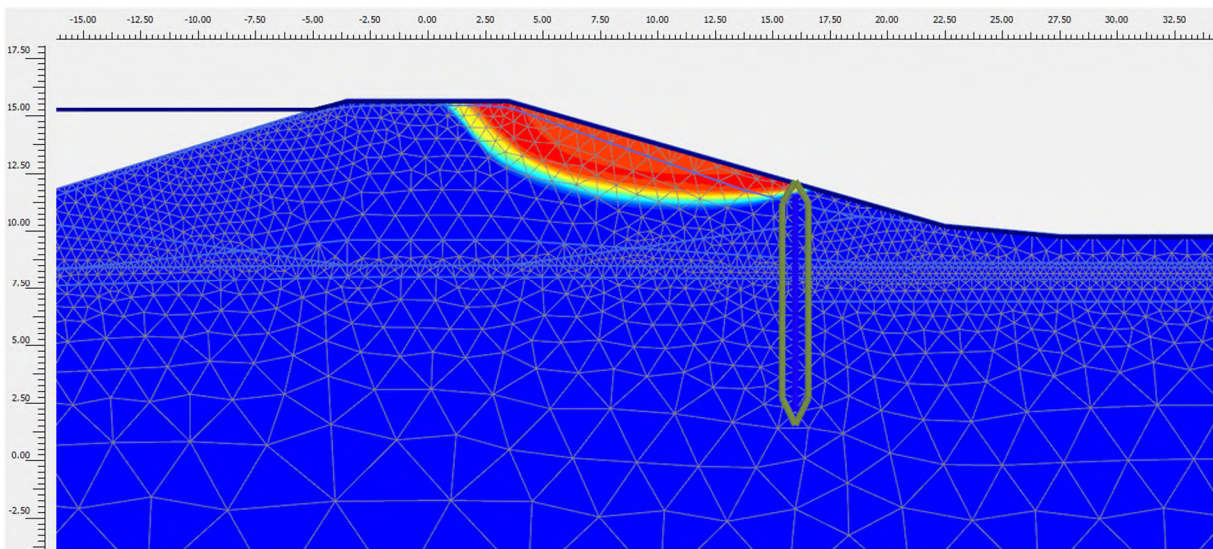
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,71 m (ophoging ca. 0,3 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,51 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ28-700, 9,5 m lang (bovenkant op NAP +11,6 m en onderkant op NAP +2,1 m).
- Ruimte tussen damwand en woning is ca. 12 m.



Figuur 8-5: DD202+80 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 8-6: DD202+80 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 8-7: DD202+80 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

9 Casus 9 – Dijkwoningen Altena

De woningen Waaldijk 42/43 staan in het binnentalud van de dijk langs de kruin. Waaldijk 41 staat onderaan de dijk. De ontwerpoplossing voor deze casus is een constructie ter plaatse van Waaldijk 41 en het amoveren van Waaldijk 42/43. Bij de andere stukken binnen de casus komt een grondoplossing.

9.1 Waaldijk 41 – DD209+70

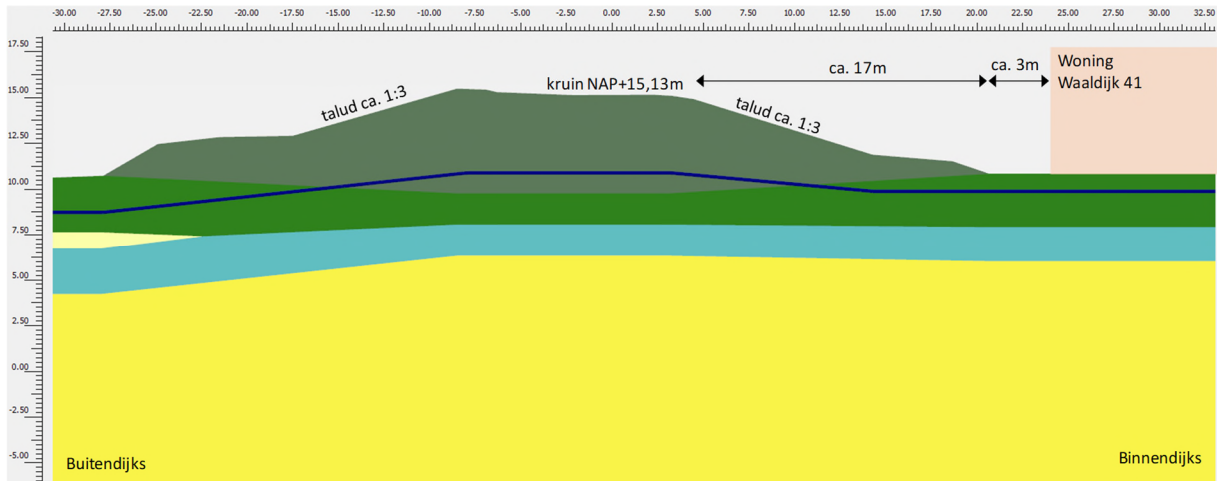
De voorkeur bij Waaldijk 41 is een constructie in combinatie met een binnentalud 1:3. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 9-1: Situatie bij Dijkwoningen Altena

9.1.1 Huidige situatie

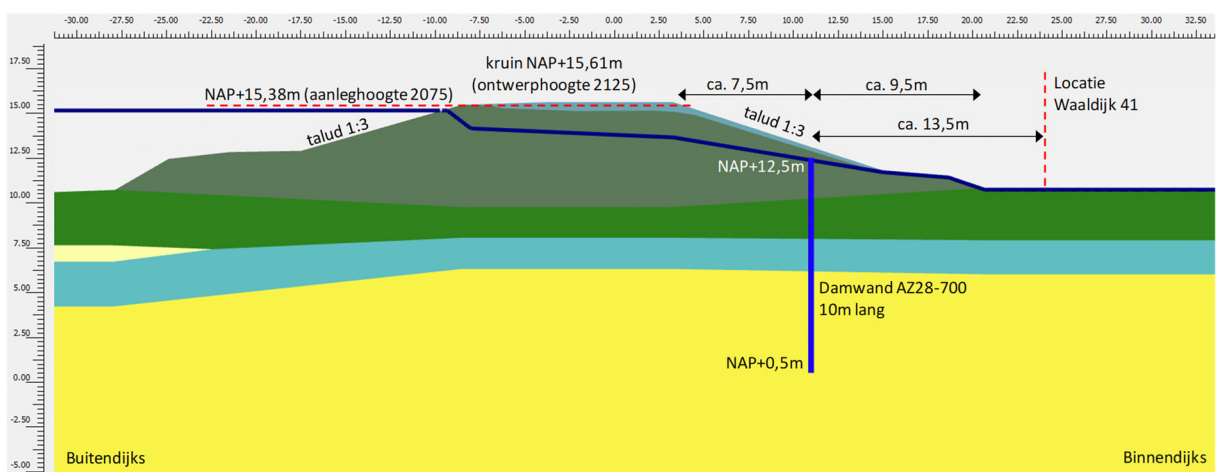
- Woning Waaldijk 41 op ca. 10 m uit de teen en ca. 20 m uit de kruin van de dijk.
- Kruin op NAP +15,13 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 25 cm (NAP +15,38 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 67 cm (NAP +15,80 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 48 cm (NAP +15,61 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 97 cm (NAP +16,10 m)



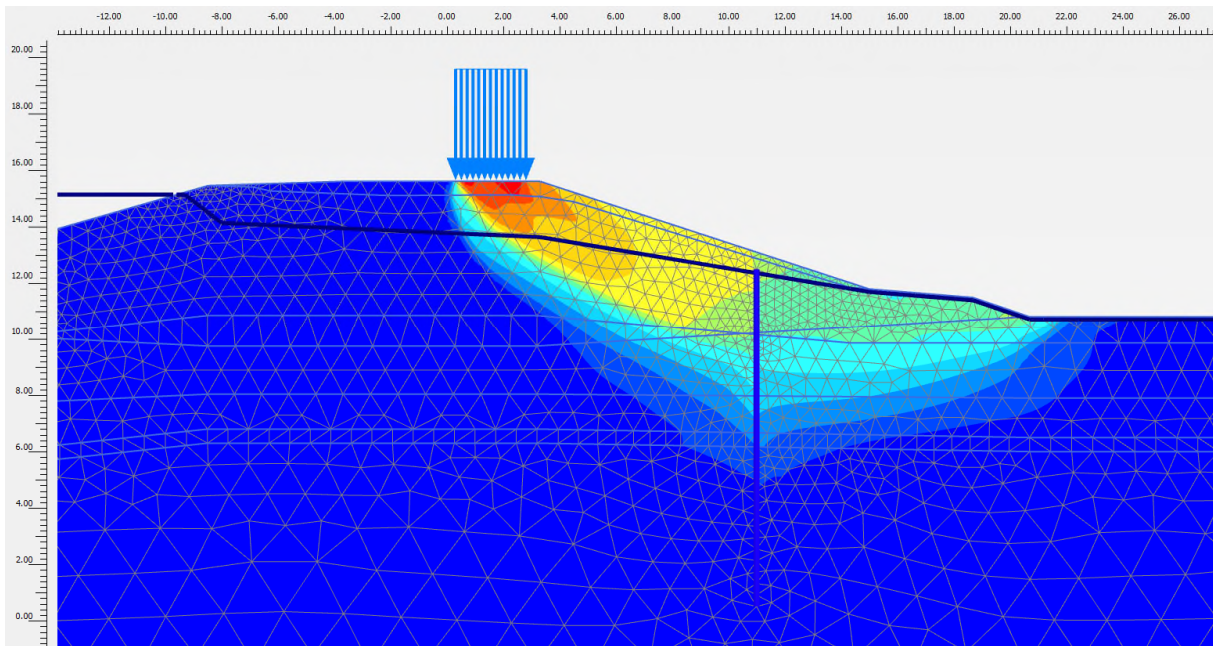
Figuur 9-2: Huidige situatie Waaldijk 41 t.p.v. DD209+70

9.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

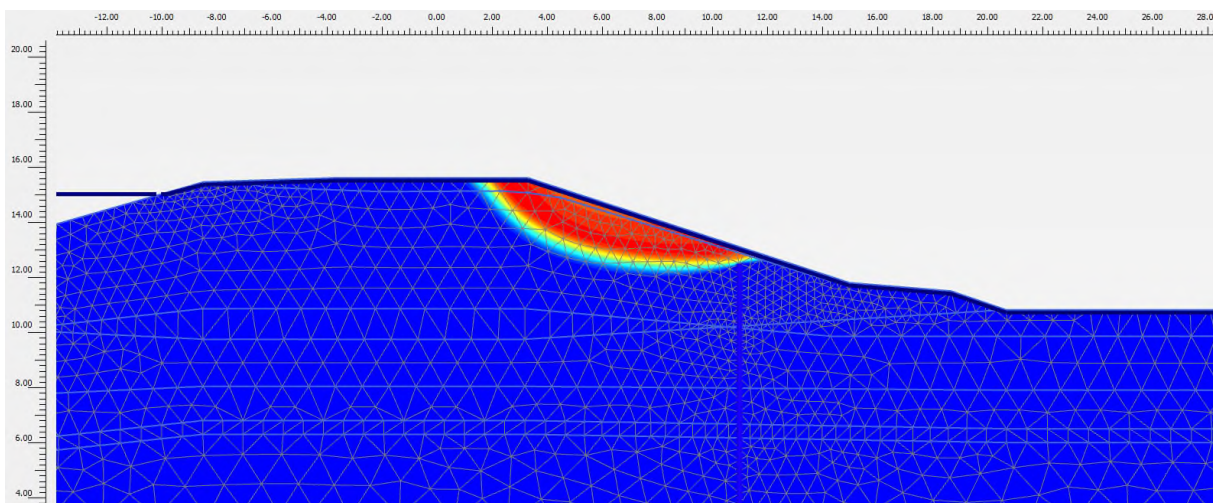
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,61 m (ophoging ca. 0,5 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,38 m, ca. 0,25 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde blijft behouden.
- Damwand in het binnentalud, AZ28-700, 10 m lang (bovenkant op NAP +12,5 m en onderkant op NAP +0,5 m).
- Ruimte tussen damwand en woning is ca. 13,5 m.



Figuur 9-3: DD209+70 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 9-4: DD209+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 9-5: DD209+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

9.2 Waaldijk 39 – DD210

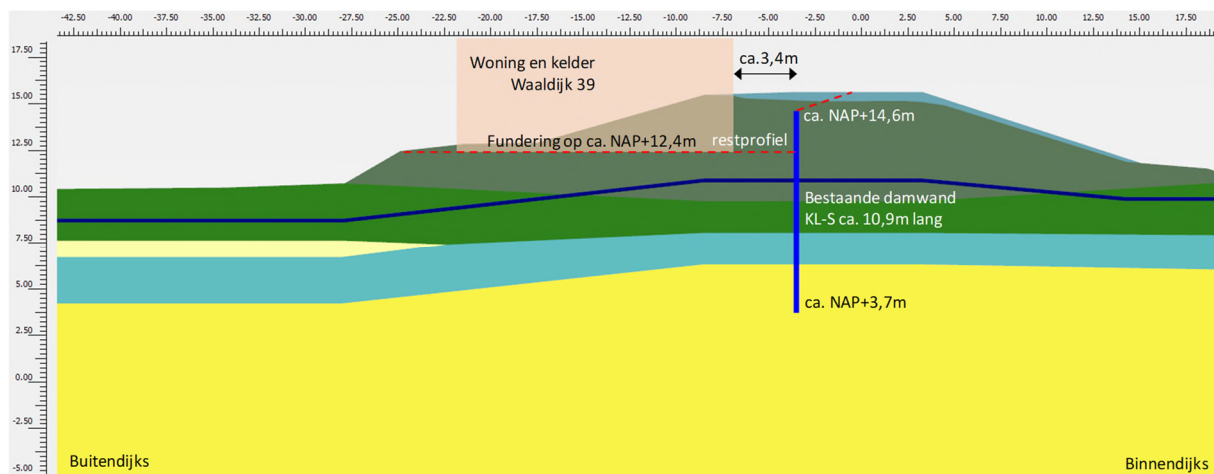
Ter plaatse van de buitendijkse woning Waaldijk 39 is in de buitenkruin van de dijk een damwand aanwezig die in 1990 is aangebracht. Uit inspectie [8] is gebleken dat dit een KL-S profiel met een lengte van ca. 10,9 m is, die nog in goede staat verkeert qua opgetreden corrosie (ca. 0,2 mm). De damwand heeft een staalkwaliteit S235.



Figuur 9-6: Locatie bestaande damwand bij Waaldijk 39

De buitenwaartse stabiliteit met de bestaande damwand is getoetst door middel van een Plaxisberekening. Hierbij is gerekend met de volgende uitgangspunten:

- Bestaande damwand op ca. 3,4 m uit de woning.
- Damwand KL-S (koudgevoemd, eigenschappen gelijk aan AZ18), bovenkant op NAP +14,6 m, 10,9 m lang [8].
- Onder de woning is een kelder aanwezig tot een niveau van ca. NAP +12,4 m [12]. Daarom is gerekend met een restprofiel tot aan de damwand.
- De damwand is getoetst voor de maatgevende situatie STBU met een val na hoogwater. Er is uitgegaan van een val van 4,0 m naar NAP +10,64 m.
- Er is rekening gehouden met een totale corrosie van 2,6 mm (0,2 mm opgetreden + 2,4 m gedurende restlevensduur van 100 jaar).



Figuur 9-7: Situatie bestaande damwand bij Waaldijk 39

Uit de Plaxisberekening en toetsing van de damwand volgt dat deze voldoet op sterkte en uitbuiging voor een resterende ontwerplevensduur van 100 jaar. Hierbij is rekening gehouden met het feit dat de damwand een koudgewalst profiel is, zie Bijlage 3.

10 Casus 10 – Bunt/Klein Altena

Binnen deze casus staan een boerderij (Waaldijk 36) binnendijks en de woning Waaldijk 37 buitendijks. Voor de buitendijkse woning is een bestaande damwand aanwezig in de buitenkruin van de dijk. De ontwerpoplossing is het behoud van de bestaande damwand en een nieuwe damwand bij Waaldijk 37.

10.1 Waaldijk 36 – DD215+40

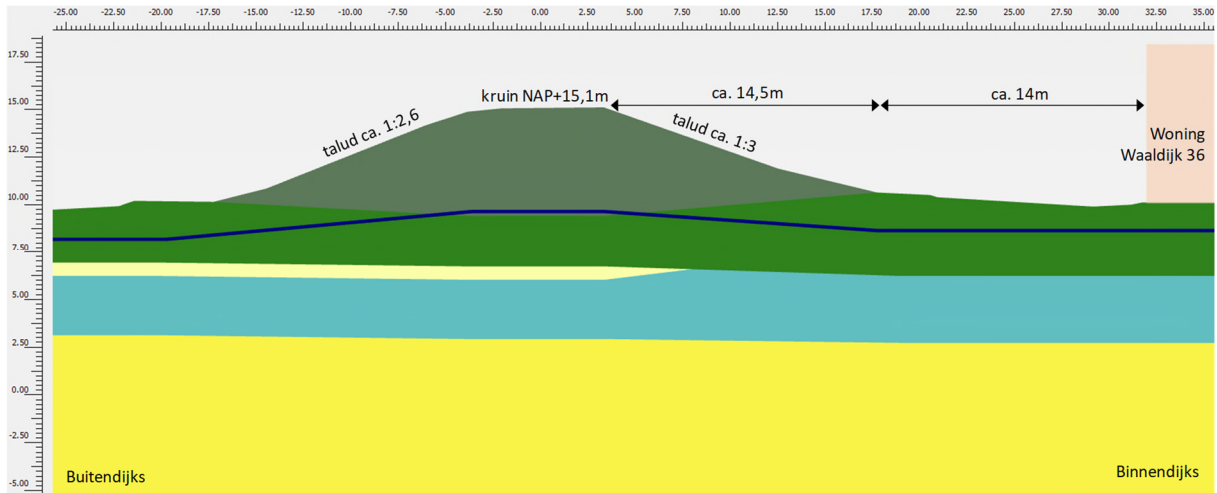
De voorkeur bij Waaldijk 36 is een binnentalud 1:3. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 10-1: Ontwerpoplossing bij Bunt/Klein Altena

10.1.1 Huidige situatie

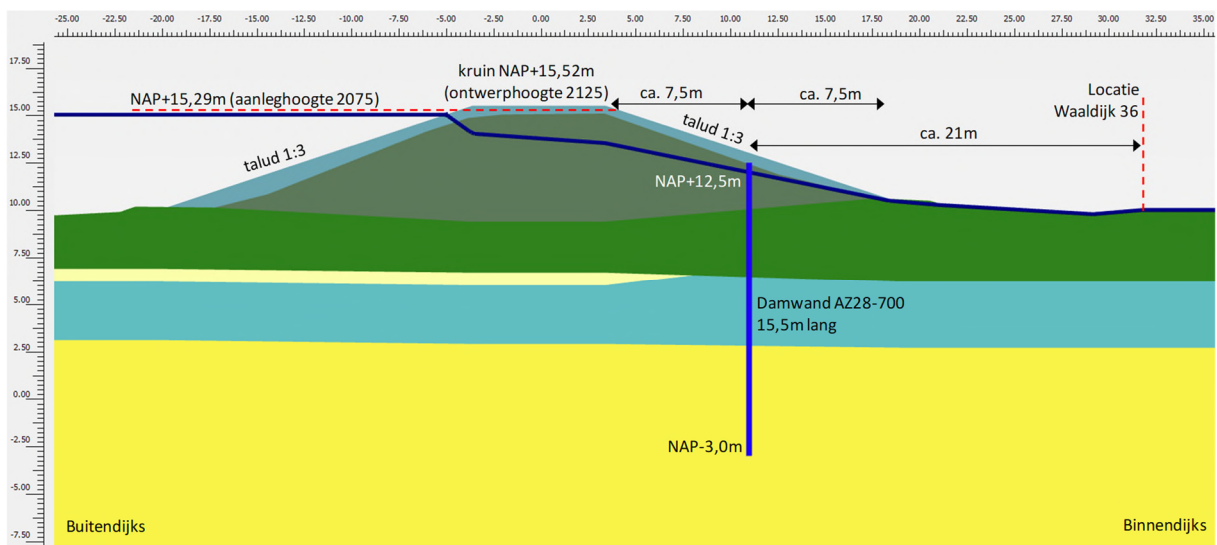
- De boerderij Waaldijk 36 staat op ca. 14 m uit de teen en ca. 28,5 m uit de kruin van de dijk.
- Kruin op NAP +15,08 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 21 cm (NAP +15,29 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 65 cm (NAP +15,73 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 44 cm (NAP +15,52 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 96 cm (NAP +16,04 m)



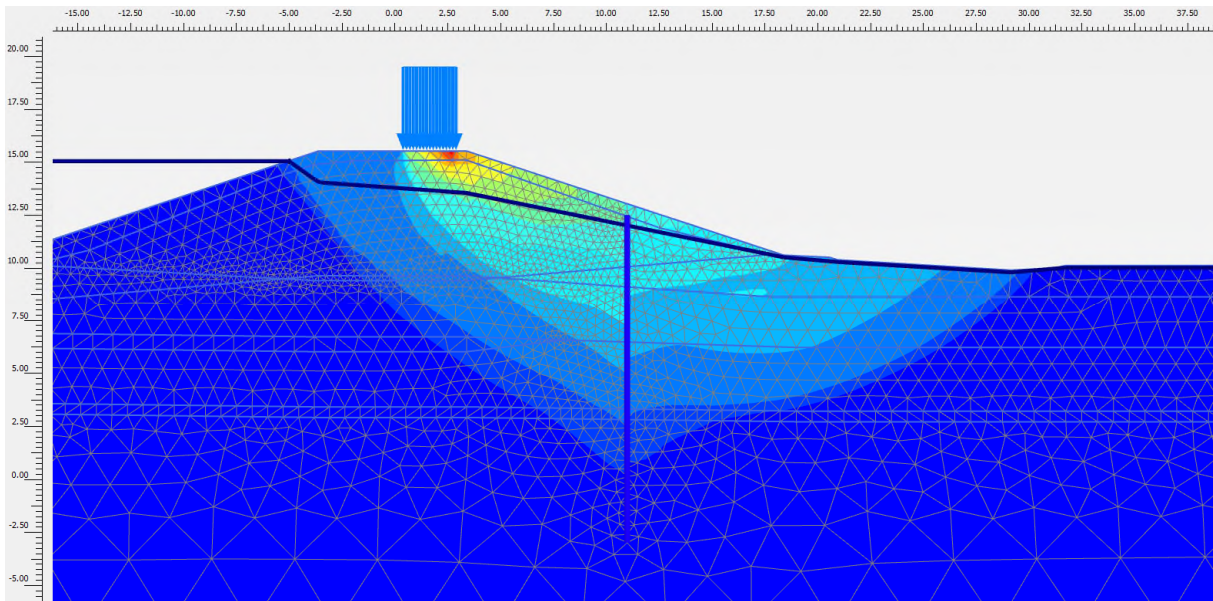
Figuur 10-2: Huidige situatie Waaldijk 41 t.p.v. DD215+40

10.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

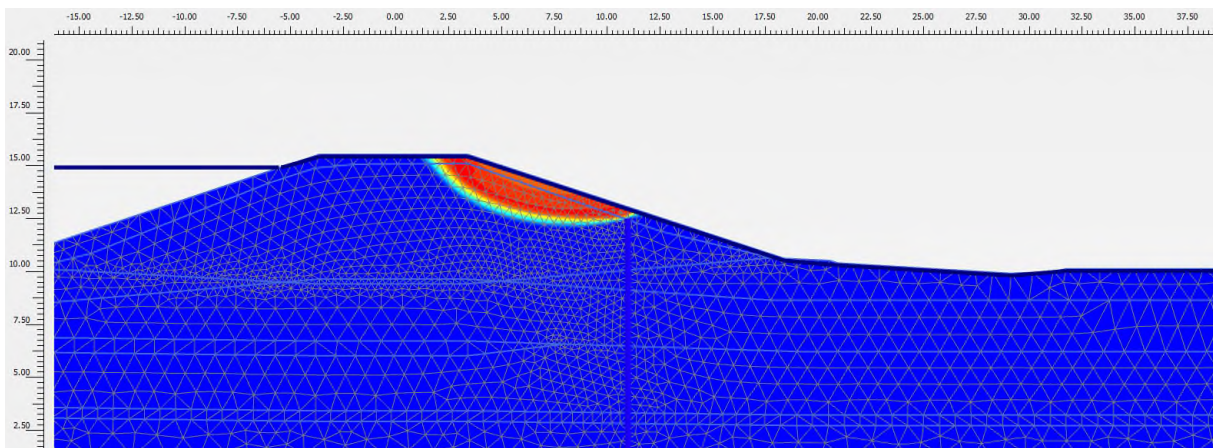
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,52 m (ophoging ca. 0,45 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,29 m, ca. 0,2 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde en buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ28-700, 15,5 m lang (bovenkant op NAP +12,5 m en onderkant op NAP -3,0 m).
- Ruimte tussen damwand en woning is ca. 21 m.



Figuur 10-3: DD215+40 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



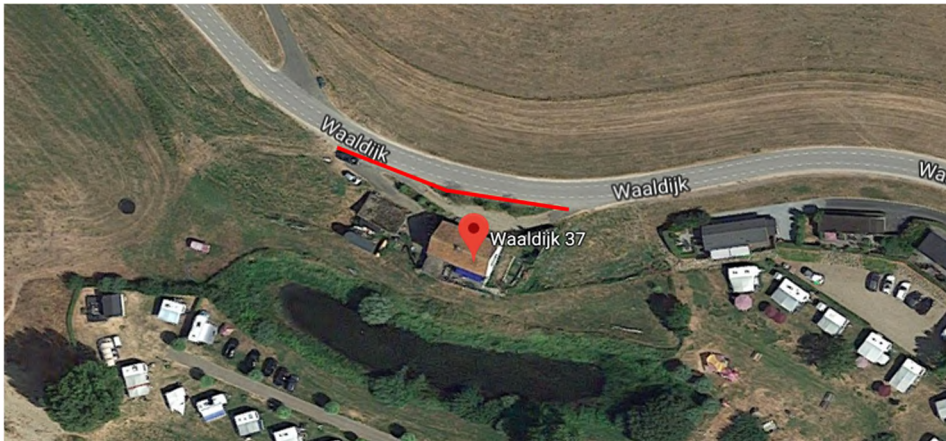
Figuur 10-4: DD215+40 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 10-5: DD215+40 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

10.2 Waaldijk 37 – DD214+60 (buitendijks)

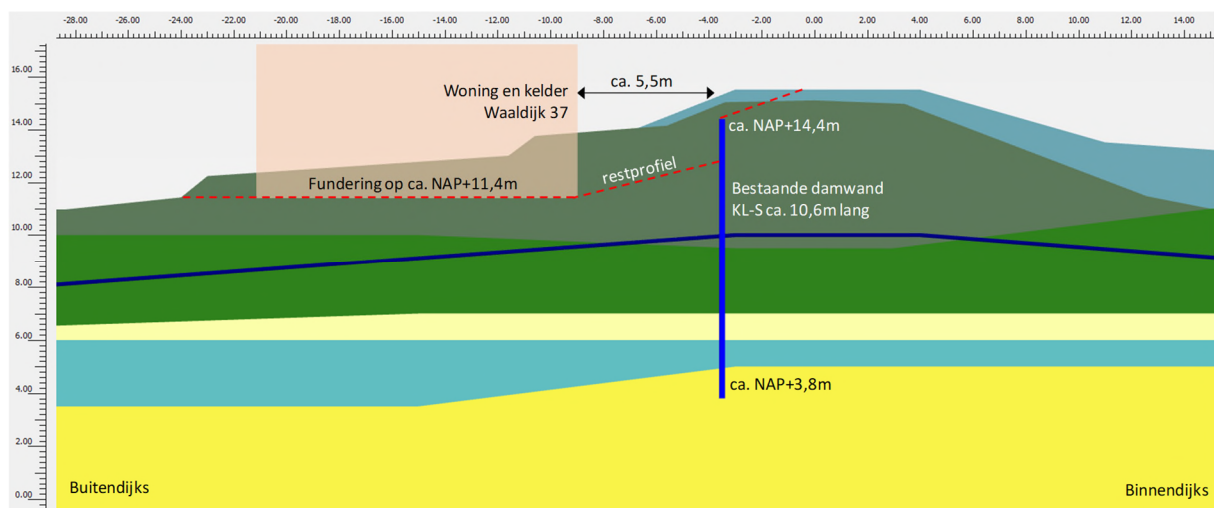
Bij Waaldijk 37 is in de buitenkruin van de dijk een damwand aanwezig die in 1990 is aangebracht. Uit inspectie [8] is gebleken dat dit een koudgeformd KL-S profiel (vergelijkbaar met AZ18) met een lengte van ca. 10,6 m is, die nog in goede staat verkeert qua opgetreden corrosie (ca. 0,2 mm). De damwand heeft een staalkwaliteit S235.



Figuur 10-6: Locatie damwand bij Waaldijk 37

De buitenwaartse stabiliteit met de bestaande damwand is getoetst door middel van een Plaxisberekening. Hierbij is gerekend met de volgende uitgangspunten:

- Bestaande damwand op ca. 5,5 m uit de woning.
- Damwand KL-S (koudgevormd, eigenschappen gelijk aan AZ18), bovenkant op NAP +14,4 m, 10,6 m lang [8].
- Onder de woning is een kelder aanwezig tot een niveau van ca. NAP +11,4 m [12]. Daarom is gerekend met een restprofiel tot aan de damwand.
- De damwand is getoetst voor de maatgevende situatie STBU met een val na hoogwater. Er is uitgegaan van een val van 4,0 m naar NAP +10,54 m.
- Er is rekening gehouden met een totale corrosie van 2,6 mm (0,2 mm opgetreden + 2,4 m gedurende restlevensduur van 100 jaar).



Figuur 10-7: Situatie bestaande damwand Waaldijk 37

Uit de Plaxisberekening en toetsing van de damwand volgt dat deze voldoet op sterkte en uitbuiging voor een resterende ontwerplevensduur van 100 jaar. Hierbij is rekening gehouden met het feit dat de damwand een koudgewalst profiel is, zie Bijlage 3.

11 Casus 11 – Dijkwoningen van Kleef

Binnen deze casus zijn binnendijks meerdere woningen aanwezig (Waaldijk 29 ,30 en 31) en twee buitendijkse woningen (Waaldijk 27 en 28). De ontwerpoplossing bestaat bij een constructie binnendijks. Bij de buitendijkse woningen is een bestaande damwand aanwezig in de buitenkruin [8].

11.1 Waaldijk 30 – DD223+60

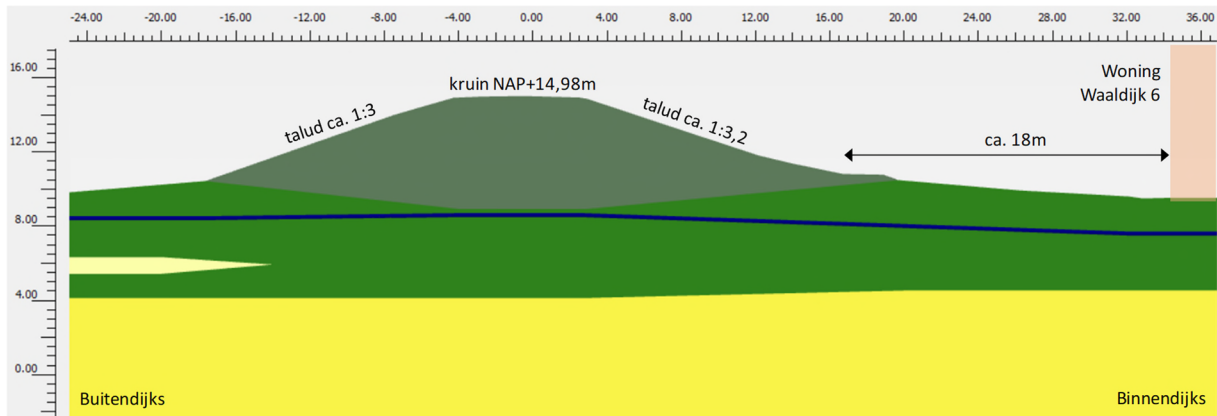
De ontwerpoplossing bestaat hier uit een constructie aan de binnenzijde in combinatie met een binnenwaartse asverschuiving. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



Figuur 11-1: Ontwerpoplossing bij Dijkwoningen van Kleef

11.1.1 Huidige situatie

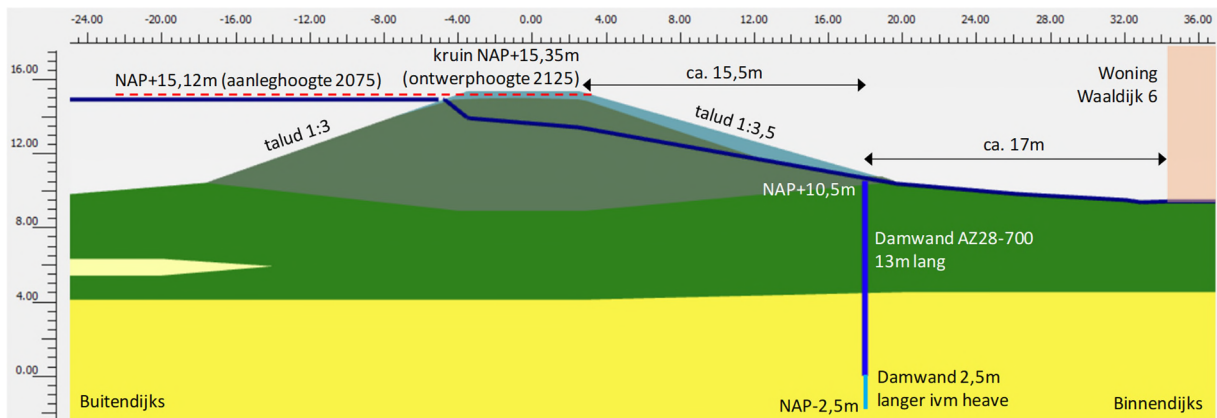
- Woning Waaldijk 30 op ca. 18 m uit de binnenteen.
- Kruin op NAP +14,98 m, binnentalud ca. 1:3,2 en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 14 cm (NAP +15,12 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 55 cm (NAP +15,53 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 37 cm (NAP +15,35 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 86 cm (NAP +15,84 m)



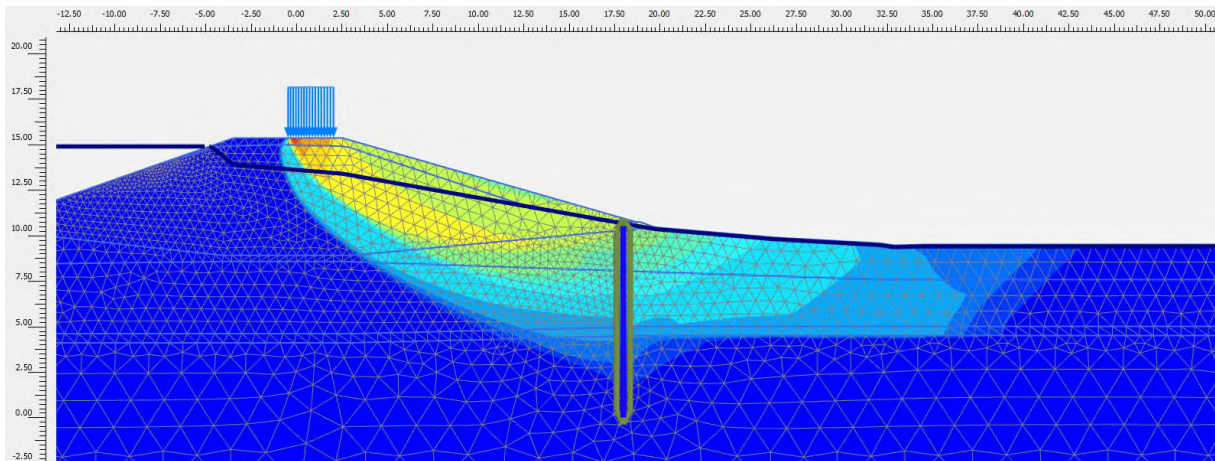
Figuur 11-2: Huidige situatie Waaldijk 30 t.p.v. DD223+60

11.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

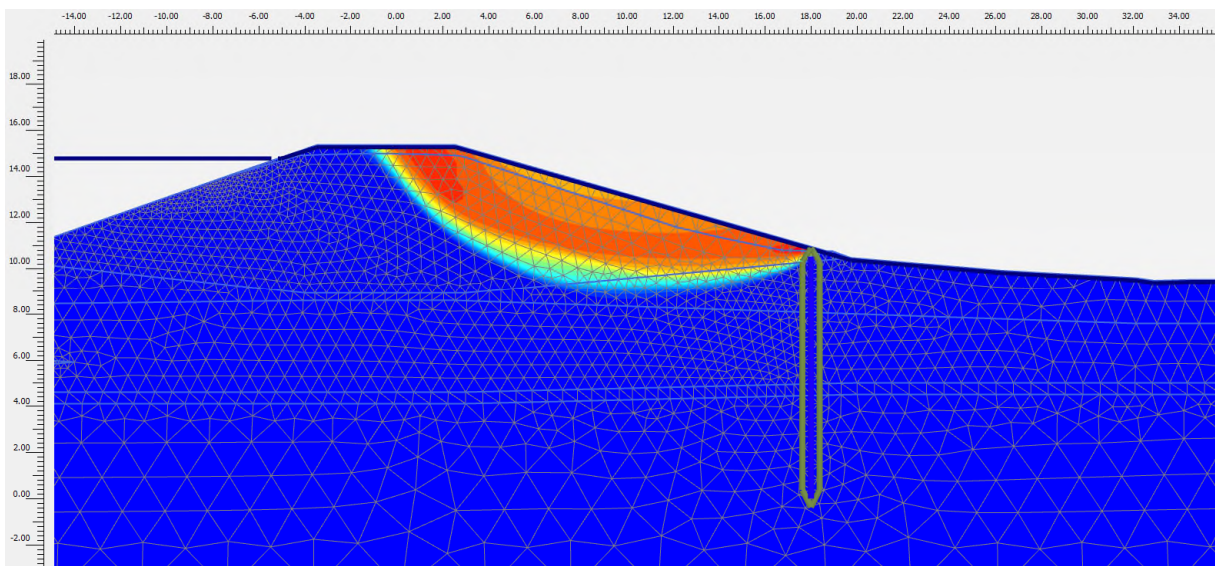
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,35 m (ophoging ca. 0,4 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,12 m, ca. 0,15 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde met beperkte asverschuiving, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP -2,5 m te komen.
- Damwand in de binnenteen, AZ28-700, 13 m lang (bovenkant op NAP +10,5 m en onderkant op NAP -2,5 m).
- Ruimte tussen binnenteen en woning die behouden blijft is ca. 17 m.



Figuur 11-3: DD223+60 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 11-4: DD223+60 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 11-5: DD223+60 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

11.2 Waaldijk 27 en 28 – DD224 - DD225

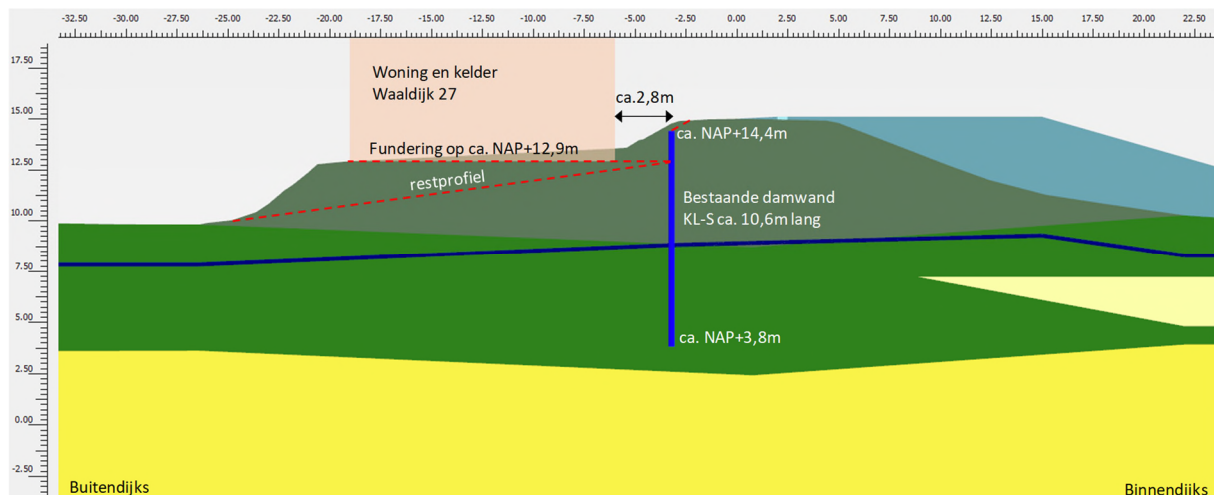
Ter plaatse van de buitendijkse woning Waaldijk 27 en 28 is in de buitenkruin van de dijk een damwand aanwezig die in 1990 is aangebracht. Uit inspectie [8] is gebleken dat dit een KL-S profiel met een lengte van ca. 10,6 m is, die nog in goede staat verkeert qua opgetreden corrosie (0,2 mm). De damwand heeft een staalkwaliteit S235.



Figuur 11-6: Locatie bestaande damwand bij Waaldijk 27/28

De buitenwaartse stabiliteit met de bestaande damwand is getoetst door middel van een Plaxisberekening. Hierbij is gerekend met de volgende uitgangspunten:

- Bestaande damwand op ca. 2,8 m uit de woning.
- Damwand KL-S (koudgevoormd, eigenschappen gelijk aan AZ18), bovenkant op NAP +14,6 m, 10,9 m lang [8].
- Onder de woning is een kelder aanwezig tot een niveau van ca. NAP +12,4 m [12]. Daarom is gerekend met een restprofiel tot aan de damwand.
- De damwand is getoetst voor de maatgevende situatie STBU met een val na hoogwater. Er is uitgegaan van een val van 4,0 m naar NAP +10,64 m.
- Er is rekening gehouden met een totale corrosie van 2,6 mm (0,2 mm opgetreden + 2,4 m gedurende restlevensduur van 100 jaar).



Figuur 11-7: Situatie bestaande damwand bij Waaldijk 27

Uit de Plaxisberekening en toetsing van de damwand volgt dat deze voldoet op sterkte en uitbuiging voor een resterende ontwerplevensduur van 100 jaar. Hierbij is rekening gehouden met het feit dat de damwand een koudgewalst profiel is, zie Bijlage 3.

12 Casus 12 – Dorpsentree Slijk-Ewijk

Binnen deze casus liggen een aantal woningen, waaronder het monumentale witte kerkje met drie monumentale bomen. De ontwerpoplossing bestaat uit een constructie aan de binnenzijde van de dijk in combinatie met een buitenwaartse asverschuiving. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m. Voor deze casus zijn een doorsnede ter plaatse van het kerkje (DD227+10) en ter plaatse van de woning Dorpsstraat 68 (DD227+70) beschouwd.



Figuur 12-1: Ontwerpoplossing bij Slijk-Ewijk

12.1 Witte Kerkje – DD227+10

Ter plaatse van het Witte Kerkje is een damwand voorzien, in combinatie met een buitenwaartse asverschuiving van de dijk. Uit ontwerpberekeningen blijkt echter dat de damwand niet nodig is en een grondoplossing volstaat. Dit geldt alleen voor de ca. 30 m vanaf de oprit tot net voorbij het kerkje. Vanaf dit punt is wel een damwand benodigd.

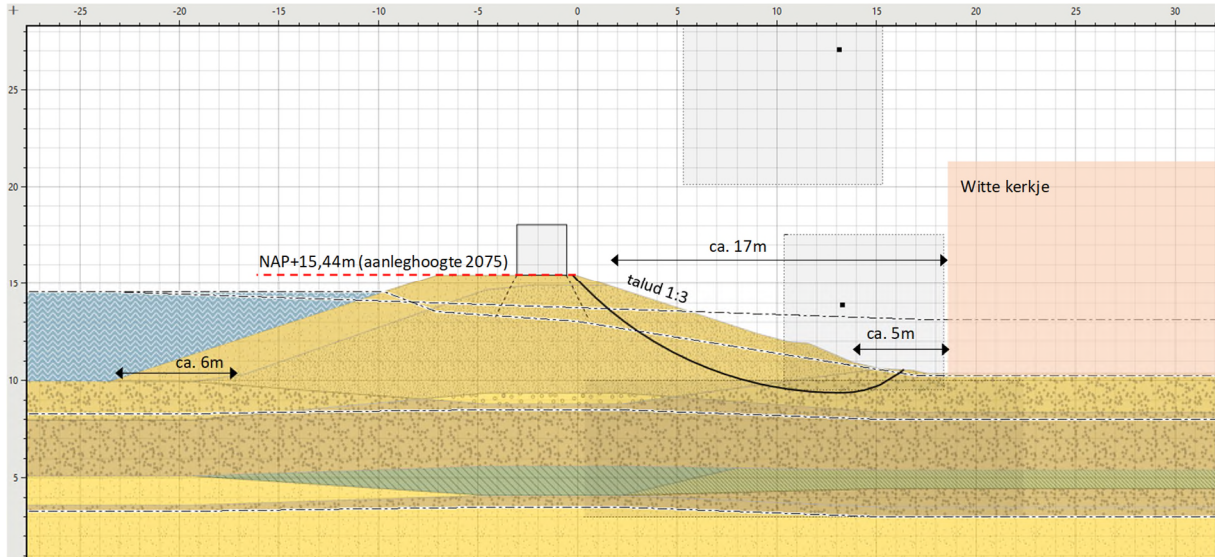
12.1.1 Huidige situatie

- Kerkje op ca. 17 m uit de huidige kruinlijn en ca. 5 m uit de binnenteen.
- Kruin op NAP +14,9 m, binnentalud ca. 1:2,3 en buitentalud ca. 1:4.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 12 cm (NAP +15,02 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 54 cm (NAP +15,44 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 35 cm (NAP +15,25 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 84 cm (NAP +15,74 m)

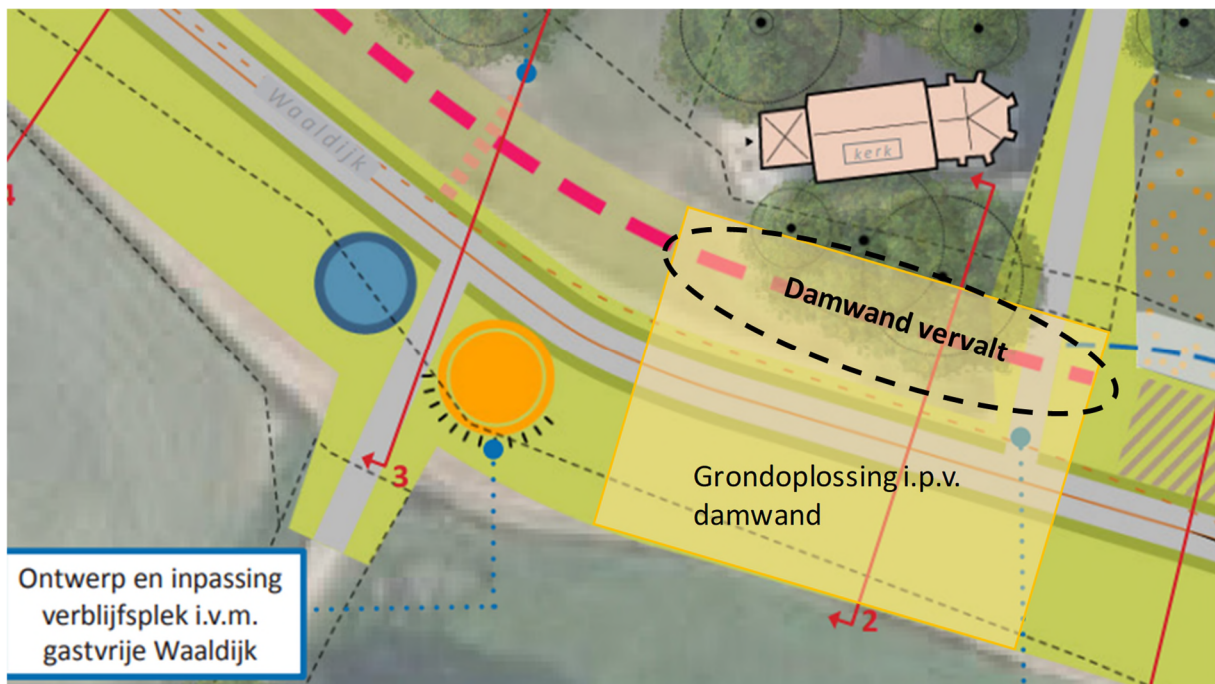
12.1.2 Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m

Doordat het maaiveld bij het kerkje relatief hoog ligt, de asverschuiving die gunstig werkt voor de sterkte van de dijk en de relatief dikke deklaag waardoor opdrijven geen rol speelt, is een damwand niet nodig.

- Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,44 m, ca. 0,55 m ophoging).
- Talud wordt deels afgegraven en verflauwd naar 1:3 aan de binnenzijde, asverschuiving met talud 1:3 aan de buitenzijde.
- Extra ruimtebeslag aan de buitenzijde is ca. 6 m vanuit de huidige buitenteen.



Figuur 12-2: DD227+10 Witte Kerkje – Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m overslag



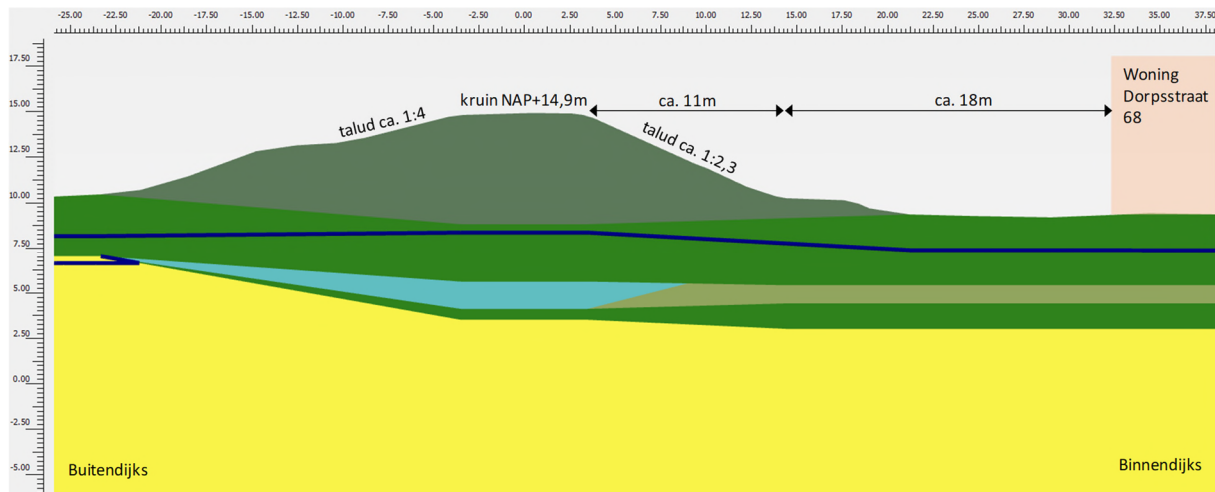
Figuur 12-3: Grondoplossing i.p.v. damwand bij Witte Kerkje

12.2 Dorpsstraat 68 – DD227+70

De ontwerp oplossing bestaat hier uit een constructie in de binnenteen met behoud van het huidige talud en de bestaande constructie in de binnenkruin. Hierbij is een buitenwaartse asverschuiving benodigd.

12.2.1 Huidige situatie

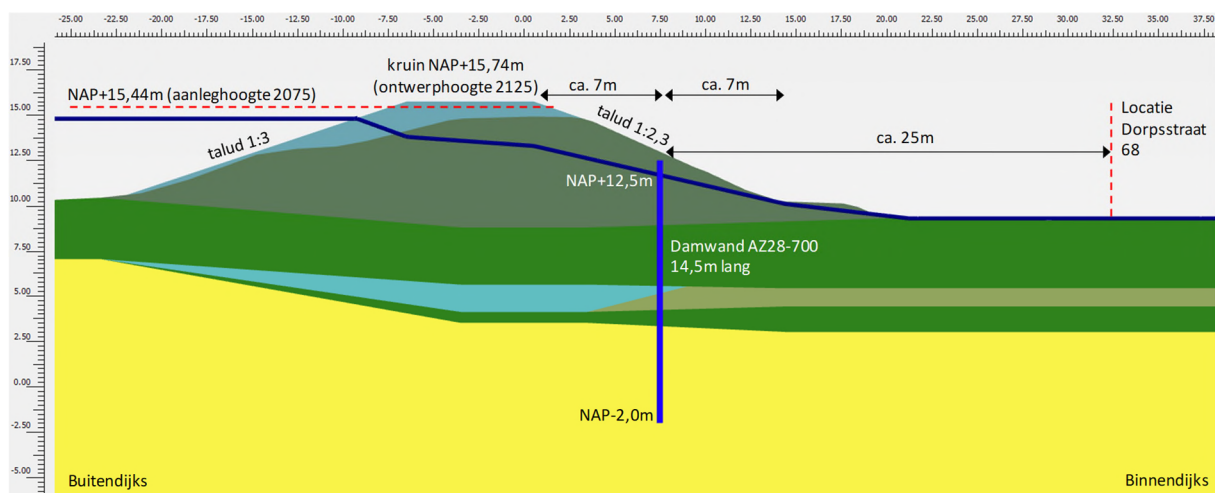
- Woning op ca. 29 m uit de huidige kruinlijn en ca. 18 m uit de binnenteen.
- Kruin op NAP +14,9 m, binnentalud ca. 1:2,3 en buitentalud ca. 1:4.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 12 cm (NAP +15,02 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 54 cm (NAP +15,44 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 35 cm (NAP +15,25 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 84 cm (NAP +15,74 m)



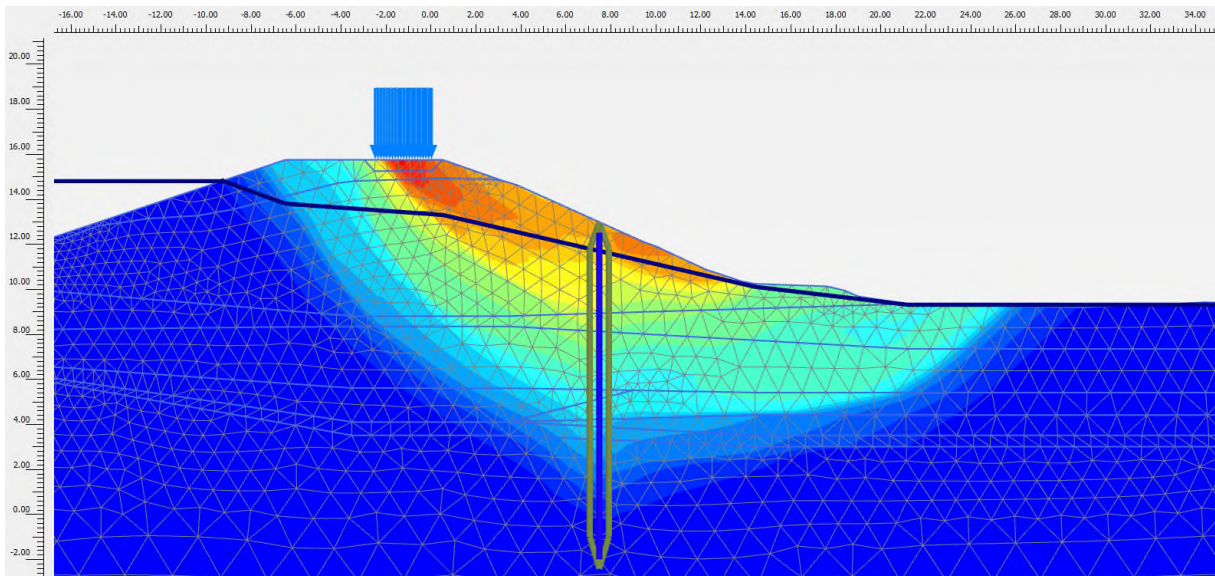
Figuur 12-4: Huidige situatie Dorpsstraat 68 t.p.v. DD227+70

12.2.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,74 m (ophoging ca. 0,85 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,44 m, ca. 0,55 m ophoging).
- Talud blijft behouden aan de binnenzijde, kleine asverschuiving met talud 1:3 aan de buitenzijde.
- Damwand in het binnentalud, AZ28-700, 14,5 m lang (bovenkant op NAP +15,5 m en onderkant op NAP -2,0 m).
- Extra ruimtebeslag aan de buitenzijde is beperkt doordat al een berm aanwezig is.



Figuur 12-5: DD227+70 Dorpsstraat 68 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 12-6: DD227+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de onverzadigde situatie

13 Casus 13 – Dijkwoningen Slijk-Ewijk

Binnen deze casus staan meerdere woningen op enige afstand van de dijk. De ontwerp oplossing is een damwand aan de binnenzijde van de dijk over de gehele lengte van de casus. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.



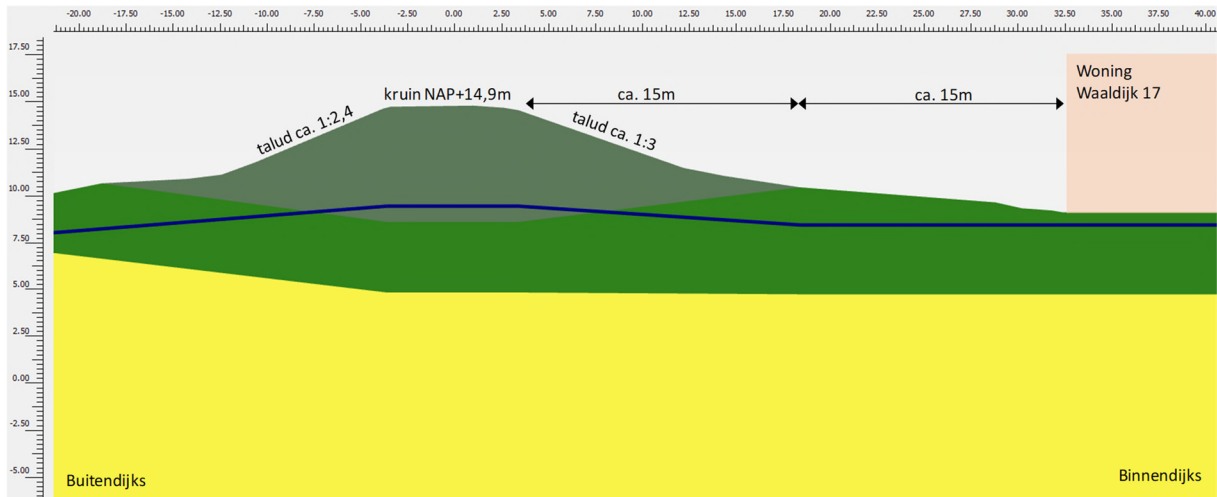
Figuur 13-1: Ontwerpoplossing Dijkwoningen Slijk-Ewijk

13.1 Waaldijk 17 – DD233+40

De maatgevende locatie t.p.v. Waaldijk 17 is beschouwd als representatief voor het damwandontwerp binnen de gehele casus.

13.1.1 Huidige situatie

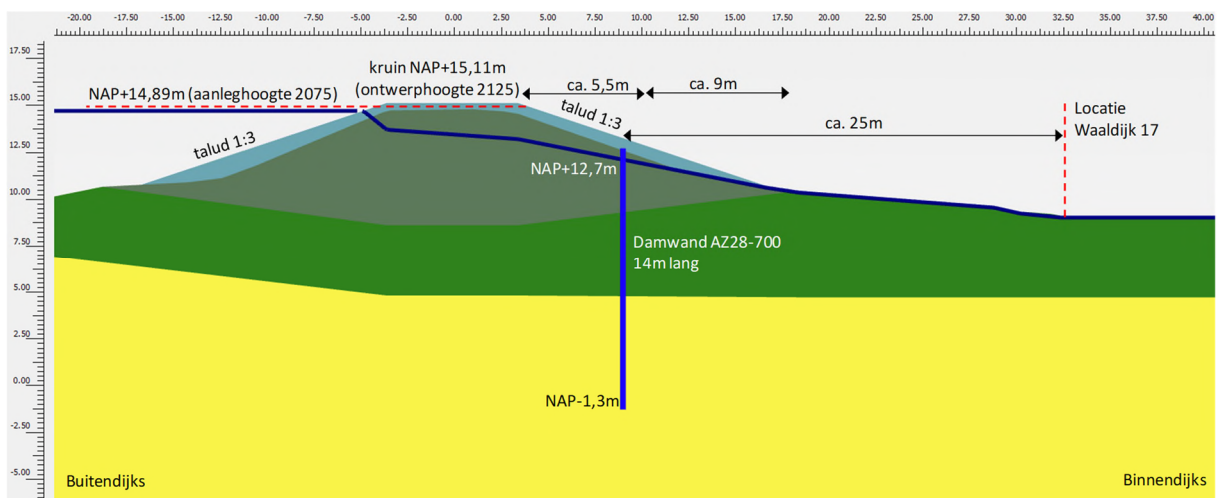
- Woning Waaldijk 17 op ca. 15 m uit de teen en ca. 30 m uit de kruin van de dijk.
- Kruin op NAP +14,77 m, binnentalud ca. 1:3 en buitentalud ca. 1:2,4.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 11 cm (NAP +14,89 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 49 cm (NAP +15,26 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 34 cm (NAP +15,11 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 77 cm (NAP +15,54 m)



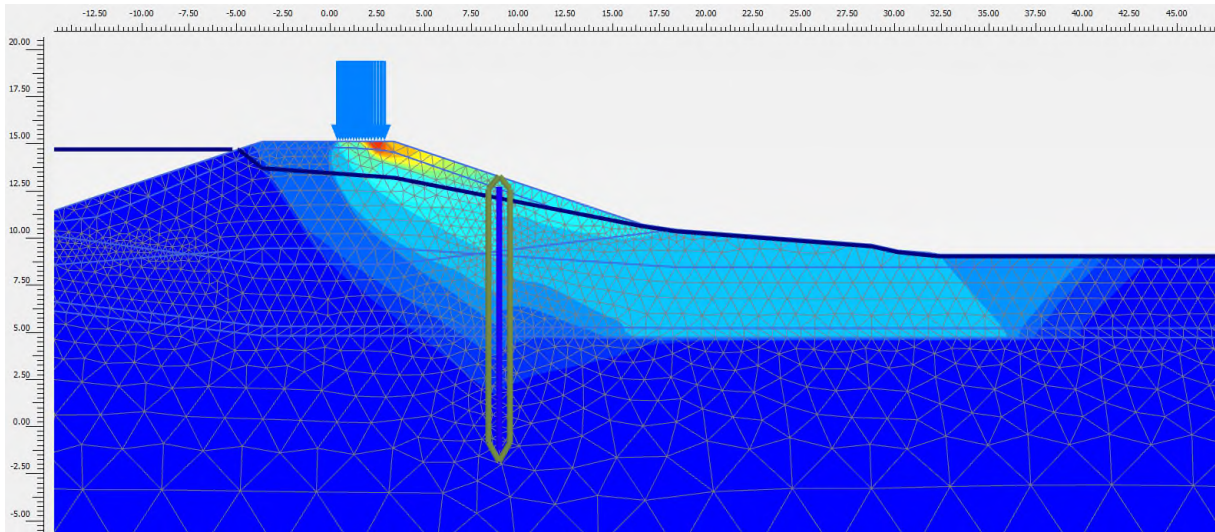
Figuur 13-2: Huidige situatie Waaldijk 17 t.p.v. DD233+40

13.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

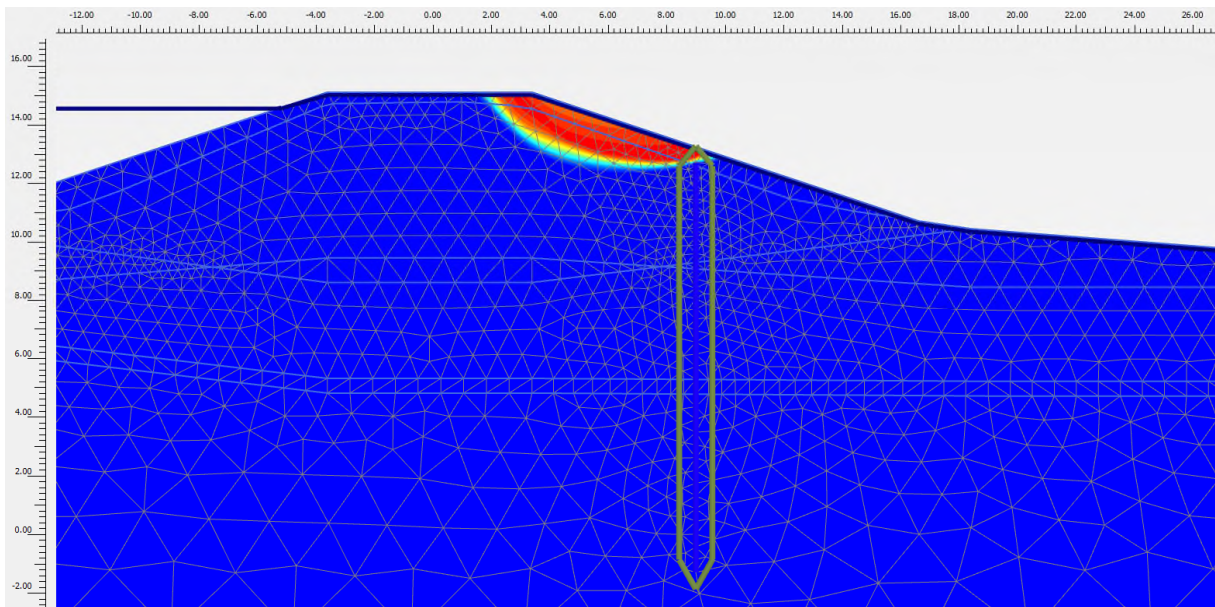
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,11 m (ophoging ca. 0,35 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +14,89 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde en buitenzijde blijft.
- Damwand in het binnentalud, AZ28-700, 14 m lang (bovenkant op NAP +12,7 m en onderkant op NAP -1,3 m).
- Ruimte tussen damwand en woning is ca. 25 m.



Figuur 13-3: DD233+40 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 13-4: DD233+40 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 13-5: DD233+40 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

14 Casus 14 – Waaldijk 13

Waaldijk 13 is een rijksmonument en dient behouden te blijven. Daarom is binnendijks een constructie voorzien.

14.1 Waaldijk 13 – DD239+00

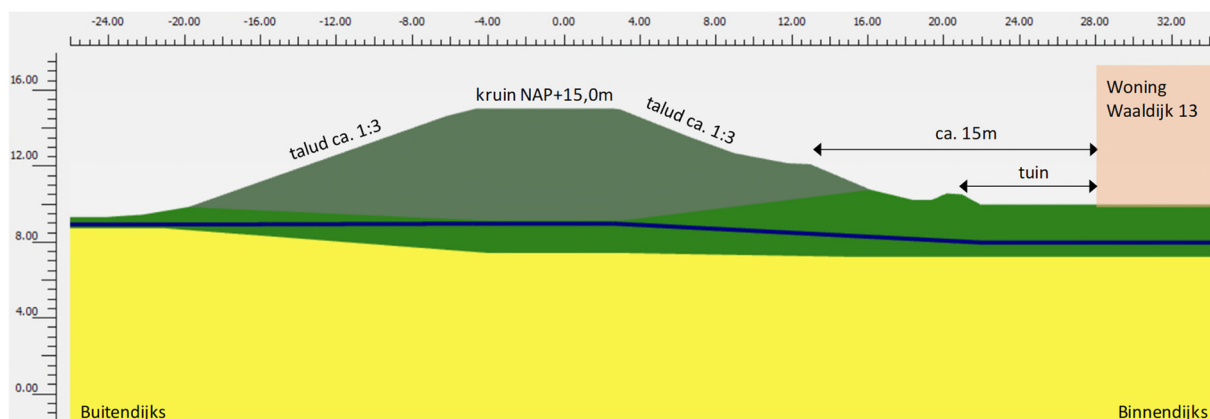
De ontwerp oplossing bestaat hier uit een constructie aan de binnenzijde langs de woning. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m.



Figuur 14-1: Ontwerpoplossing bij Waaldijk 30

14.1.1 Huidige situatie

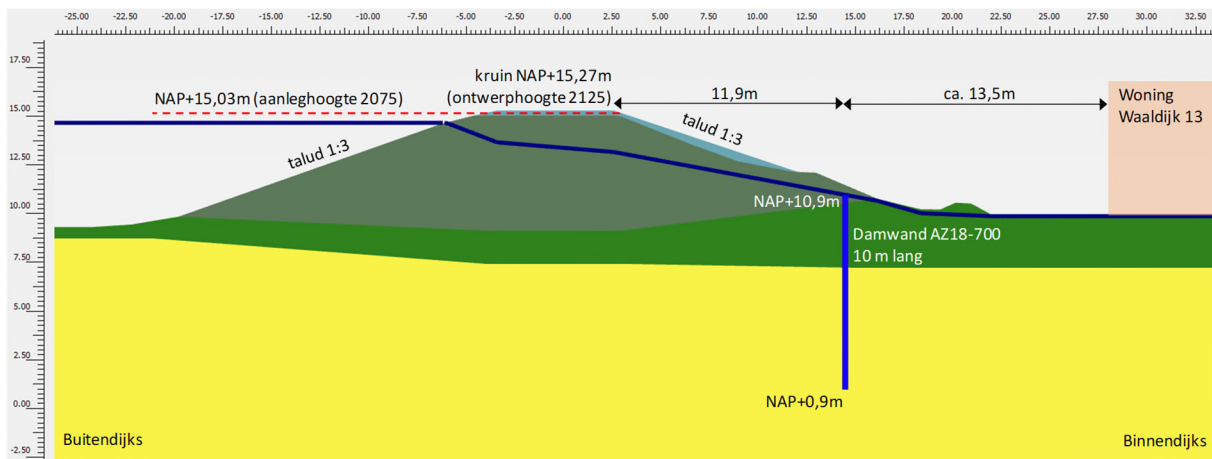
- Woning Waaldijk 13 op ca. 15 m uit de binnenteen.
- Kruin op NAP +15,01 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,76 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 2 cm (NAP +15,03 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,95 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 26 cm (NAP +15,27 m)



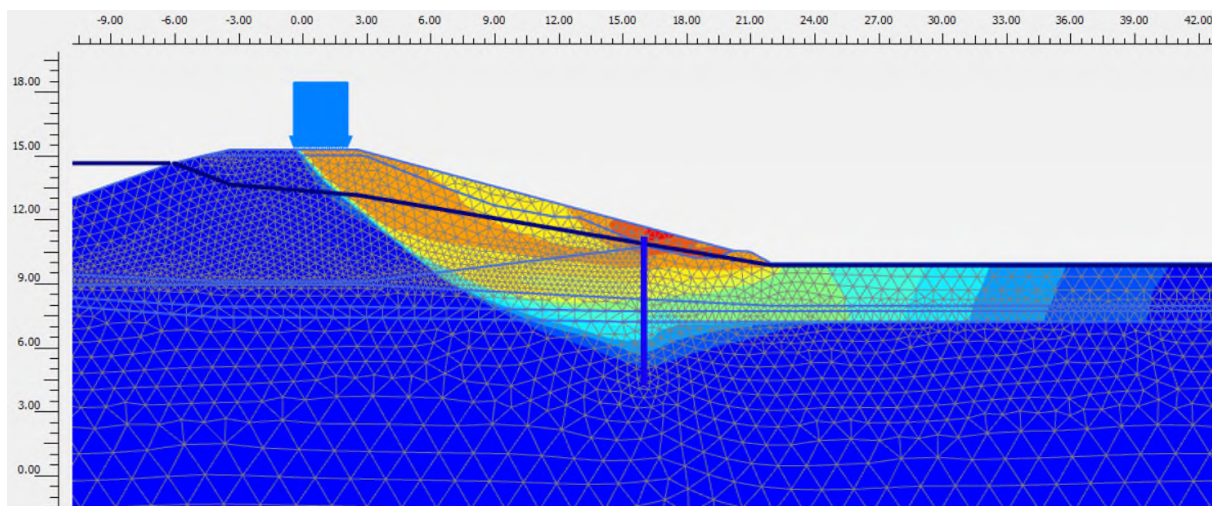
Figuur 14-2: Huidige situatie Waaldijk 30 t.p.v. DD239+00

14.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,27 m (ophoging ca. 0,25 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,03 m, ca. 2 cm ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde. Ten opzichte van loop 2 is de taludhelling veranderd van 1:3,5 naar 1:3 om de tuin bij Waaldijk 13 zoveel mogelijk te kunnen sparen.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP +1,0 m te komen.
- Damwand in de binnenteen, AZ18-700, 10 m lang (bovenkant op NAP +10,9 m en onderkant op NAP +0,9 m).
- Ruimte tussen damwand en woning die behouden blijft is ca. 13,5 m.



Figuur 14-3: DD239+00 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 14-4: DD239+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de oververzadigde situatie

15 Casus 15 – Landgoed Loenen

Bij Landgoed Loenen staan de bomen van het landgoed bij een groot deel van de casus dichtbij dijk. Daarnaast zijn er 2 woningen (Waaldijk 11 en Waaldijk 10) aanwezig binnen de casus. De ontwerpoplossing bestaat uit een constructie. Omdat de ophoging t.b.v. de dijkversterking zeer beperkt is, wordt er ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m. Er zijn ontwerpberoeeningen gemaakt voor DD239 ter plaatse van het landgoed en voor Waaldijk 11 (DD248+80).

15.1 Landgoed Loenen – DD245+00

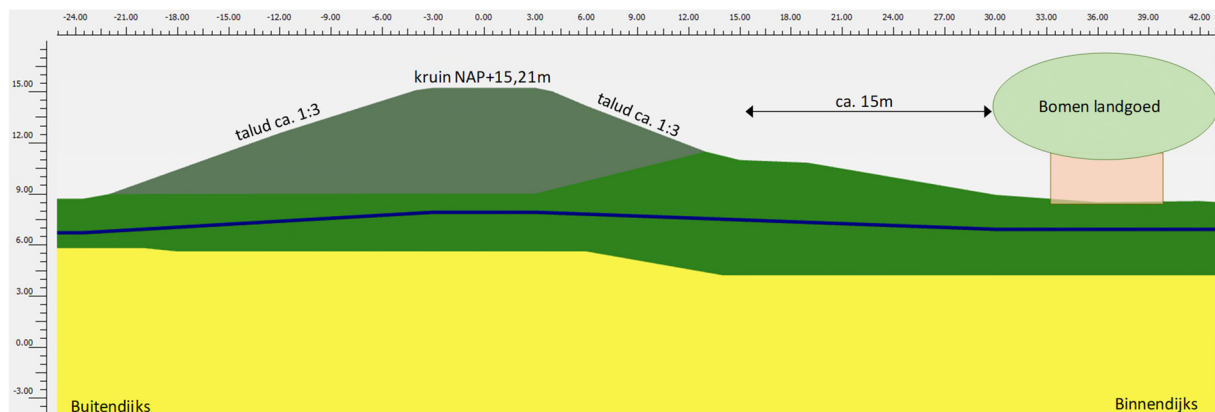
De ontwerpoplossing bestaat hier uit een constructie aan de binnenzijde om het landgoed te behouden. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m.



Figuur 15-1: Situatie bij Landgoed Loenen

15.1.1 Huidige situatie

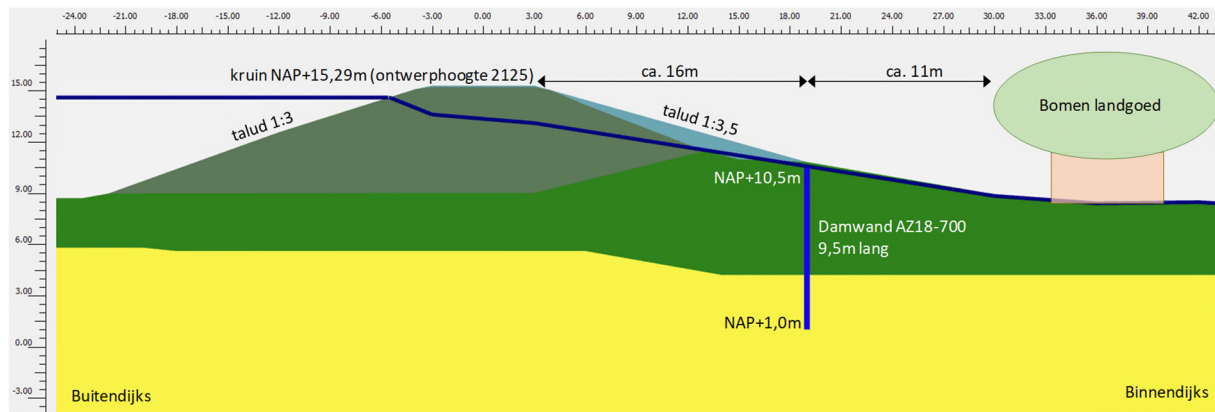
- Bomen van het landgoed op ca. 15 m uit de binnenteen.
- Kruin op NAP +15,21 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,72 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 0 cm (NAP +15,03 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,92 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 8 cm (NAP +15,29 m)



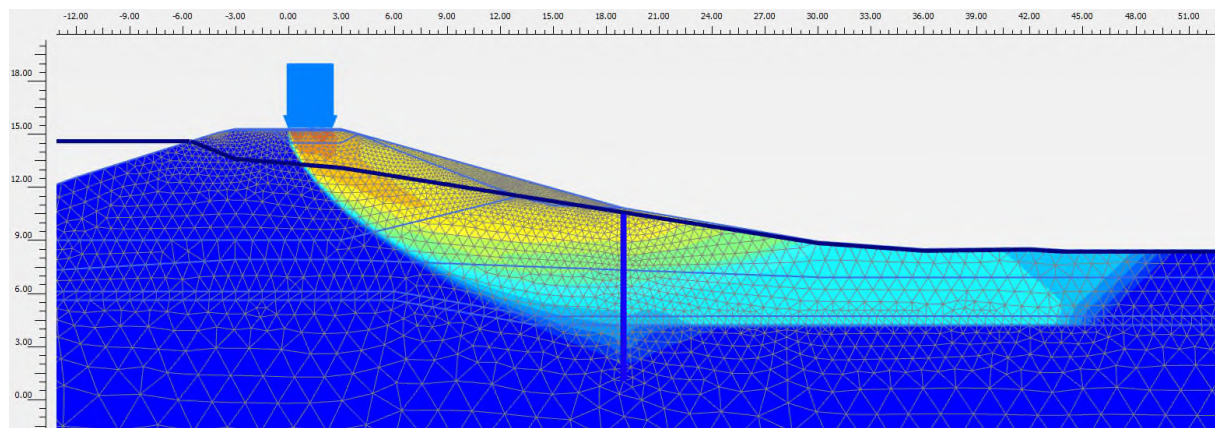
Figuur 15-2: Huidige situatie Landgoed Loenen t.p.v. DD245+00

15.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,29 m (ophoging ca. 0,1 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruinhoogte voldoet al voor ontwerphoogte 2075.
- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand in de binnenteen, AZ18-700, 9,5 m lang (bovenkant op NAP +10,5 m en onderkant op NAP +1,0 m).
- Ruimte tussen binnenteen en landgoed die behouden blijft is ca. 11 m.



Figuur 15-3: DD239+00 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 15-4: DD239+00 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de onverzadigde situatie

15.2 Waaldijk 11 – DD248+80

Ter plaatse van Waaldijk 11 is een damwand voorzien. Uit ontwerpberoeeningen blijkt echter dat de damwand niet nodig is en de huidige situatie voldoet.

15.2.1 Huidige situatie

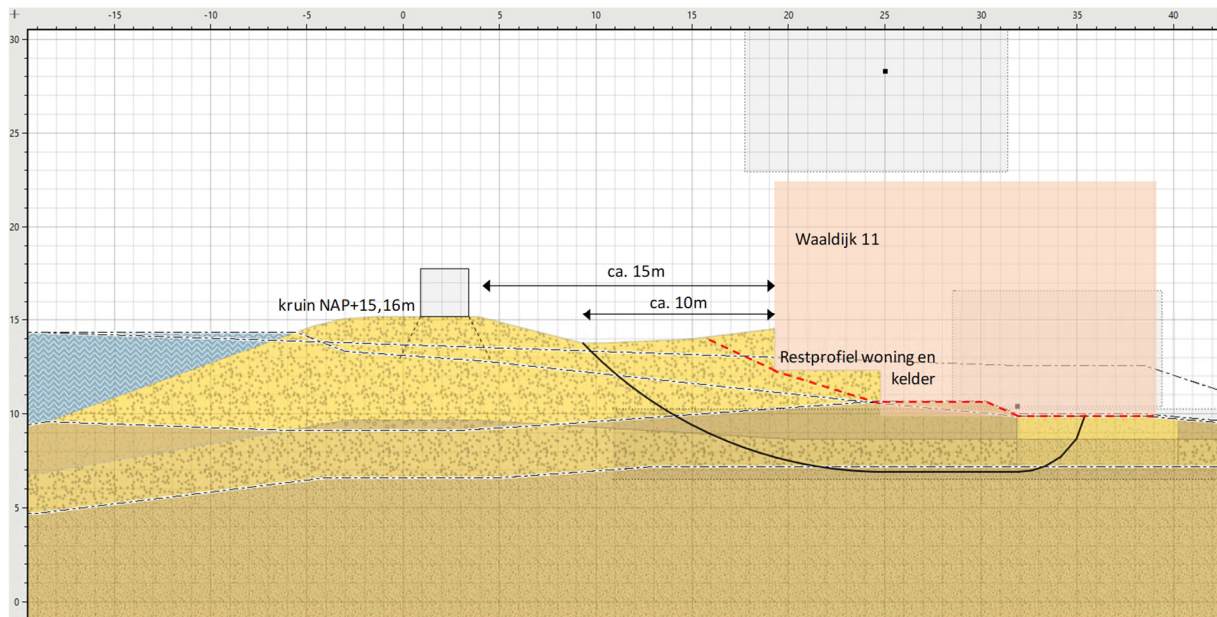
- Woning op ca. 15 m uit de kruin en 10 m uit de teen van de dijk.
- Getrapte souterrain/kelder aanwezig onder de woning tot een niveau van NAP +12,31 / +10,65 m [12].
- Kruin op NAP +15,16 m.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,72 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 0 cm (NAP +15,03 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 0 cm (NAP +14,92 m)

- Overslag 1 l/s/m: 8 cm (NAP +15,29 m)

15.2.2 Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m

Doordat tussen de dijk en de woning al een hoge berm aanwezig is, voldoet de dijk in de huidige situatie en is een damwand niet nodig.

- Kruinhoogte voldoet al voor 10 l/s/m overslag.
- Er is gerekend met een restprofiel t.p.v. de woning.
- De damwand bij het landgoed dient aan weerszijden van de woning aan te sluiten op de terp waar de woning op staat.



Figuur 15-5: DD248+80 Waldijk 11 – Ontwerp grondoplossing 1 l/s/m overslag



Figuur 15-6: Aansluiting damwanden aan weerszijden van Waldijk 11

15.3 Waaldijk 10 – DD253

Voor de damwand bij de woning Waaldijk 10 is geen aparte ontwerpberekening gemaakt. De situatie is vergelijkbaar met de situatie bij casus 13. De inschatting is dus dat op basis van de ontwerpberekeningen voor deze casus een damwand AZ28-700 van 14 m lang in het binnentalud voldoet.

16 Casus 17 – Waaldijk 6

Bij deze casus staat binnendijks de boerderij Waaldijk 6, dat een gemeentelijk monument is. Binnendijks is een constructie voorzien, waarbij rekening gehouden wordt met de bestaande constructie in de kruin van de dijk.

16.1 Waaldijk 6 – DD270+60

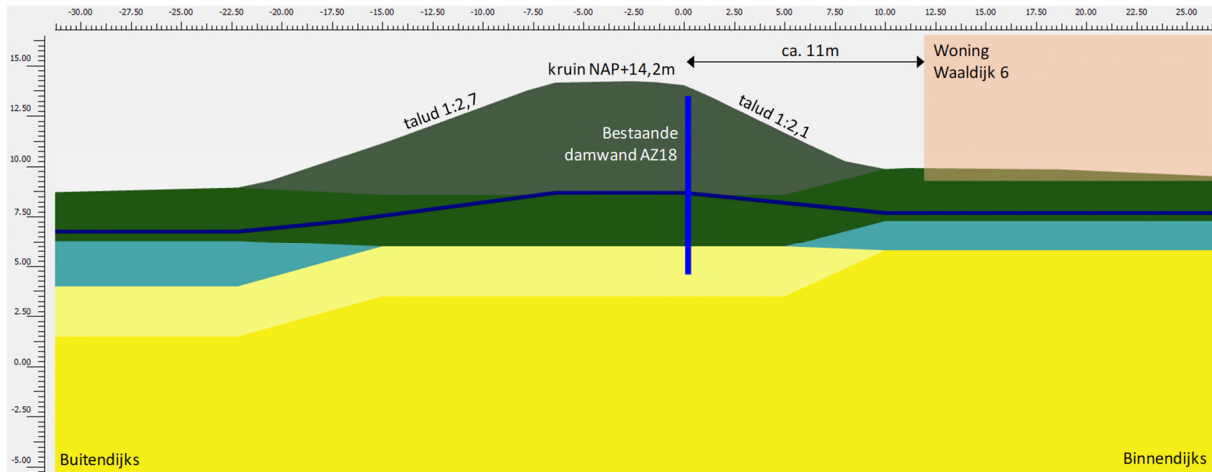
De ontwerp oplossing bestaat hier uit een constructie in de binnenteen met behoud van het huidige talud en de bestaande constructie in de binnenkruin. Hierbij is een buitenwaartse asverschuiving benodigd. Er wordt ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m.



Figuur 16-1: Situatie bij Waaldijk 6

16.1.1 Huidige situatie

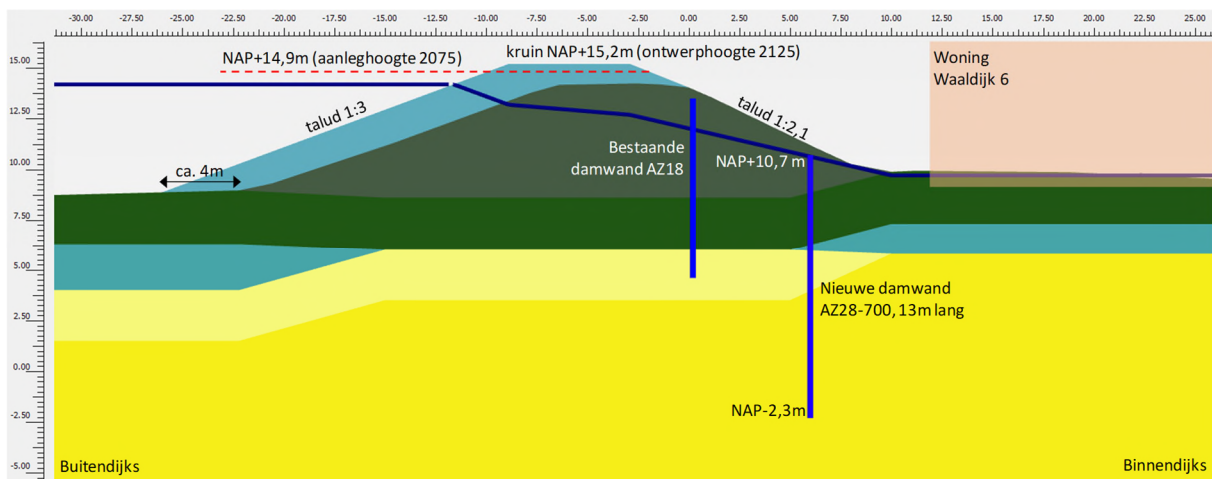
- Woning op ca. 11 m uit de huidige kruinlijn en ca. 2 m uit de binnenteen. Onder het huis is een kelder aanwezig [12], maar deze is dermate klein dat het effect op de stabiliteit verwaarloosbaar wordt verondersteld.
- Kruin op NAP +14,24 m, binnentalud ca. 1:2,1 en buitentalud ca. 1:2,7.
- Damwand AZ18, ca. 9 m lang aanwezig in de binnenkruin, aangelegd in 1998 [8].
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 20 cm (NAP +14,44 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 65 cm (NAP +14,89 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 44 cm (NAP +14,68 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 96 cm (NAP +15,20 m)



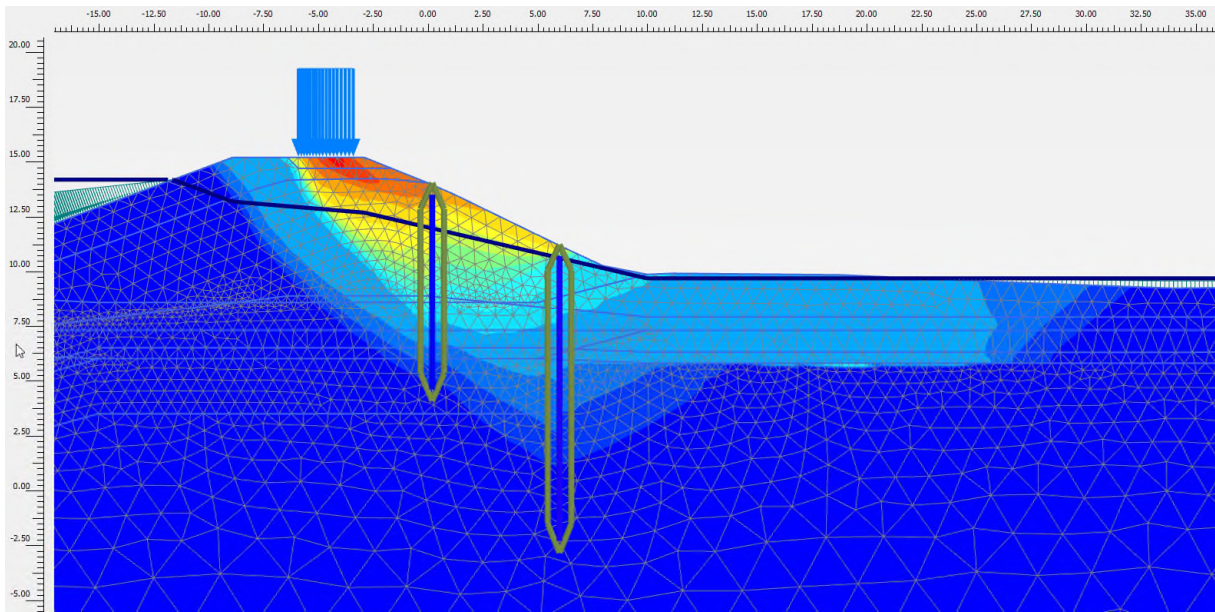
Figuur 16-2: Huidige situatie Waaldijk 6 t.p.v. DD270+60

16.1.2 Ontwerp damwand 1 l/s/m

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,20 m (ophoging ca. 1 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +14,89 m, ca. 0,65 m ophoging).
- Talud blijft behouden aan de binnenzijde, asverschuiving met talud 1:3 aan de buitenzijde.
- Damwand in de binnenteen, AZ28-700, 13 m lang (bovenkant op NAP +10,7 m en onderkant op NAP -2,3 m).
- De bestaande damwand uit 1998 is getoetst, waarbij de reeds opgetreden corrosie (uit inspectierapport [8]) is meegenomen. Deze damwand voldoet ook voor een ontwerplevensduur van 100 jaar.
- Extra ruimtebeslag aan de buitenzijde is ca. 4 m.



Figuur 16-3: DD270+60 Waaldijk 6 – Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 16-4: DD270+60 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 1 l/s/m in de oververzadigde situatie

17 Casus 18 – Waaldijk 7

17.1 Waaldijk 7 – DD265+30

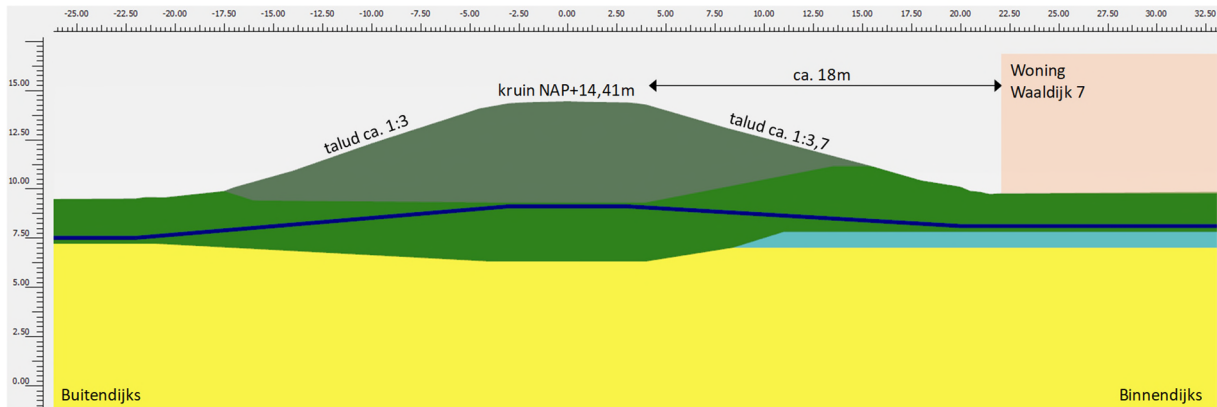
Tussen de afrit naar de Waalstraat en het westelijke einde van het erf wordt een constructie in de teen van het binnentalud van de dijk geplaatst ten behoeve van de stabiliteit van de dijk. De stabiliteit bij een overslagdebiet van 10 l/s/m wordt geborgd door het toepassen van een verankerde damwandconstructie.



Figuur 17-1: Ontwerpoplossing bij Waaldijk 7

17.1.1 Huidige situatie

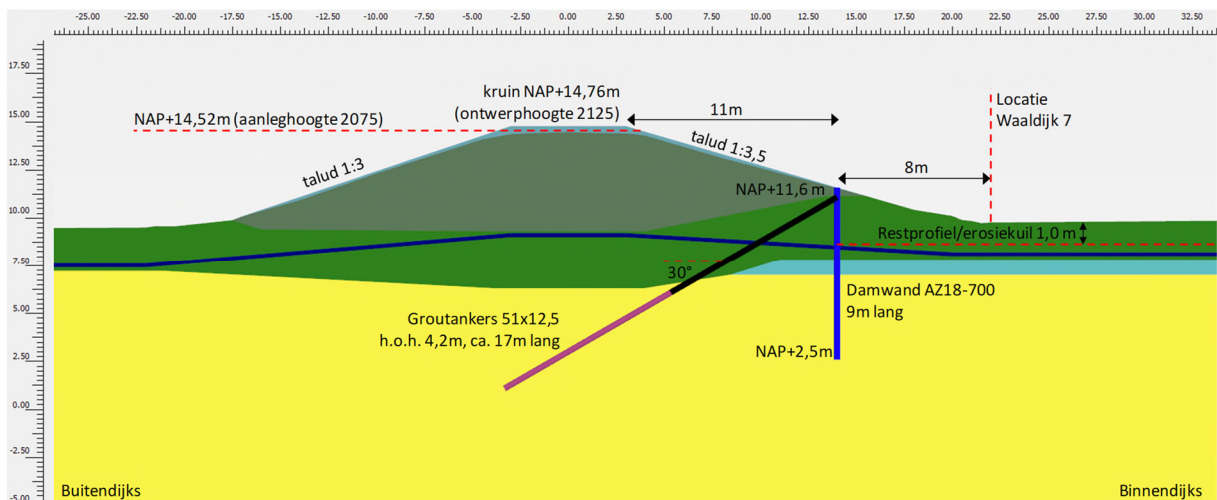
- Woning aanwezig op ca. 18 m uit de huidige kruinlijn en ca. 2 m uit binnenteen.
- Kruin op NAP +14,41 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 11 cm (NAP +14,52 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 57 cm (NAP +14,98 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 35 cm (NAP +14,76 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 88 cm (NAP +15,29 m)



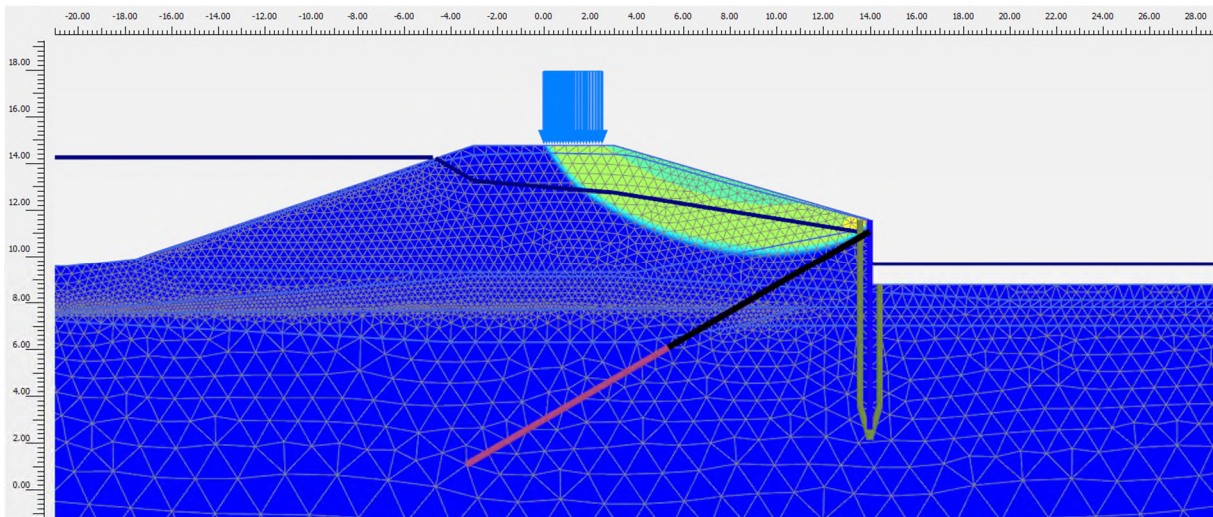
Figuur 17-2: Huidige situatie Waaldijk 7 t.p.v. DD265+30

17.1.2 Ontwerp damwand 10 l/s/m

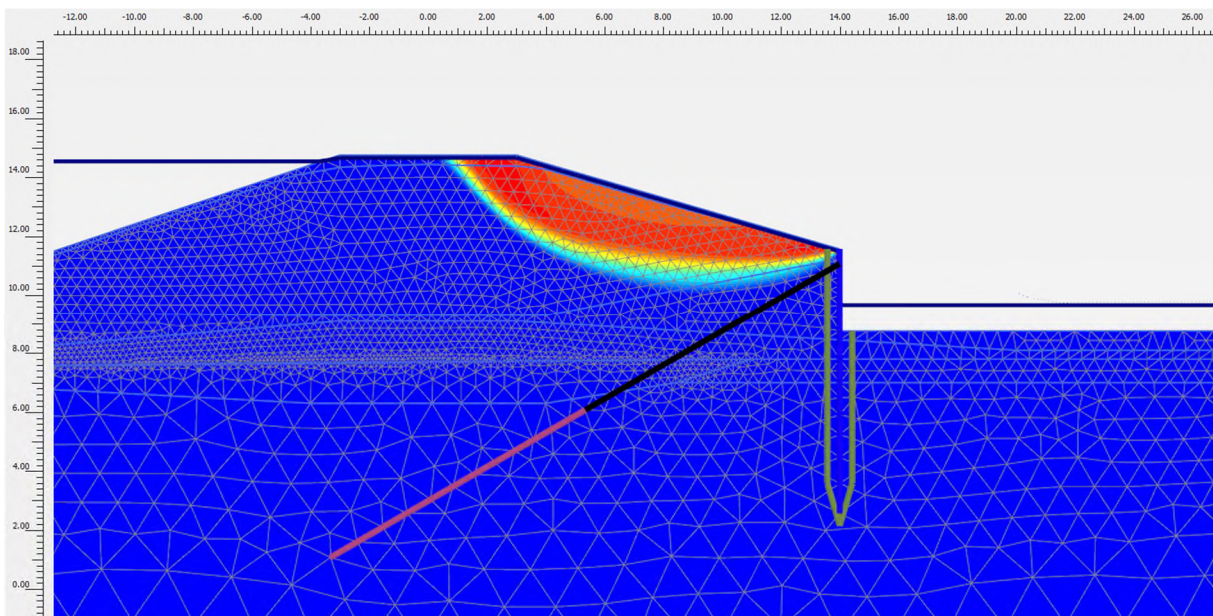
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +14,76 m (ophoging ca. 0,35 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +14,52 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Binnentalud 1:3,5 en buitentalud 1:3.
- Omdat er tussen de woning en de dijk geen ruimte is voor de erosiebestendige zone, is gerekend met een erosiekuil van 1,0 m diep. De erosiekuil is horizontaal doorgetrokken tot aan de damwand in het talud.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP +2,5 m te komen.
- Door het restprofiel en de erosiekuil is een verankerde damwand onderin het talud benodigd. Een damwand AZ18-700, 9,1 m lang (bovenkant op NAP +11,6 m en onderkant op NAP +2,5 m) voldoet. Als verankering voldoen groutankers $\varnothing 51$ mm met een lengte van ca. 17 m, hart-op-hart 4,2 m onder een hoek van 30° .
- Het verticaal evenwicht van de damwand is getoetst en voldoet, zie Bijlage 4.
- Zakkende grond op de ankerstang is meegenomen in het ontwerp, zie Bijlage 5.



Figuur 17-3: DD265+30 Waaldijk 7 – Ontwerp verankerde damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 17-4: DD265+30 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



Figuur 17-5: DD265+30 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

18 Casus 19 – Wolferen

Binnen deze casus staan 3 woningen: Waaldijk 3, Waaldijk 1 en Waalbandijk 131. De ontwerpoplossing bestaat uit constructie bij Waalbandijk 131 en Waaldijk 1 en een versterking met grond vanaf Waaldijk 1 tot voor Waaldijk 3. Tussen Waalbandijk 131 en Waaldijk 1 wordt ook een constructie toegepast in plaats van een grondoplossing. Ter plaatse van Waaldijk 3 wordt de as van de dijk naar buiten verschoven en voorbij Waaldijk 3 naar binnen. Tot aan Waalbandijk 131 wordt ontworpen op 10 l/s/m overslag en bij Waalbandijk 131 op 1 l/s/m overslag.



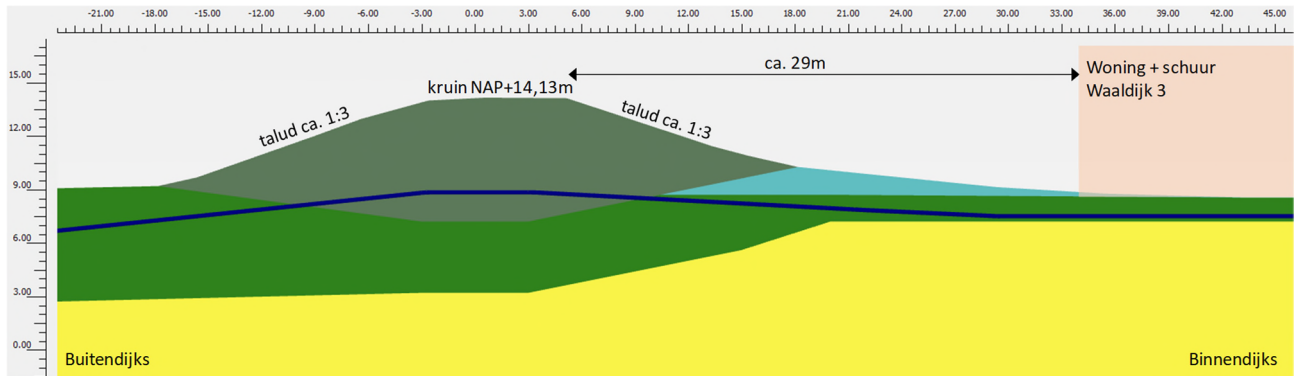
Figuur 18-1: Ontwerpoplossing voor casus 19 Wolferen

18.1 Waaldijk 3 – DD281+60

Ter hoogte van Waaldijk 3 wordt de as van de huidige dijk op twee plekken verschoven, om constructieve elementen te vermijden. De versterking vindt zowel binnenwaarts als buitenwaarts plaats. Voor de binnenwaartse stabiliteit wordt een berm aangelegd die landschappelijk is ingepast met een talud van 1:10. Ter hoogte van Waaldijk 3 wordt de as van de dijk circa 20 meter rivierwaarts verplaatst, waardoor de dijk binnenwaarts versterkt kan worden met een berm. De aanwezige woning, schuur en erfbepanting kan hierdoor behouden blijven. In samenhang hiermee wordt de iets bovenstrooms gelegen bocht in de dijk circa 20 meter landinwaarts verlegd.

18.1.1 Huidige situatie

- Woning en schuur aanwezig op respectievelijk ca. 29 m en 35 m uit de huidige kruinlijn.
- Kruin op NAP +14,13 m, binnentalud en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 23 cm (NAP +14,36 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 77 cm (NAP +14,90 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 49 cm (NAP +14,62 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 109 cm (NAP +15,22 m)



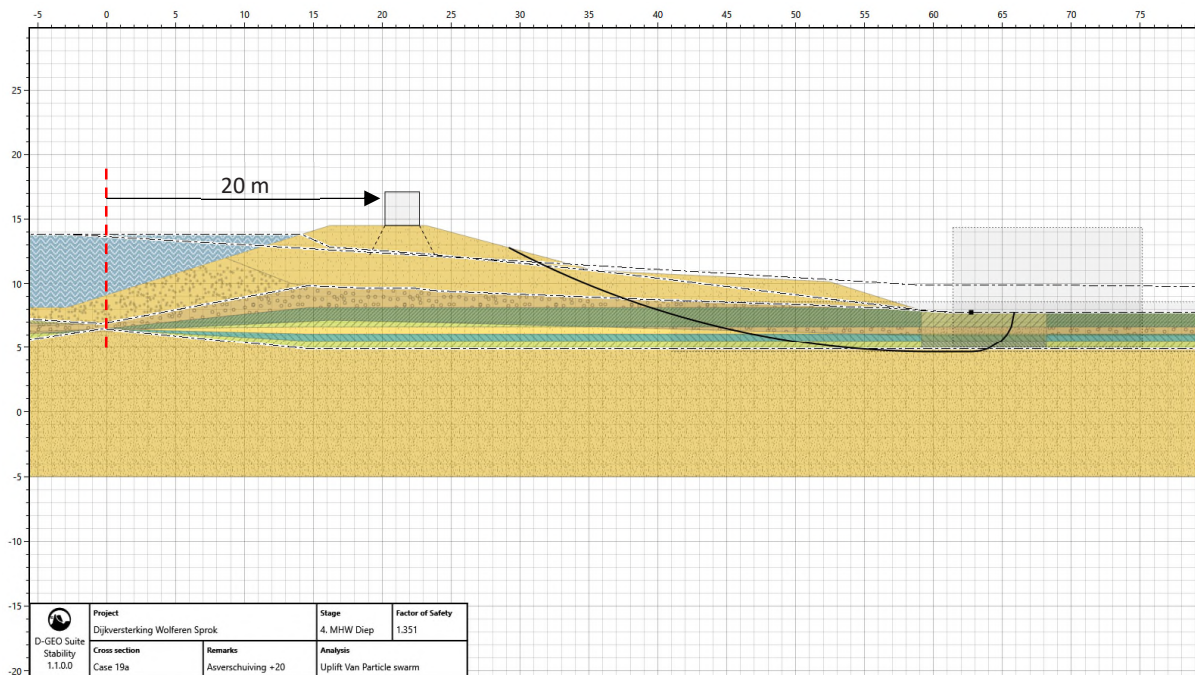
Figuur 18-2: Huidige situatie Waaldijk 3 t.p.v. DD281+60

18.1.2 Ontwerp 10 l/s/m overslag

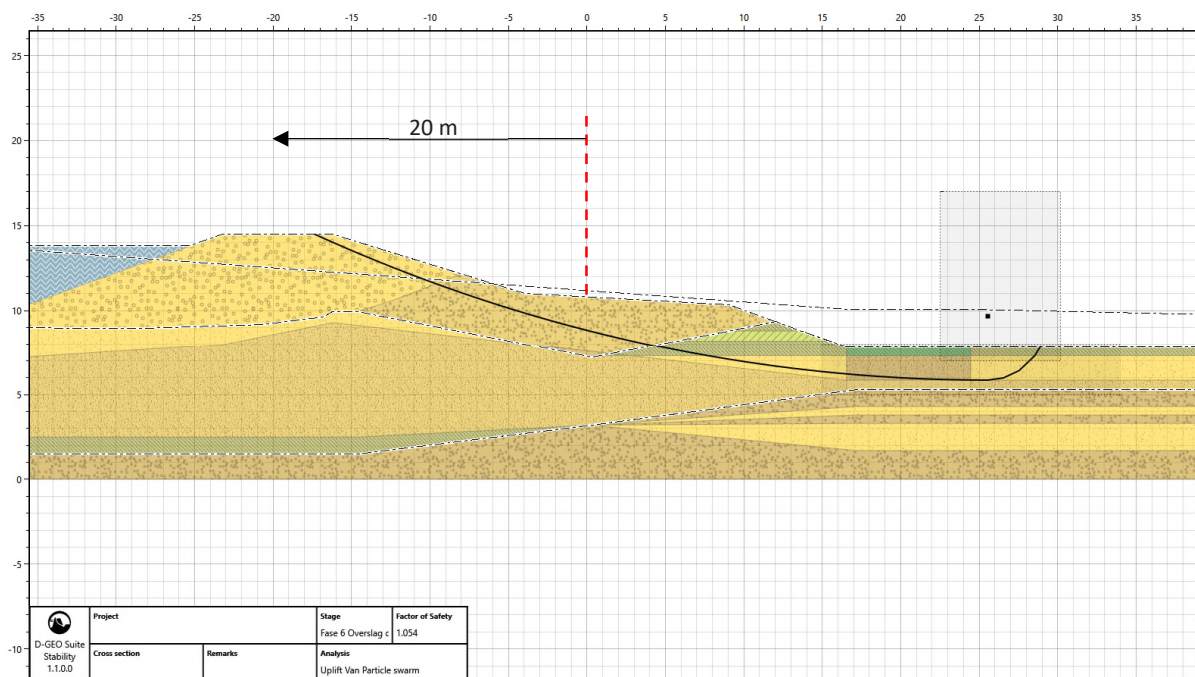
Voor zowel de binnenwaartse als de buitenwaartse asverschuiving zijn de ontwerpafmetingen van de berm bepaald met D-Stability (zie tabel 18-1). De berekeningen zijn uitgevoerd zoals beschreven in het ontwerprapport voor de grondoplossing (Macrostabiliteit Binnenwaarts). Ook de bermafmetingen van de andere locaties met een grondoplossing (zonder asverschuiving) binnen de casus zijn gegeven.

Tabel 18-1: Ontwerpafmetingen berm bij asverschuiving casus 19

Dijksectie	Van	Tot	Asverschuiving [m]	Insteekhoogte HBN-xxx [m]	Bermbreedte [m]
17	DD279+00	DD281+20	+20 (binnenwaarts)	-3,5	17
17	DD281+20	DD282+40	-20 (buitenwaarts)	-3,5	13
17	DD282+40	DD284+40	0	-3,5	17
17	DD284+40	DD285+10	(constructie)		
17	DD285+10	DD285+80	0	-3,5	17
17	DD285+80	DD286+20	(constructie)		
17	DD286+20	DD287+00	0	-3,5	17



Figuur 18-3: Waaldijk 3 – Asverschuiving 20 m binnenwaarts – Berm 17 m (10 l/s/m overslag)



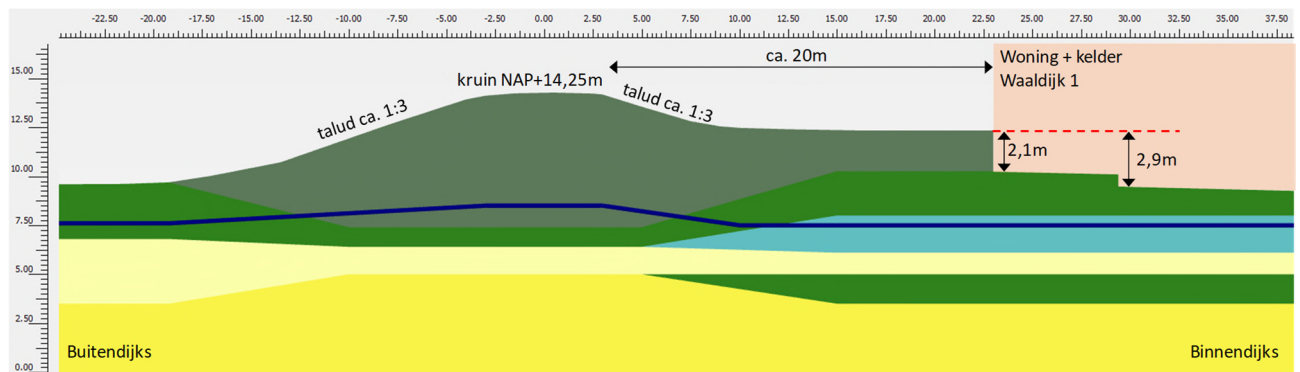
Figuur 18-4: Waaldijk 3 – Asverschuiving 20 m buitenwaarts – Berm 13 m (10 l/s/m overslag)

18.2 Waaldijk 1 – DD284+70

Bij Waaldijk 1 wordt een constructie toegepast bij een overslagdebiet van 10 l/s/m. Tussen Waaldijk 1 en Waalbandijk 131 wordt een stabiliteitsberm toegepast. Ter hoogte van Waalbandijk 131 wordt het overslagdebiet teruggebracht van 10 l/s/m naar 1 l/s/m.

18.2.1 Huidige situatie:

- Woning op ca. 20 m uit de huidige kruinlijn en ca. 14 m uit de binnenteen.
- Hoog maaiveld tussen woning en dijk op ca. NAP +12,3 m (kerende hoogte t.o.v. kruin ca. 2 m).
- Kelder/souterrain aanwezig op 2,1 à 2,9 m onder maaiveld [12].
- Kruin op NAP +14,25 m, binnentalud ca. 1:3 en buitentalud ca. 1:3.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 8 cm (NAP +14,33 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 58 cm (NAP +14,83 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 32 cm (NAP +14,57 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 90 cm (NAP +15,15 m)

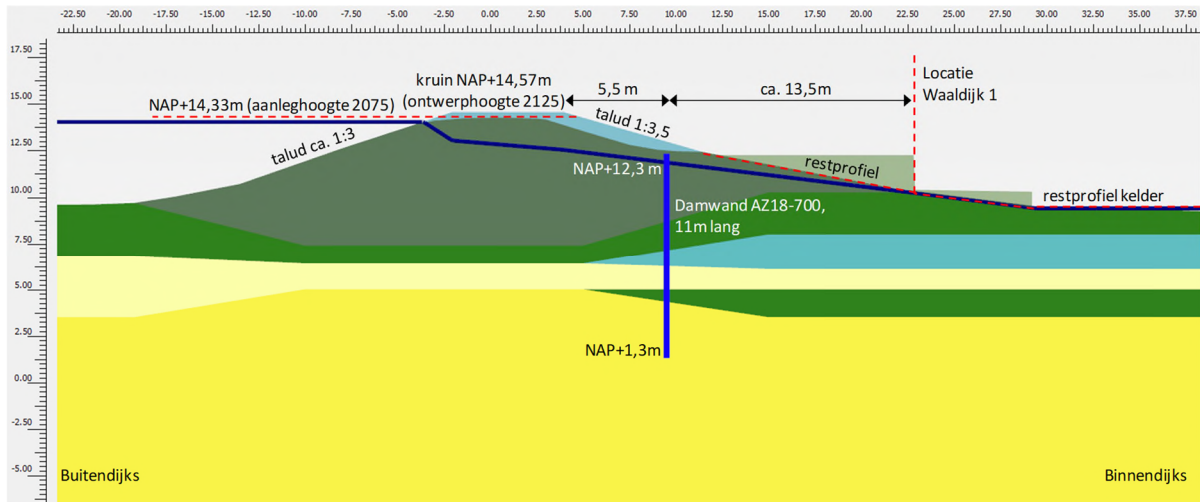


Figuur 18-5: Huidige situatie Waaldijk 1 t.p.v. DD284+70

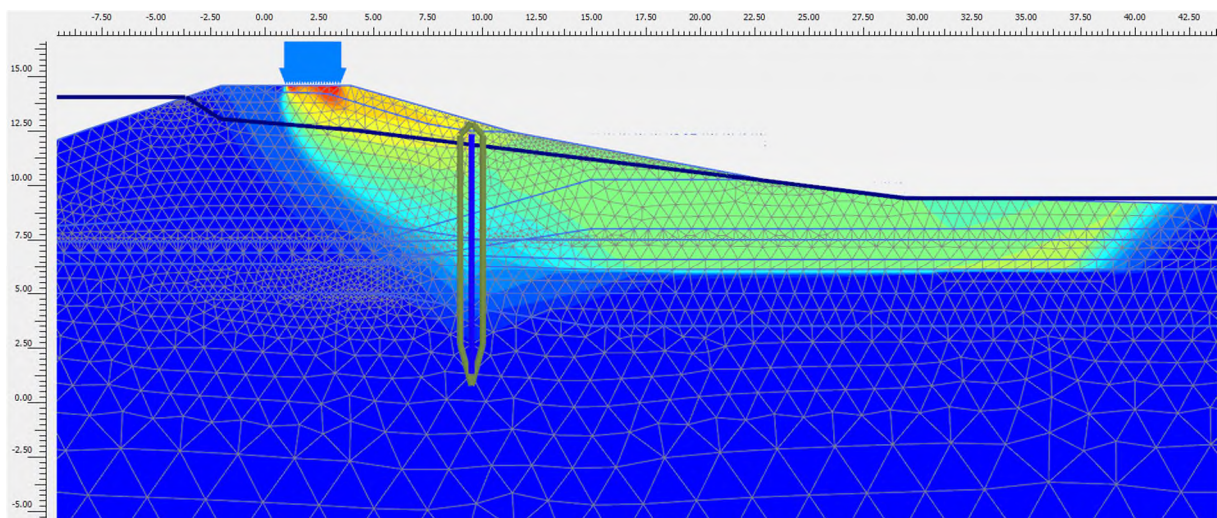
18.2.2 Ontwerp 10 l/s/m overslag

De ontwerpberekening in Loop 2 was uitgevoerd voor een damwand op ca. 5,5 m uit de woning. Gedurende ontwerploop 3 is echter de locatie van de damwand verschoven naar de onderzijde van het talud, op grotere afstand uit de kruin. Voor deze situatie is een nieuwe ontwerpberekening uitgevoerd:

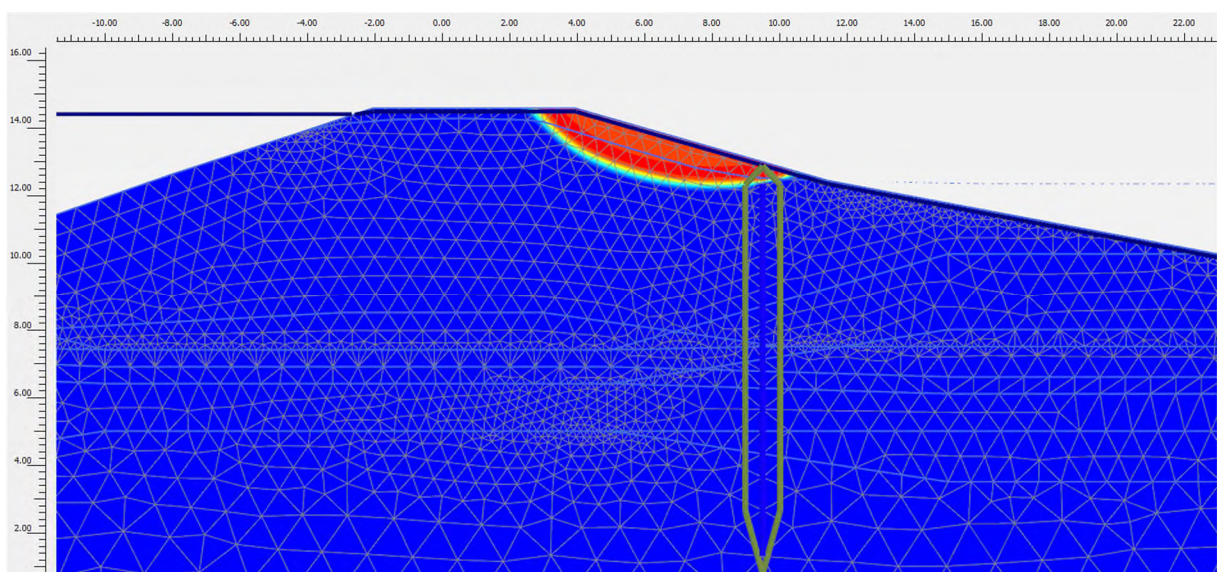
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +14,57 m (ophoging ca. 0,3 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +14,33 m, ca. 8 cm ophoging).
- Taludverflauwing naar 1:3,5 aan de binnenzijde, behoud talud 1:3 aan buitenzijde.
- Er is gerekend met een restprofiel voor de damwand tot aan de onderkant van de kelder.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP +1,3 m te komen.
- Damwand AZ18-700, 11 m lang (bovenkant op NAP +12,3 m en onderkant op NAP +1,3 m).



Figuur 18-6: DD284+70 Waaldijk 1 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag



Figuur 18-7: DD284+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



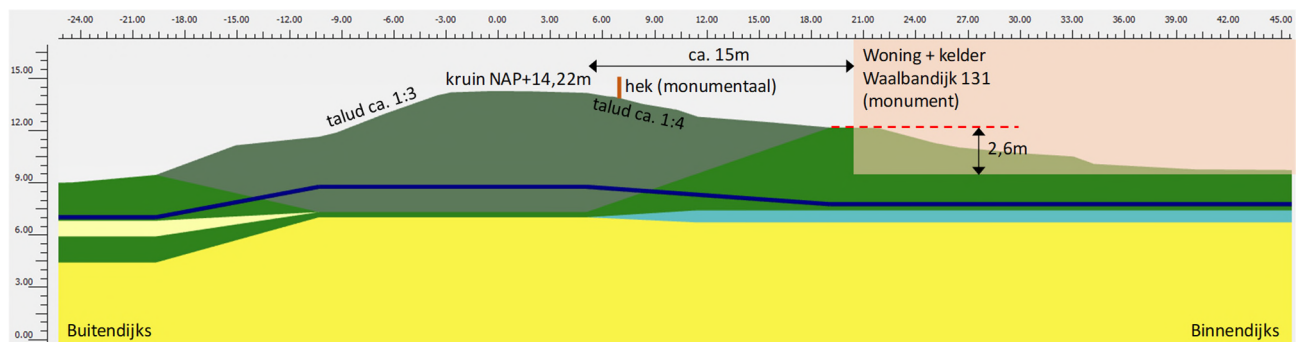
Figuur 18-8: DD284+70 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

18.3 Ontwerp Casus 19 DD286+00 Waalbandijk 131

Tussen Waaldijk 1 en Waalbandijk 131 wordt een stabiliteitsberm toegepast. Ter hoogte van Waalbandijk 131 wordt het overslagdebiet teruggebracht van 10 l/s/m naar 1 l/s/m. Hierdoor kan volstaan worden met een reguliere constructie. De hoogteopgave wordt hierdoor lokaal ook groter, namelijk maximaal 84 cm. Om dit op te vangen en in te passen verschuift de as van de dijk circa 2 á 3 meter rivierwaarts.

18.3.1 Huidige situatie:

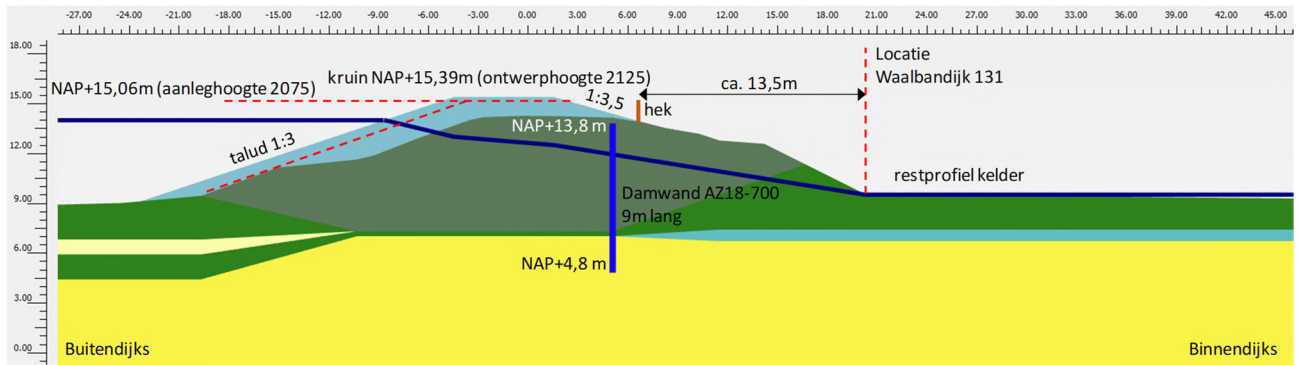
- Monumentale woning (in slechte staat) op ca. 15 m uit de huidige kruinlijn en ca. 9 m uit de binnenteen.
- Monumentaal hek aanwezig op ca. 1,5 m uit de binnenkruin.
- Hoog maaiveld tussen woning en dijk op ca. NAP +12,5 m (kerende hoogte t.o.v. kruin ca. 2 m).
- Kelder/souterrain aanwezig op 2,6 m onder maaiveld [12].
- Kruin op NAP +14,22 m, binnentalud ca. 1:3 en buitentalud ca. 1:4.
- Hoogteopgave 2075:
 - Overslag 10 l/s/m: 18 cm (NAP +14,40 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 84 cm (NAP +15,06 m)
- Hoogteopgave 2125:
 - Overslag 10 l/s/m: 45 cm (NAP +14,67 m)
 - Overslag 1 l/s/m: 117 cm (NAP +15,39 m)



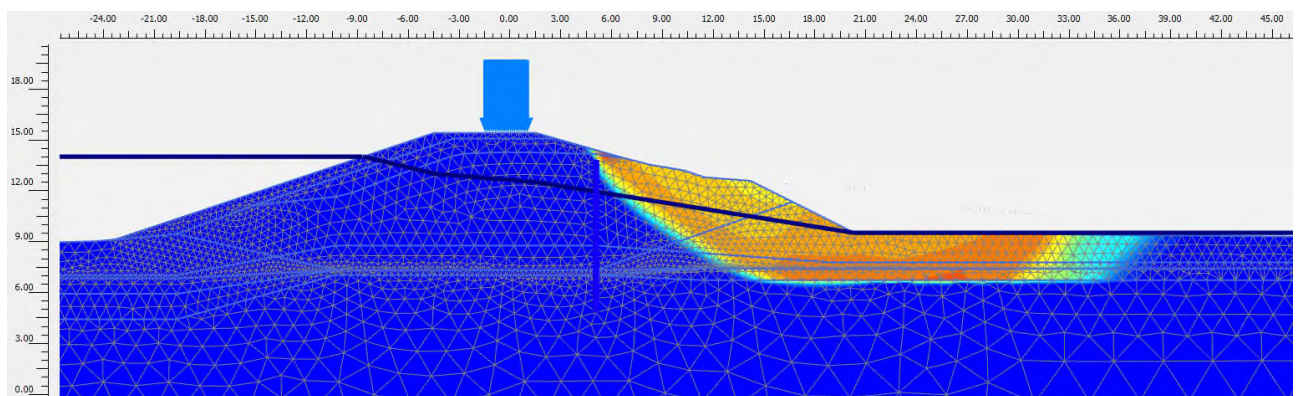
Figuur 18-9: Huidige situatie Waalbandijk 131 t.p.v. DD286+00

18.3.2 Ontwerp 1 l/s/m overslag

- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +15,39 m (ophoging ca. 1,2 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +15,06 m, ca. 0,8 m ophoging).
- Talud 1:3,5 aan de binnenzijde, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Damwand AZ18-700, 9 m lang (bovenkant op NAP +13,8 m en onderkant op NAP +4,8 m).
- Teen ophoging ligt bij het hek. Afstand tussen woning en teen ophoging ca. 13,5 m.
- Extra ruimtebeslag aan buitenzijde voor 100 jaar ontwerp (2125) is ca. 3,5 m. Dijkversterking voor 50 jaar ontwerp (2075) past binnen huidige ruimtebeslag.



Figuur 18-10: DD286+00 Waalbandijk 131 - Ontwerp damwand 1 l/s/m overslag



Figuur 18-11: Casus 19 DD286+00 Waalbandijk 131 - Maatgevend bezwijkmechanisme

18.4 Openstaande ontwerp vraagstukken casus 19

De volgende zaken moeten nog worden uitgewerkt voor casus 19:

- Kruinverhoging bij 1 l/m/s is lastig inpasbaar. Mogelijk kan de vereiste kruinhoogte nog worden verlaagd door in detail naar de golfploopberekening te kijken.

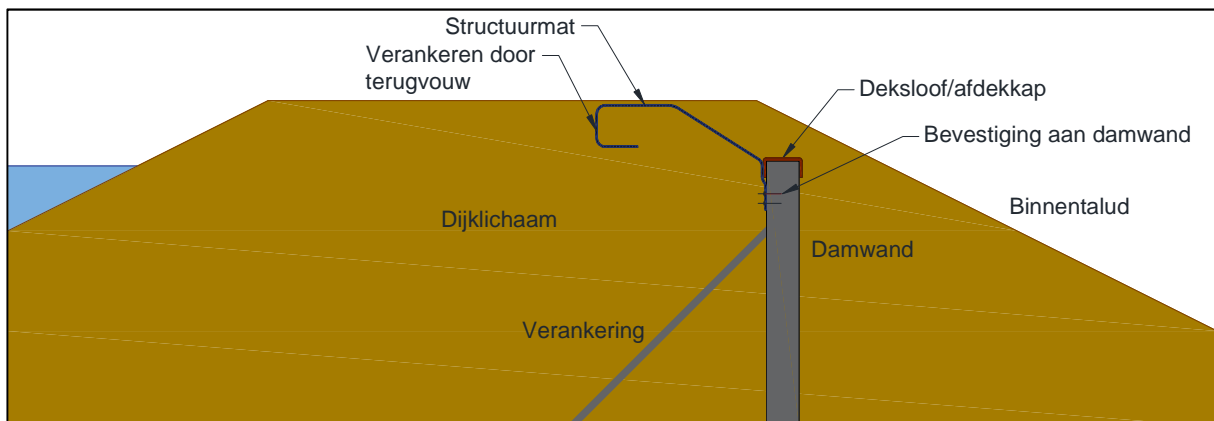
19 Uitvoeringsaspecten

19.1 Trillingen, heikbaarheid, belendingen

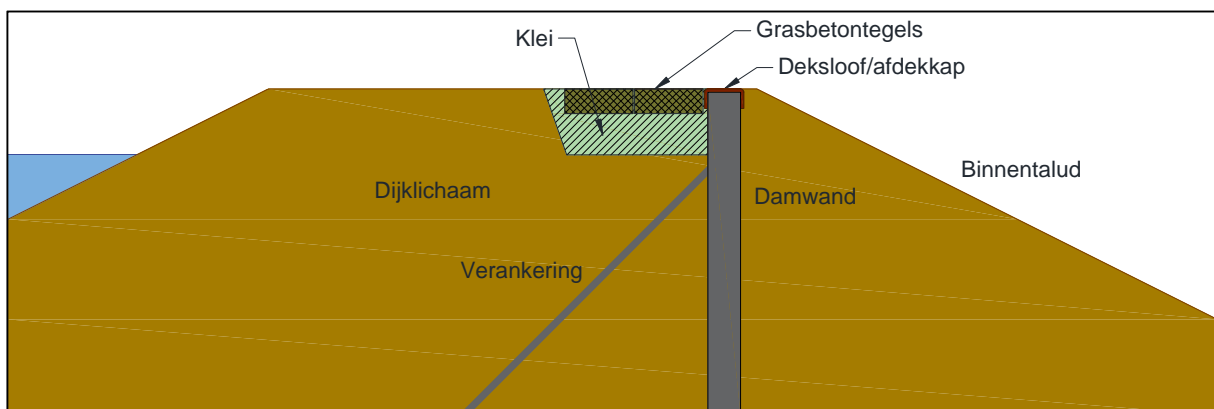
Uitvoeringsaspecten voor de damwanden zijn beschouwd in een aparte rapportage 'Uitvoeringsaspecten langsconstructies' (1218-0024-001.R13c). Hierin komen de heikbaarheid, trillingen, verdichtingen, invloed op belendingen, effecten van fluïderen en de uitvoeringsstabiliteit aan de orde. In de rapportage zijn voor de heikbaarheid 4 probleemlocaties geïdentificeerd. Bij 60 panden is er een risico op trillingschade, waarvan bij 15 panden dit risico hoog is. De trillingsrisico's kunnen worden beperkt met fluïderen of voorboren, maar dat geeft weer andere risico's die nadere uitwerking vergen. Ondiepe afschuivingen van het dijklichaam kunnen op basis van de huidige analyses niet worden uitgesloten en vergen nog nadere uitwerking.

19.2 Afwerking damwand

Damwanden in de binnenteen en in het binnentalud kunnen zonder gording op afdekkap afgewerkt worden op ca. 0,5 m onder maaiveld. Dit is het geval als er een erosiebestendige zone in de vorm van een kleilaag wordt aangelegd. Bij damwanden in de kruin en op locaties waar een erosiekuil achter de damwand kan optreden, dient doorgaande erosie bij de damwand voorkomen te worden. In de conceptrapportage 'POV Macrostabiliteit – Witte vlekken – Restprofiel bij grote overslag' worden aanbevelingen gedaan hier de afwerking van de damwand kan worden vormgegeven, zie figuur 19-1 en figuur 19-2.



Figuur 19-1: Afwerking damwand onder maaiveld met structuurmat



Figuur 19-2: afwerking damwand op maaiveld met grasbetontegels

20 Conclusies en aanbevelingen

20.1 Conclusies

Ten behoeve van het ontwerp van de constructieve schermen bij de casussen zijn voor de dijkversterking Wolferen-Sprok ontwerpberekeningen uitgevoerd in ontwerploop 3. Een tabel met de samenvatting van de ontwerpresultaten en afmetingen van de damwanden is opgenomen in Bijlage 1. Per casus is minimaal 1 maatgevende doorsnede berekend. Op basis van deze berekeningen is een doorvertaling gemaakt naar andere locaties binnen de casussen. De conclusies uit de ontwerpberekeningen zijn:

- Op de meest locaties voldoet een verankerde damwand in de teen van de dijk of in het binnentalud. In combinatie met een overslagdebit van 10 l/s/m en een binnentalud met een helling van 1:3,5 voldoet veelal een damwandprofiel AZ18-700. Bij een taludhelling 1:3 zijn zwaardere damwanden AZ28-700 benodigd en moet de damwand hoger in het talud geplaatst worden. Bij een overslagdebit van 10 l/s/m voldoen damwanden AZ18-700.
- Op locaties waar geen ruimte is voor de erosiebestendige kleistroom onderaan het talud, dient gerekend te worden met een erosiekuil. De erosiekuil kan ontstaan doordat grond wegspoelt door overslaand water. Dit leidt er toe dat een verankerde damwand benodigd is.
- Op enkele locaties dient het huidige binnentalud behouden te blijven, omdat er geen ruimte is voor een binnenwaartse versterking. Met de huidige taludhelling is het binnentalud instabiel onder maatgevende omstandigheden. Hier is dus een verankerde damwand in de kruin nodig.
- Op 4 locaties is in de buitenkruin een bestaande damwand aanwezig die dient als erosiescherm bij een buitendijkse woning. Deze koudgeformde damwandprofielen zijn getoetst en voldoen als versterkingsmaatregel voor een resterende levensduur van 100 jaar.

Ten opzichte van ontwerploop 2 zijn in ontwerploop 3 de volgende zaken nader beschouwd:

- De schematiseringsfactor voor het ontwerp van de langsconstructies is onderbouwd. De factoren voor de toetsing van de stabiliteit (1,05) en verankering (1,05) veranderen niet. De factor voor de toetsing van de damwand is van 1,05 naar 1,10 verhoogd, maar dit heeft geen nadelige consequenties voor het ontwerp.
- De schematisering van de erosiekuil is beter onderbouwd. Daarnaast is op basis van de concept resultaten van het POVM onderzoek 'Restprofiel bij grote overslag' een casus met een verankerde damwand in de kruin uitgewerkt. Hieruit blijkt dat er nog optimalisatie in de erosiekuil mogelijk is, wat leidt tot een lichtere damwand. Dit geldt echter alleen voor damwanden in de kruin en niet voor damwanden in de teen van de dijk.
- De interactie met het ontwerpspoor piping is meegenomen in het ontwerp van de damwanden. Op enkele locaties dienen damwanden langer te worden (dieper in het zand) in verband met de functie als heavescherm. Dit leidt echter niet tot zwaardere damwanden.
- Het ontwerp van de verankerde damwand is verder uitgewerkt inclusief verticaal draagvermogen en zakkende grond op ankerstangen.

20.2 Aanbevelingen voor loop 4

De volgende werkzaamheden met betrekking tot het ontwerp van de constructieve schermen worden voorzien voor ontwerploop 4, omdat deze in loop 3 nog niet (geheel) zijn afgerond:

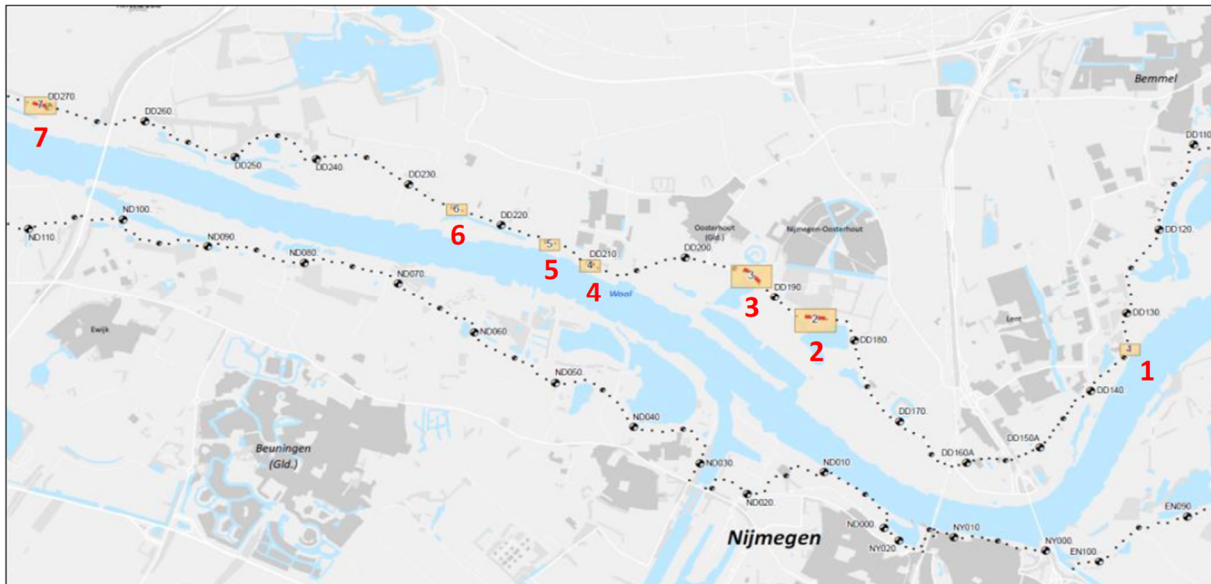
- Verdere detaillering en optimalisatie van de constructies op basis van voortschrijdend inzicht, ontwerpwijzigingen binnen de casussen en eisen vanuit kabels en leidingen.
- Verdere beschouwing van uitvoeringsaspecten zoals installeerbaarheid, uitvoeringsstabiliteit, trillingen, interactie met bomen en omgevingsbeïnvloeding.
- Detaillering van de losplaatsen.
- Detaillering langsconstructies bij op- en afritten.

- Detailontwerp verankeringen, gordingen en ankerstoelen.
- Detailontwerp van afwerking constructie bij maaiveld.
- Definitieve inpassing POVM-inzichten m.b.t. erosiekuil en omgang met bomen in de ontgrondingszone.
- Eventuele ontwerpaanpassingen om de heikbaarheid te verbeteren en de omgevingsbeïnvloeding te verminderen.
- Herziening ontwerp n.a.v. mogelijke nieuwe inzichten over lengte van kwelschermen.

Bijlage 1 – Samenvatting ontwerpresultaten

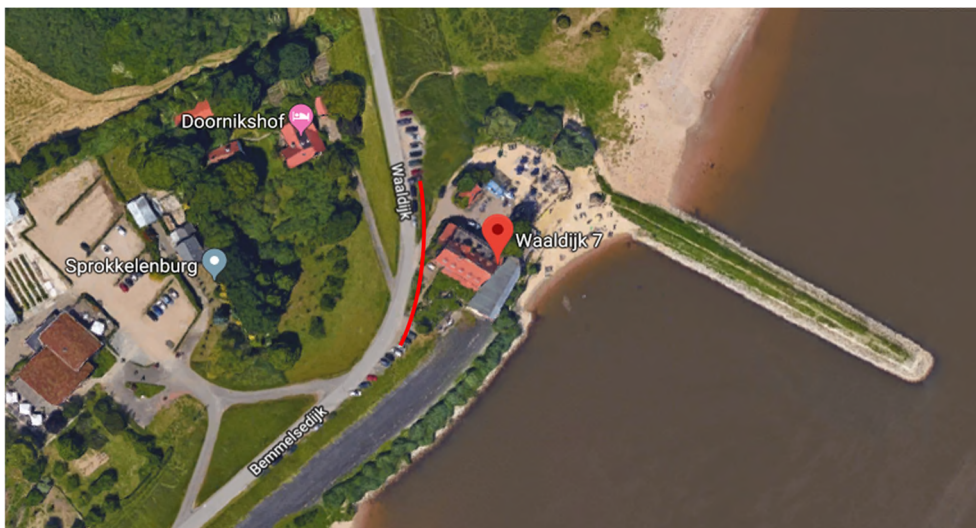
Bijlage 2 – Overzicht bestaande damwanden

Sectie	Van DD	Tot DD	Locatie	Functie	Adres	Locatie	Trajectlengte [m]	Lengte [m]	Hoogte [mNAP]	Type	Dikte [mm]
1	133+70	134+20	buitenkrui	Erosiescherm	Waalwijk 7	1	47	9,6	15,6	PAZ4670	7,8
8	184	186	binnenkrui	Stabiliteitsscherm	Parkbos	2	186	11,9	14,6	KL-S (koud)	8,7
10	192	194	binnenteen	Kwelscherm	Waalwijk	3	207	3,2	10,00	CB-wand	
12	209+50	210	buitenkrui	Erosiescherm	Waalwijk 39	4	61	10,9	14,6	KL-S (koud)	8,8
12	214+50	215	buitenkrui	Erosiescherm	Waalwijk 37	5	49	10,8	14,4	KL-S (koud)	8,8
13	224+20	225	buitenkrui	Erosiescherm	Waalwijk 27, 28	6	77	10,6	14,4	KL-S (koud)	8,8
16	270+20	271+50	binnenkrui	Stabiliteitsscherm	Waalwijk 6	7	127	8,9	13,5	AZ18	9,3



Locatie 1: Casus 1 Sprok, Waalwijk 7

Locatie 1	Bestek	Inspectie			
Profiel damwand	AZ18	PAZ 4670			
Aanleghoogte	NAP +15,65 m	Gem. NAP +15,6 m			
Planklengte	9,10 m	Gem. 9,60 m			
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 7,8 mm	Oorspronkelijk 8,0 mm		
Staaikwaliteit	S235/S275	S355	Corrosie:		
Werkende lengte	50,0 m	47,0 m	Lijf	0.005 mm/jaar	
Aanlegjaar	1995		Flens	0.01 mm/jaar	
Functie	Erosiescherm				

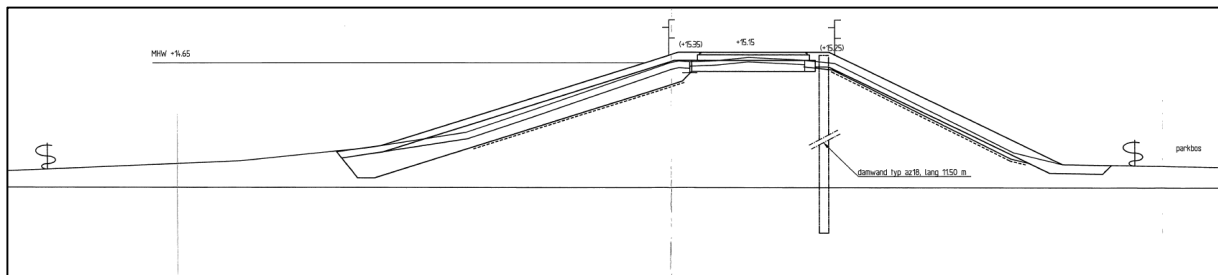


Locatie 2: Casus 6, Buitenplaats Oosterhout

Locatie 2	Bestek	Inspectie		
Profiel damwand	AZ18	KL-S profiel		
Aanleghoogte	NAP +15,2 m	Gem. NAP +14,6 m		
Planklengte	11,50 m	Gem. 11,90 m		
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 8,7 mm	Oorspronkelijk 9,0 mm	
Staalkwaliteit	S235/S275	S235/S275	Corrosie:	
Werkende lengte		186,0 m	Lijf	0.01 mm/jaar
Aanlegjaar	1990		Flens	0.02 mm/jaar
Functie	Stabiliteitsscherm			

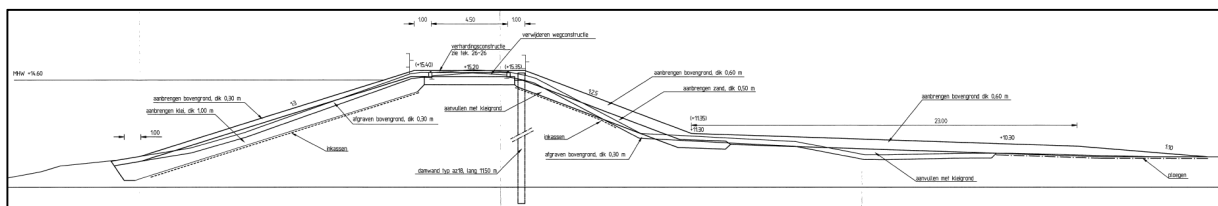


DD185:



(Bron: tekening '430403 DWP's Dijkverbetering Lent-Loenen Dwarsprofiel DD156-DD239', 1995)

DD186:



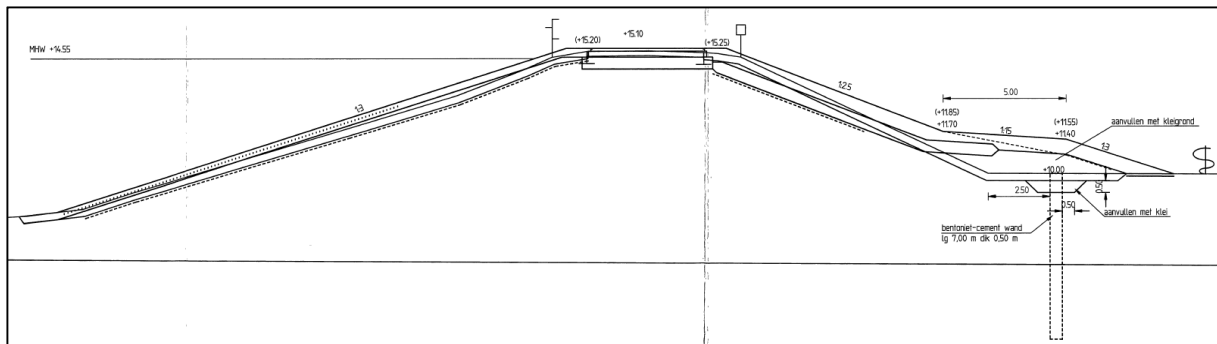
(Bron: tekening '430403 DWP's Dijkverbetering Lent-Loenen Dwarsprofiel DD156-DD239', 1995)

Locatie 3: Casus 7, Tergouw

Locatie 3	Bestek	Inspectie
CB-wand	CB-wand 500 mm dik	CB-wand 500 mm dik
Aanleghoogte	NAP +10,0 m	Gem. NAP +10,0 m
Wandhoogte	ca. 7,00 m	Gem. 3,2 m
Werkende lengte		207,0 m
Aanlegjaar	1990	
Functie	Kwelscherm	

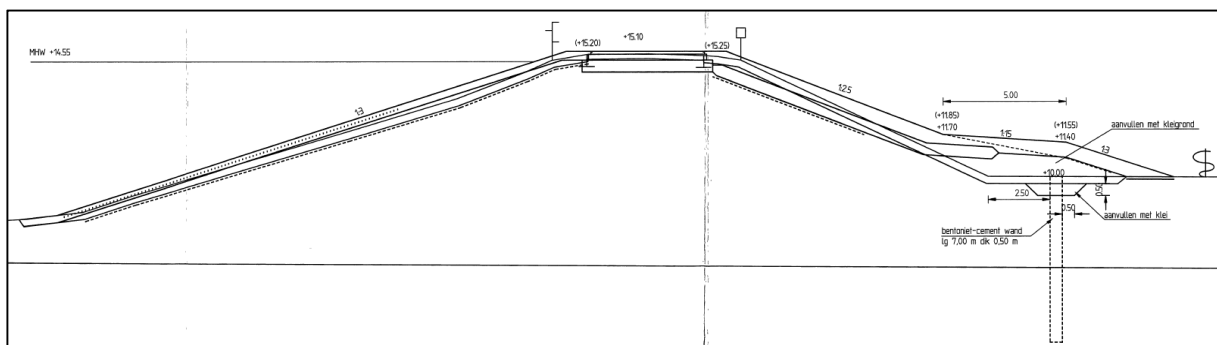


DD193:



(Bron: tekening '430403 DWP's Dijkverbetering Lent-Loenen Dwarsprofiel DD156-DD239', 1995)

DD194:



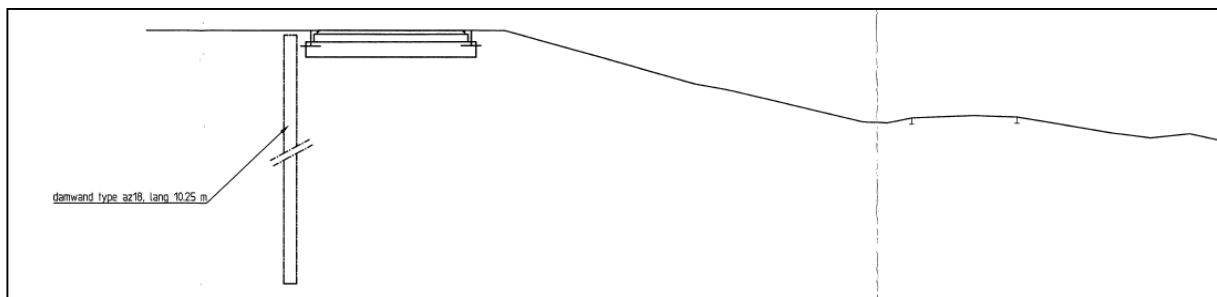
(Bron: tekening '430403 DWP's Dijkverbetering Lent-Loenen Dwarsprofiel DD156-DD239', 1995)

Locatie 4: Casus 9, Waaldijk 39

Locatie 4	Bestek	Inspectie			
Profiel damwand	AZ18	KL-S profiel			
Aanleghoogte	NAP +15,4 m	Gem. NAP +14,6 m			
Planklengte	10,25 m	Gem. 10,90 m			
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 8,8 mm	Oorspronkelijk 9,0 mm		
Staalkwaliteit	S235/S275	S235/S275	Corrosie:		
Werkende lengte		61,0 m	Lijf	0.006 mm/jaar	
Aanlegjaar	1990		Flens	0.02 mm/jaar	
Functie	Erosiescherm				



DD210:



(Bron: tekening '430403 DWP's Dijkverbetering Lent-Loenen Dwarsprofiel DD156-DD239', 1995)

Locatie 5: Casus 10, Waaldijk 37

Locatie 5	Bestek	Inspectie			
Profiel damwand	AZ18	KL-S profiel			
Aanleghoogte	NAP +15,4 m	Gem. NAP +14,4 m			
Planklengte	10,25 m	Gem. 10,80 m			
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 8,8 mm	Oorspronkelijk 9,0 mm		
Staalkwaliteit	S235/S275	S235/S275	Corrosie:		
Werkende lengte		49,0 m	Lijf	0.01 mm/jaar	
Aanlegjaar	1990		Flens	0.01 mm/jaar	
Functie	Erosiescherm				



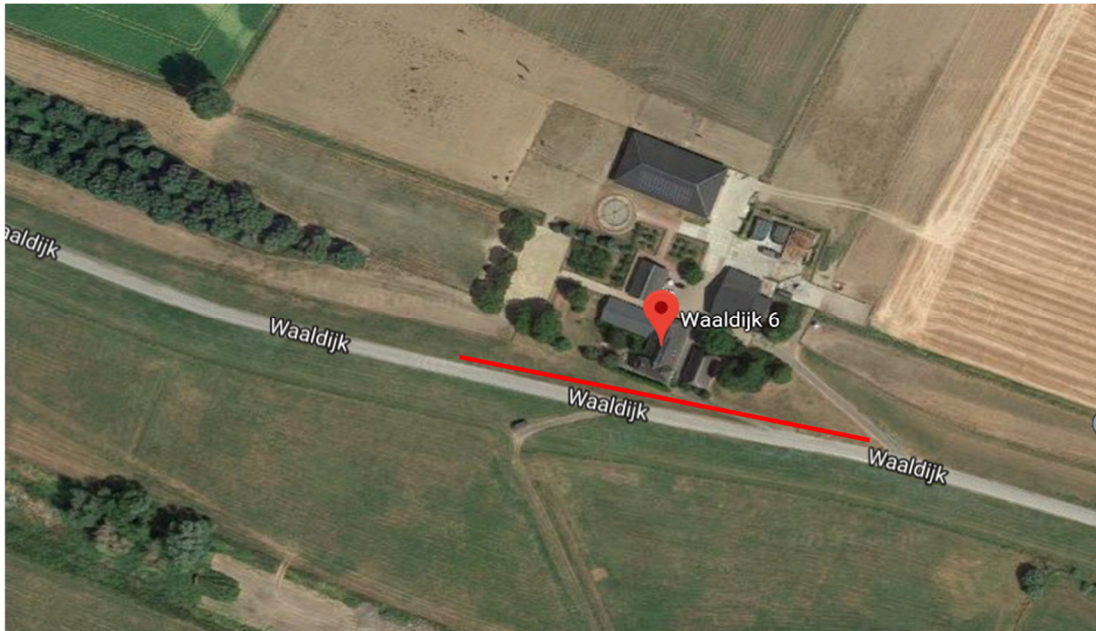
Locatie 6: Casus 11, Waaldijk 27 en 28

Locatie 6	Bestek	Inspectie			
Profiel damwand	AZ18	KL-S profiel			
Aanleghoogte	NAP +15,4 m	Gem. NAP +14,4 m			
Planklengte	10,25 m	Gem. 10,60 m			
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 8,8 mm	Oorspronkelijk 9,0 mm		
Staalkwaliteit	S235/S275	S235/S275	Corrosie:		
Werkende lengte		77,0 m	Lijf	0.006 mm/jaar	
Aanlegjaar	1990		Flens	0.01 mm/jaar	
Functie	Erosiescherm				



Locatie 7: Casus 17, Waaldijk 6

Locatie 7	Bestek	Inspectie			
Profiel damwand	AZ18	AZ18			
Aanleghoogte	NAP +14,0 m	Gem. NAP +13,5 m			
Planklengte	9,00 m	Gem. 8,90 m			
Staaldikte	9,5 mm	Gem. 9,3 mm	Oorspronkelijk 9,5 mm		
Staalkwaliteit	S235/S275	S235/S275	Corrosie:		
Werkende lengte		127,0 m	Lijf	0.006 mm/jaar	
Aanlegjaar	1998		Flens	0.02 mm/jaar	
Functie	Erosiescherm				



Bijlage 3 – Constructieve toets damwanden

Koudgeformde damwanden

De bestaande erosieschermen in de buitenkruin zijn koudgeformde damwandprofielen. Bij de toetsing dient hier rekening mee te worden gehouden om de volgende redenen:

1. Koudgewalste profielen zijn brosser. Bij het berekenen van een damwandconstructies moet er rekening gehouden worden met profielklassen. Een warmgewalste damwand valt vaak in klasse 2 en 3, maar een koudgeformd damwandprofiel valt veelal in klasse 4. Profielen die in profielklasse 4 vallen, kunnen niet elastische getoetst worden en er moet met een lagere staalspanning gerekend worden. In paragraaf 5.2 van NEN-EN 1993-5 [16] staat beschreven hoe je de profielklasse bepaalt (zie onderstaande tabel 5-1). Als er sprake is van profielklasse 4 dan moet je de rekeninstructies uit annex A opvolgen.
2. Koudgewalste profielen zijn veelal dunner, vooral bij de sloten, en zijn daarom gevoeliger voor corrosie. Een zelfde dikteafname door corrosie heeft namelijk een grotere invloed op het traagheidsmoment en het weerstandsmoment.
3. Koudgewalste profielen hebben minder goede slotverbindingen. Als je met scheve buiging moet rekenen, dan kan dat nadelig zijn.

Het eerste punt is relevant voor de erosieschermen bij WoS. De andere twee punten spelen niet direct, omdat de damwanden relatief dik zijn voor koudgeformde profielen (8 à 9 mm) en alle damwanden Z-profielen zijn, waarbij scheve buiging geen rol speelt.

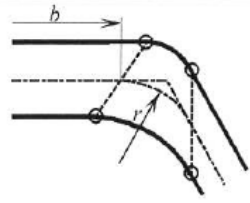
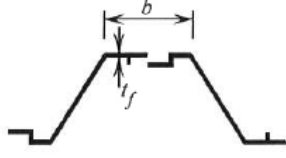
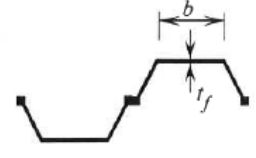
Profielklasse damwanden

De bestaande erosieschermen in de buitenkruin zijn koudgeformde damwandprofielen. Bij de toetsing dient rekening gehouden te worden met de profielklasse, voor en na corrosie. Als de damwand in profielklasse 4 valt, dient de constructieve toets uitgevoerd te worden met een gereduceerde vloeigrens.

De profielklassen is bepaald op basis van de afmetingen van de damwanden die uit de inspectie [8] volgen (zie onderstaande figuren). Hieruit volgt dat alleen de damwand bij Waaldijk 7/9 in profielklasse 4 valt met corrosie voor 100 jaar. Dit betekent dat de damwand getoetst dient te worden met een gereduceerde vloeispanning. De vloeispanning is zo bepaald dat de damwand nog net in klasse 3 valt. Hieruit volgt dat een maximale vloeigrens van 105 N/mm² toelaatbaar is.

Damwandprofielen																
Controle doorsnedeklasse																
Profieltype	Z of U profiel	Vloeigrens [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	e geen corr. [mm]	α [°]	Bflens invoer [mm]	Bflens berekend [mm]	tf corr. 1 [mm]	tf corr. 2 [mm]	(b/ft) / ϵ geen corr. [-]	(b/ft) / ϵ corr. 1 [-]	(b/ft) / ϵ corr. 2 [-]	Klasse geen corr. [-]	Klasse corr. 1 [-]	Klasse corr. 2 [-]
		355	640	350	7.7	40	325	325	5.3	3.3	51.9	75.4	121.0	3	4	4
KLS Waaldijk 7/9	Z	355	640	350	7.7	40	325	325	5.3	3.3	51.9	75.4	121.0	3	4	4
KLS Waaldijk 7/9	Z	105	640	350	7.7	40	325	325	5.3	3.3	28.2	41.0	65.8	2	2	3
KLS Waaldijk 39	Z	235	650	420	8.7	40	210	210	6.3	4.3	24.1	33.3	48.8	2	2	3
KLS Waaldijk 37	Z	235	660	420	8.8	40	210	210	6.4	4.4	23.9	32.8	47.7	2	2	3
KLS Waaldijk 27/28	Z	235	630	420	8.8	40	230	230	6.4	4.4	26.1	35.9	52.3	2	2	3

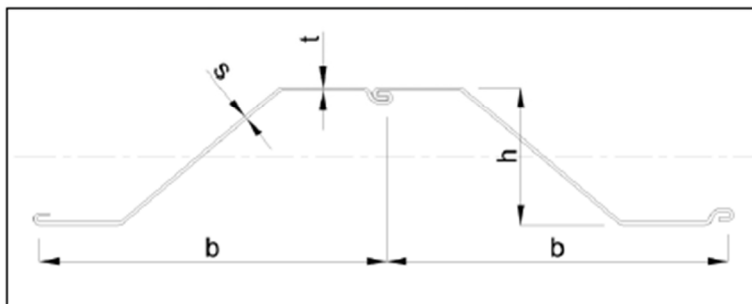
Table 5-1: Classification of cross-sections

Classification		Z-profile			U-profile		
							
Class 1		- the same boundaries as for class 2 apply - a rotation check has to be carried out					
Class 2		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 45$			$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 37$		
Class 3		$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 66$			$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq 49$		
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y [N/mm ²]	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
Key:							
<p>b: width of the flat portion of the flange, measured between the corner radii, provided that the ratio r/t_f is not greater than 5,0; otherwise a more precise approach should be used;</p> <p>t_f: thickness of the flange for flanges with constant thickness;</p> <p>r: midline radius of the corners between the webs and the flanges;</p> <p>f_y: yield strength.</p>							
<p>Note: For class 1 cross-sections it should be verified that the plastic rotation provided by the cross-section is not less than the plastic rotation required in the actual design case. Guidance for this verification (rotation check) is given in Annex C.</p>							

[16]

Damwand Waaldijk 7/9

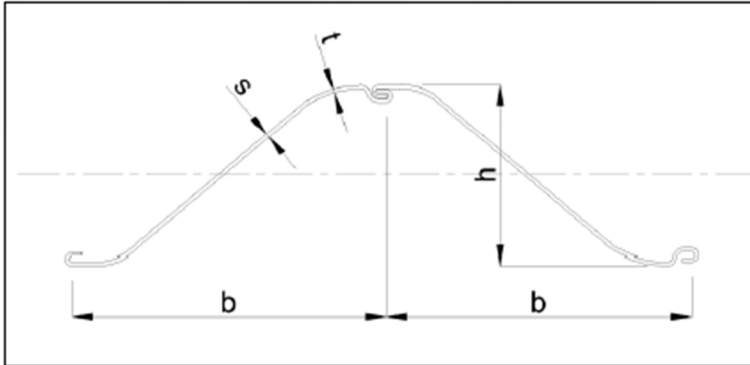
hoogte (h)	breedte (b)	dikte buik (t)	dikte kas (t)	dikte lijf (s)
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
ca. 350	ca. 640	7,90	7,70	7,90



[8]

Damwand Waaldijk 39

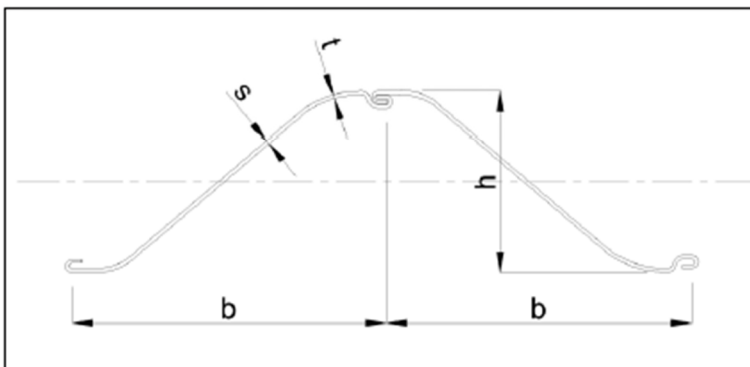
hoogte (h)	breedte (b)	dikte buik (t)	dikte kas (t)	dikte lijf (s)
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
ca. 420	ca. 650	8,75	-	8,90



[8]

Damwand Waaldijk 37

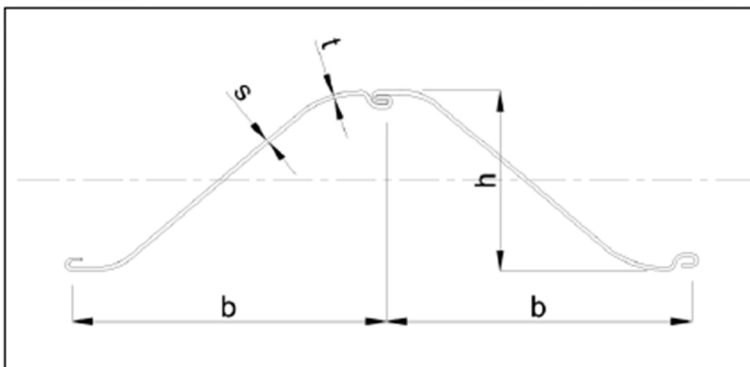
hoogte (h)	breedte (b)	dikte buik (t)	dikte kas (t)	dikte lijf (s)
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
ca. 420	ca. 660	8,80	8,80	-



[8]

Damwand Waaldijk 27/28

hoogte (h)	breedte (b)	dikte buik (t)	dikte kas (t)	dikte lijf (s)
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
ca. 420	ca. 630	8,90	8,90	8,80



[8]

Constructieve toets damwanden

De constructieve toets van de damwanden en verankeringen is uitgevoerd conform de PPL [10] en PPE [11]. Voor de toetsing is een spreadsheet gebruikt. De uitvoer hiervan voor alle casussen is hieronder gegeven. De onderstaande formules en toetsingen zijn hierin toegepast.

Toets geotechnische stabiliteit:

$$\Sigma M_{sf} \geq \gamma_{b;GEO}$$

De staalspanning in de damwand wordt getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

$$\begin{aligned} N_{s;d} &= \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \\ M_{s;d} &= \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \\ Q_{s;d} &= \gamma_{add;Q} \cdot Q_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \end{aligned}$$

De normaalkracht wordt bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\begin{aligned} \sigma_{s;dw;d} &= \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} \leq f_{y;dw;d} \\ u. c. &= \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} \leq 1,0 \end{aligned}$$

De controle van de dwarskracht gebeurt conform deel 5 van Eurocode 3:

$$\begin{aligned} Q_{r;d} &= \frac{A_{v;corr} \cdot f_{y;dw;d}}{\sqrt{3}} \\ u. c. &= \frac{Q_{s;d}}{Q_{r;d}} \leq 1,0 \end{aligned}$$

De rekenwaarde van de ankerkracht wordt berekend met:

$$F_{A;st;d} = \gamma_{F;A;st} \cdot F_{A;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR}$$

De rekenwaarde van het anker wordt getoetst aan de maximaal toelaatbare ankerkracht:

$$u. c. = \frac{F_{A;st;d}}{F_{A;r;d}} \leq 1,0$$

De vervormingen van de damwand wordt getoetst met:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} \leq 100 \text{ mm}$$

Verder worden kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen getoetst:

$$\begin{aligned} u_{y;kr;d} &= \gamma_{d;verv} \cdot u_{y;max;kr} \leq 100 \text{ mm} \\ \Delta u_{x;d} &= \gamma_{d;verv} \cdot (u_{x;max;BiT} - u_{x;max;BuT}) \leq 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Onverankerde damwanden

Geometrie	Rest. Sprok	Kolk v. Elf.	Koken aan de Waal		Oosterhoutsedijk 74/76	
	1	1	1	2	1	2
Casus	1	1	3	3	3	3
Dijksectie [-]	1	1	6	6	6a	6a
Dijkpaal [-]	DD134+00	137	162+70	163+20	DD165+030	DD165+030
Overslag [-]	10l/s/m	1l/s/m	1l/s/m	1l/s/m	10l/s/m	10l/s/m
Situatie [-]	Onverzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Verzadigd
Locatie damwand [-]	Kruin	BiTa	BiTa	BiTa	Binnentalud	Binnentalud
Bovenkant [mNAP]	15.6	13.3	12.5	13.7	13.1	13.1
Onderkant [mNAP]	6.0	3.3	5.0	4.2	5.6	5.6
Lengte [m]	9.6	10.0	7.5	9.5	7.5	7.5
Profiel [-]	PAZ4670	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700
breedte plank [m]	1.242	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Gewicht [kN/m/m]	0.83	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
Openingen [%]	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Stabiliteit						
ΣMsf [-]	1.09	1.10	1.08	1.10	1.25	1.07
y_b;geo [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
toets stabiliteit [-]	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
Damwand						
M_s;max;EEM [kNm/m]	85.7	240.5	171.1	243.3	120.2	129.3
y_add;M [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
f_open [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M_s;d [kNm/m]	94	265	188	268	132	142
N_s;max;EEM [kN/m]	24.1	26.0	17.1	20.4	36.8	32.7
y_add;N [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_s;d [kN/m]	27	29	19	22	40	36
W_corr [cm3/m]	1004	1386	1386	1386	1386	1386
A_corr [cm2/m]	82.9	107.2	107.2	107.2	107.2	107.2
f_y;dw;d [N/mm2]	112	270	270	270	270	270
σ_d [N/mm2]	97	194	138	195	99	106
u.c._M (eis<1,0)	0.87	0.72	0.51	0.72	0.37	0.39
Dwarskracht						
Q_s;max;EEM [kN/m]	30	88.3	119.9	136.1	46	50.1
y_add;Q [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q_s;d [kN/m]	33	97	132	150	51	55
A_v,corr [cm2/m]	19.1	18.91	27.13	27.13	27.13	27.13
Q_r;d [kN/m]	124	295	423	423	423	423
u.c._Q (eis<1,0)	0.27	0.33	0.31	0.35	0.12	0.13
Vervormingen						
u_x;max;dw [mm]	21	27	20	26	15	26
u_y;max;KR [mm]	0	0	0	0	0	0
u_x;max;BiT [mm]	0	2	15	15	14	22
u_x;max;BuT [mm]	0	1	12	12	1	0
y_d;vervorming [-]	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_x;d;dw (eis <100 mm)	27	35	26	34	20	34
u_y;d;kr (eis <100 mm)	0	0	0	0	0	0
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	0	1	4	4	17	29

Geometrie	Fort Beneden Lent		DD182+00 Talud 1:3		DD186+50 Talud 1:3	
	1	2	1	2	1	2
Casus	1	2	1	2	1	2
Dijksectie [-]	4	4	6	6	6	6
Dijkpaal [-]	6	6	8	8	8	8
Overslag [-]	170	170	182+00	182+00	182+00	182+00
Situatie [-]	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m
Locatie damwand [-]	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd
Bovenkant [mNAP]	Talud	Talud	BiTa	BiTa	BiTa	BiTa
Onderkant [mNAP]	12.3	12.3	12.9	12.9	13.2	13.2
Lengte [m]	2.3	2.3	2.9	2.9	3.2	3.2
Profiel [-]	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
breedte plank [m]	AZ18-700	AZ18-700	AZ24-700	AZ24-700	AZ18-700	AZ18-700
Gewicht [kN/m/m]	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Openingen [%]	1.07	1.07	1.34	1.34	1.07	1.07
Stabiliteit	0%	0%	0%	0%	0%	0%
ΣMsf [-]						
y_b;geo [-]	1.33	1.08	1.16	1.08	1.13	1.07
toets stabiliteit [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Damwand	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
M_s;max;EEM [kNm/m]						
y_add;M [-]	142.0	147.6	124.6	129.9	99.5	141.6
y_b;str [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
f_open [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
M_s;d [kNm/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_s;max;EEM [kN/m]	156	162	137	143	109	156
y_add;N [-]	47.0	47.4	37.7	44.0	25.8	36.8
N_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
W_corr [cm3/m]	52	52	41	48	28	40
A_corr [cm2/m]	1386	1386	1944	1944	1386	1386
f_y;dw;d [N/mm2]	107.2	107.2	139.3	139.3	107.2	107.2
σ_d [N/mm2]	270	270	270	270	270	270
u.c._M (eis<1,0)	118	122	73	77	82	116
	0.44	0.45	0.27	0.29	0.30	0.43
Dwarskracht						
Q_s;max;EEM [kN/m]						
y_add;Q [-]	51.4	49.5	46.9	49.8	49.6	75.4
Q_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A_v;corr [cm2/m]	57	54	52	55	55	83
Q_r;d [kN/m]	27.13	27.13	39.41	39.41	27.13	27.13
u.c._Q (eis<1,0)	423	423	614	614	423	423
	0.13	0.13	0.08	0.09	0.13	0.20
Vervormingen						
u_x;max;dw [mm]						
u_y;max;KR [mm]	16	25	14	25	20	70
u_x;max;BiT [mm]	0	0	0	0	0	1
u_x;max;BuT [mm]	13	20	9	10	12	34
y_d;vervorming [-]	4	4	0	0	1	0
u_x;d;dw (eis <100 mm)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_y;d;kr (eis <100 mm)	21	33	18	33	26	91
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	0	0	0	0	0	1
	12	21	12	13	14	44

Geometrie	Dijkstraat 2 10 l/s/m		1 l/s/m	Waaldijk 41		Waaldijk 39
	1	2	3	1	2	1
Casus	1	2	3	1	2	1
Dijksectie [-]	8	8	8	9	9	9
Dijkpaal [-]	11	11	11	12	12	12
Overslag [-]	202+80	202+80	202+80	209+70	209+70	209+70
Situatie [-]	10l/s/m	10l/s/m	1l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m
Locatie damwand [-]	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd
Bovenkant [mNAP]	Talud	Talud	Binnenteen	Talud	Talud	Buitenkruin
Onderkant [mNAP]	11.6	11.6	11.3	12.5	12.5	14.2
Lengte [m]	2.1	2.1	2.3	0.5	0.5	3.7
Profiel [-]	9.5	9.5	9.0	12.0	12.0	10.5
breedte plank [m]	AZ28-700	AZ28-700	AZ18-700	AZ28-700	AZ28-700	KL-S
Gewicht [kN/m/m]	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.3
Openingen [%]	1.54	1.54	1.07	1.54	1.54	1.16
Stabiliteit	0%	0%	0%	0%	0%	0%
ΣMsf [-]						
y_b;geo [-]	1.16	1.11	1.11	1.18	1.09	1.21
toets stabiliteit [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
Damwand						
M_s;max;EEM [kNm/m]						
y_add;M [-]	102.1	134.1	189.7	188	183.9	171
y_b;str [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
f_open [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
M_s;d [kNm/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_s;max;EEM [kN/m]	112	148	209	207	202	188
y_add;N [-]	28.5	30.1	20.7	34.6	27.6	36.4
N_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
W_corr [cm3/m]	31	33	23	38	30	40
A_corr [cm2/m]	2263	2263	1386	2263	2263	1368
f_y;dw;d [N/mm2]	164.2	164.2	107.2	164.2	164.2	114.3
σ_d [N/mm2]	270	270	270	270	270	235
u.c._M (eis<1,0)	52	67	153	94	91	141
	0.19	0.25	0.57	0.35	0.34	0.60
Dwarskracht						
Q_s;max;EEM [kN/m]						
y_add;Q [-]	38.1	51.5	79.8	46.9	56	72.2
Q_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A_v;corr [cm2/m]	42	57	88	52	62	79
Q_r;d [kN/m]	48.36	48.36	27.13	48.36	48.36	25.56
u.c._Q (eis<1,0)	754	754	423	754	754	347
	0.06	0.08	0.21	0.07	0.08	0.23
Vervormingen						
u_x;max;dw [mm]						
u_y;max;KR [mm]	14	23	17	1	21	64
u_x;max;BIT [mm]	0	0	0	0	0	0
u_x;max;BuT [mm]	16	29	20	1	23	0
y_d;vervorming [-]	0	0	3	0	0	0
u_x;d;dw (eis <100 mm)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_y;d;kr (eis <100 mm)	18	30	22	1	27	83
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	0	0	0	0	0	0
	20	38	22	1	30	0

Geometrie	Waalddijk 36			Waalddijk 37			Waalddijk 30		Waalddijk 27
	1	2	3	1	2	1	2	1	
Casus	10	10	10	11	11	11		11	
Dijksectie [-]	12	12	12	13	13	13		13	
Dijkpaal [-]	215+40	215+40	214+60	223+60	223+60	224+80		224+80	
Overslag [-]	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m		10l/s/m	
Situatie [-]	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd		Onverzadigd	
Locatie damwand [-]									
Bovenkant [mNAP]	Talud	Talud	BuKr	Talud	Talud	BuKr		BuKr	
Onderkant [mNAP]	12.5	12.5	14.4	10.5	10.5	14.4		14.4	
Lengte [m]	-3.0	-3.0	3.8	0.0	0.0	3.8		3.8	
Profiel [-]	15.5	15.5	10.6	10.5	10.5	10.6		10.6	
breedte plank [m]	AZ28-700	AZ28-700	KL-S	AZ28-700	AZ28-700	KL-S		KL-S	
Gewicht [kN/m/m]	1.4	1.4	1.32	1.4	1.4	1.26		1.26	
Openingen [%]	1.54	1.54	1.07	1.54	1.54	1.16		1.16	
Stabiliteit	0%	0%	0%	0%	0%	0%		0%	
ΣMsf [-]									
y_b;geo [-]	1.20	1.08	1.42	1.12	1.07	1.59		1.59	
toets stabiliteit [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05		1.05	
Damwand	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet		voldoet	
M_s;max;EEM [kNm/m]									
y_add;M [-]	341.6	267.9	137	147.5	182.6	55.9		55.9	
y_b;str [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	
f_open [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10		1.10	
M_s;d [kNm/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	
N_s;max;EEM [kN/m]	376	295	151	162	201	61		61	
y_add;N [-]	66.6	53.0	12.1	21.6	33.0	20.7		20.7	
N_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	
W_corr [cm3/m]	73	58	13	24	36	23		23	
A_corr [cm2/m]	2263	2263	1404	2263	2263	1368		1368	
f_y;dw;d [N/mm2]	164.2	164.2	117.3	164.2	164.2	114.3		114.3	
σ_d [N/mm2]	270	270	240	270	270	235		235	
u.c._M (eis<1,0)	171	134	108	73	91	47		47	
Dwarskracht	0.63	0.50	0.45	0.27	0.34	0.20		0.20	
Q_s;max;EEM [kN/m]									
y_add;Q [-]	69.7	77.7	54.9	79.5	88.8	19.3		19.3	
Q_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	
A_v;corr [cm2/m]	77	85	60	87	98	21		21	
Q_r;d [kN/m]	48.36	48.36	26.31	48.36	48.36	25.56		25.56	
u.c._Q (eis<1,0)	754	754	365	754	754	347		347	
Vervormingen	0.10	0.11	0.17	0.12	0.13	0.06		0.06	
u_x;max;dw [mm]									
u_y;max;KR [mm]	20	47	67	19	54	33		33	
u_x;max;BiT [mm]	0	0	0	0	0	0		0	
u_x;max;BuT [mm]	18	39	0	17	53	0		0	
y_d;vervorming [-]	0	0	0	0	0	0		0	
u_x;d;dw (eis <100 mm)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30		1.30	
u_y;d;kr (eis <100 mm)	26	61	87	24	70	43		43	
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	0	0	0	0	0	0		0	
	23	51	0	22	69	0		0	

Geometrie	Dorpsstr. 68	Waalwijk 17		Waalwijk 13	Loenen
Casus	2	1	2	1	1
Dijksectie [-]	12	13	13	14	15
Dijkpaal [-]	13	13	13	13	14
Overslag [-]	227+70	233+40	233+40	239	245
Situatie [-]	1l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	1l/s/m	1l/s/m
Locatie damwand [-]	Onverzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd
Bovenkant [mNAP]	BiTa	Talud	Talud	Talud	Talud
Onderkant [mNAP]	12.5	12.7	12.7	10.9	10.5
Lengte [m]	-2.0	-1.3	-1.3	2.9	1.0
Profiel [-]	14.5	14.0	14.0	8.0	9.5
breedte plank [m]	AZ28-700	AZ28-700	AZ28-700	AZ18-700	AZ18-700
Gewicht [kN/m/m]	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Openingen [%]	1.54	1.54	1.54	1.07	1.07
Stabiliteit	0%	0%	0%	0%	0%
ΣMsf [-]					
y_b;geo [-]	1.18	1.20	1.12	1.14	1.09
toets stabiliteit [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Damwand	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
M_s;max;EEM [kNm/m]					
y_add;M [-]	298.8	309.4	314.4	202	70.2
y_b;str [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
f_open [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
M_s;d [kNm/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_s;max;EEM [kN/m]	329	340	346	222	77
y_add;N [-]	28.0	34.2	40.8	34.7	16.1
N_s;d [kN/m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
W_corr [cm3/m]	31	38	45	38	18
A_corr [cm2/m]	2263	2263	2263	1386	1386
f_y;dw;d [N/mm2]	164.2	164.2	164.2	107.2	107.2
σ_d [N/mm2]	270	270	270	270	270
u.c._M (eis<1,0)	147	153	156	164	57
	0.54	0.57	0.58	0.61	0.21
Dwarskracht					
Q_s;max;EEM [kN/m]	94.9	80.7	84.9	71.5	51.5
y_add;Q [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q_s;d [kN/m]	104	89	93	79	57
A_v;corr [cm2/m]	48.36	48.36	48.36	27.13	27.13
Q_r;d [kN/m]	754	754	754	423	423
u.c._Q (eis<1,0)	0.14	0.12	0.12	0.19	0.13
Vervormingen					
u_x;max;dw [mm]	28	19	66	12	20
u_y;max;KR [mm]	0	0	0	0	0
u_x;max;BiT [mm]	12	16	55	12	23
u_x;max;BuT [mm]	0	0	0	0	1
y_d;vervorming [-]	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_x;d;dw (eis <100 mm)	36	24	86	16	26
u_y;d;kr (eis <100 mm)	0	0	0	0	0
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	16	20	71	15	29

Geometrie	Waalddijk 6		Waalddijk 1 - Loop3		Waalbanddijk 131
	1	2	1	2	3
Casus	17	17	19	19	19
Dijksectie [-]	17	17	17	17	17
Dijkpaal [-]	16a	16a	17	17	17
Overslag [-]	270+60	270+60	284+70	284+70	286+00
Situatie [-]	1l/s/m	1l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	1l/s/m
Locatie damwand [-]	Onverzadigd	Onverzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd
Bovenkant [mNAP]	BiTe	BiTe	Teen	Teen	Talud
Onderkant [mNAP]	10.7	13.5	12.3	12.3	13.8
Lengte [m]	-2.3	4.6	1.3	1.3	4.8
Profiel [-]	13.0	8.9	11.0	11.0	9.0
breedte plank [m]	AZ28-700	AZ18	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700
Gewicht [kN/m/m]	1.4	1.26	1.4	1.4	1.4
Openingen [%]	1.54	1.16	1.07	1.07	1.07
Stabiliteit	0%	0%	0%	0%	0%
ΣMsf [-]					
y_b;geo [-]	1.10	1.10	1.33	1.24	1.11
toets stabiliteit [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
Damwand	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
M_s;max;EEM [kNm/m]	471.6	72	34.4	41.3	44.9
y_add;M [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
f_open [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M_s;d [kNm/m]	519	79	38	45	49
N_s;max;EEM [kN/m]	44.4	19.8	27.4	23.5	38.2
y_add;N [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_s;d [kN/m]	49	22	30	26	42
W_corr [cm3/m]	2263	1368	1386	1386	1386
A_corr [cm2/m]	164.2	114.3	107.2	107.2	107.2
f_y;dw;d [N/mm2]	270	240	270	270	270
σ_d [N/mm2]	232	60	30	35	40
u.c._M (eis<1,0)	0.86	0.25	0.11	0.13	0.15
Dwarskracht					
Q_s;max;EEM [kN/m]	126.9	32.3	16.4	19	29
y_add;Q [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q_s;d [kN/m]	140	36	18	21	32
A_v;corr [cm2/m]	48.36	25.56	27.13	27.13	27.13
Q_r;d [kN/m]	754	354	423	423	423
u.c._Q (eis<1,0)	0.19	0.10	0.04	0.05	0.08
Vervormingen					
u_x;max;dw [mm]	54	71	12	19	11
u_y;max;KR [mm]	23	23	0	0	0
u_x;max;BiT [mm]	48	48	23	29	15
u_x;max;BuT [mm]	2	2	0	0	1
y_d;vervorming [-]	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_x;d;dw (eis <100 mm)	70	92	16	25	14
u_y;d;kr (eis <100 mm)	30	30	0	0	0
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	60	60	30	38	18

Geometrie	Sprok damwand kruin		Buitenplaats Oosterhout		Erosiekuil POVM	
	3	4	5	6	7	8
Casus	1	1	6	6	6	6
Dijksectie [-]	1	1	8	8	8	8
Dijkpaal [-]	133+50	133+50	185	185	185	185
Overslag [-]	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m
Situatie [-]	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd
Locatie damwand [-]	BiKr	BiKr	BiKr	BiKr	BiKr	BiKr
Bovenkant [mNAP]	16.5	16.5	15.9	15.9	15.9	15.9
Onderkant [mNAP]	1.0	1.0	0.9	0.9	1.4	1.4
Lengte [m]	15.5	15.5	15.0	15.0	14.5	14.5
Profiel [-]	AZ28-700	AZ28-700	AZ28-700	AZ28-700	AZ18-700	AZ18-700
breedte plank [m]	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Gewicht [kN/m/m]	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
Openingen [%]	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Stabiliteit						
ΣMsf [-]	1.34	1.83	1.59	1.73	1.65	1.93
y_b,geo [-]	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
toets stabiliteit [-]	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
Ankerstang						
Type (zie tab ankers) [-]	60.3x16	60.3x16	60.3/16	60.3/16	51.0/12.5	51.0/12.5
Lengte [m]	24	24	31	31	31	31
Diameter buiten [mm]	60.3	60.3	60.3	60.3	51.0	51.0
Wanddikte [mm]	16.0	16.0	16.0	16.0	12.5	12.5
Diameter binnen [mm]	28.3	28.3	28.3	28.3	26.0	26.0
Doorsnede anker [mm ²]	2194	2194	2194	2194	1447	1447
h.o.h. [m]	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
hoek (t.o.v. horiz.) [deg]	45	45	45	45	45	45
F_a,pre [kN]	250	250	250	250	200	200
F_a,max;EEM [kN]	513.5	684.4	562.9	734.7	430.0	436.2
[kN/m]	183.4	244.4	201.0	262.4	153.6	155.8
Zakkende grond α [-]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F_a,rep [kN/m]	183.4	244.4	201.0	262.4	153.6	155.8
y_F,A;st [-]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
y_b;str [-]	1.05	1.05	1.10	1.10	1.10	1.10
F_A;st;d [kN/m]	240.7	320.8	276.4	360.8	211.2	214.2
[kN]	674	898	774	1010	591	600
F_r;d (zie tab ankers) [kN]	1097	1097	1097	1097	724	724
unity check (eis<1,0)	0.61	0.82	0.71	0.92	0.82	0.83
Damwand						
M_s,max;EEM [kNm/m]	255.2	428.5	290.2	508.2	212.4	195.3
y_add;M [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
f_open [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
M_s;d [kNm/m]	281	471	319	559	234	215
N_s,max;EEM [kN/m]	160.1	206.7	149.7	210.6	120.5	104.5
F_nk_d	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
y_add;N [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
N_rep [kN/m]	160	207	150	211	121	105
N_s;d [kN/m]	176	227	165	232	133	115
W_corr [cm ³ /m]	1877	1877	1877	1877	1062	1062
A_corr [cm ² /m]	136.1	136.1	136.1	136.1	82.1	82.1
f_y,dw;d [N/mm ²]	270	270	355	355	355	355
σ_d [N/mm ²]	162	268	182	315	236	216
u.c._M (eis<1,0)	0.60	0.99	0.51	0.89	0.67	0.61
Dwarskracht						
Q_s,max;EEM [kN/m]	120.8	163.1	134.9	179.7	102.9	103.2
y_add;Q [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q_s;d [kN/m]	133	179	148	198	113	114
A_v,corr [cm ² /m]	39.41	39.41	39.41	39.41	18.91	18.91
Q_r;d [kN/m]	614	614	808	808	388	388
u.c._Q (eis<1,0)	0.22	0.29	0.18	0.24	0.29	0.29
Vervormingen						
u_x,max;dw [mm]	31	74	21	49	21	24
u_y,max;KR [mm]	0	22	0	0	0	0
u_x,max;BiT [mm]	54	26	20	3	16	18
u_x,max;BuT [mm]	1	2	2	2	2	2
y_d;vervorming [-]	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
u_x;d,dw (eis <100 mm)	40	96	27	64	27	31
u_y;d,kr (eis <100 mm)	0	29	0	0	0	0
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	69	31	23	1	18	21
Groutlichaam						
y_F,A;gr [-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.05	1.05	1.10	1.10	1.10	1.10
y_a;ULS [-]	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
F_A;gr;d [kN/m]	260.0	244.4	201.0	262.4	153.6	155.8
[kN/anker]	728	684	563	735	430	436
schacht α_t [-]	0.0225	0.0225	0.0225	0.0225	0.0225	0.0225
D_schroef (zie tab ankers) [m]	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
qc_init [MPa]	10	10	10	10	10	10
σ_v_init [kN/m ²]	194	194	122	122	122	122
σ_v_WBN [kN/m ²]	120	120	71	71	71	71
qc_gem [MPa]	7.9	7.9	7.6	7.6	7.6	7.6
σ_rep [N/mm ²]	234	312	257	335	297	301
f3 [-]	0.88	0.99				
L_grout [m]	9.1	5.9	4.9	6.4	3.7	3.8
Ankeruitval						
F_a,max;EEM [kN]	513.5	684.4	562.9	734.7	430.0	436.2
F_A,max;uitval [kN/anker]	770	1027	844	1102	645	654
F_r;d (zie tab ankers) [kN]	1097	1097	1097	1097	724	724
unity check (eis<1,0)	0.70	0.94	0.77	1.00	0.89	0.90

Geometrie	Tergouw		Waalwijk 7	
	3	4	1	2
Casus	7	7	18	18
Dijksectie [-]	10	10	16	16
Dijkpaal [-]	192+40	192+40	265+30	265+30
Overslag [-]	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m	10l/s/m
Situatie [-]	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd
Locatie damwand [-]	BiTe	BiTe	BiTe	BiTe
Bovenkant [mNAP]	12.3	12.3	11.6	11.6
Onderkant [mNAP]	3.3	3.3	2.6	2.6
Lengte [m]	9.0	9.0	9.0	9.0
Profiel [-]	AZ28-700	AZ28-700	AZ18-700	AZ18-700
breedte plank [m]	1.4	1.4	1.4	1.4
Gewicht [kN/m/m]	1.07	1.07	1.54	1.54
Openingen [%]	0%	0%	0%	0%
Stabiliteit				
ΣMsf [-]	1.36	1.11	1.28	1.12
y_b,geo [-]	1.05	1.05	1.05	1.05
toets stabiliteit [-]	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet
Ankerstang				
Type (zie tab ankers) [-]	60.3x16	60.3x16	51x12.5	51x12.5
Lengte [m]	20	20	20	20
Diameter buiten [mm]	60.3	60.3	51.0	51.0
Wanddikte [mm]	16.0	16.0	12.5	12.5
Diameter binnen [mm]	28.3	28.3	26.0	26.0
Doorsnede anker [mm ²]	1447	1447	1447	1447
h.o.h. [m]	4.2	4.2	4.2	4.2
hoek (t.o.v. horiz.) [deg]	30	30	30	30
F_a,pre [kN]	200	200	200	200
F_a,max;EEM [kN]	504.3	789.3	391.7	384.6
[kN/m]	120.1	187.9	93.3	91.6
Zakkende grond α [-]	0.00	0.00	0.00	0.00
F_a,rep [kN/m]	120.1	187.9	93.3	91.6
y_F,A;st [-]	1.25	1.25	1.25	1.25
y_b;str [-]	1.05	1.05	1.05	1.05
F_A;st;d [kN/m]	157.6	246.7	122.4	120.2
[kN]	662	1036	514	505
F_r;d (zie tab ankers) [kN]	1097	1097	724	724
unity check (eis<1,0)	0.60	0.94	0.71	0.70
Damwand				
M_s,max;EEM [kNm/m]	150.7	226.7	115.2	99.6
y_add;M [-]	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.10	1.10	1.10	1.10
f_open [-]	1.00	1.00	1.00	1.00
M_s;d [kNm/m]	166	249	127	110
N_s,max;EEM [kN/m]	113.2	168.3	63.3	62.2
F_nk_d	0.0	0.0	0.0	0.0
y_add;N [-]	1.00	1.00	1.00	1.00
N_rep [kN/m]	113	168	63	62
N_s;d [kN/m]	125	185	70	68
W_corr [cm ³ /m]	1877	1877	1062	1062
A_corr [cm ² /m]	136.1	136.1	82.1	82.1
f_y,dw;d [N/mm ²]	270	270	270	270
σ_d [N/mm ²]	97	146	128	111
u.c._M (eis<1,0)	0.36	0.54	0.47	0.41
Dwarskracht				
Q_s,max;EEM [kN/m]	83.6	127.3	78.1	75.5
y_add;Q [-]	1.00	1.00	1.00	1.00
Q_s;d [kN/m]	92	140	86	83
A_v,corr [cm ² /m]	39.41	39.41	18.91	18.91
Q_r;d [kN/m]	614	614	295	295
u.c._Q (eis<1,0)	0.15	0.23	0.29	0.28
Vervormingen				
u_x,max;dw [mm]	11	47	26	36
u_y,max;KR [mm]	0	0	0	0
u_x,max;BiT [mm]	39	66	23	37
u_x,max;BuT [mm]	1	1	1	1
y_d;verorming [-]	1.30	1.30	1.30	1.30
u_x;d;dw (eis <100 mm)	14	61	34	47
u_y;d;kr (eis <100 mm)	0	0	0	0
Δu_x;BiT-u_x;BuT (eis <100 mm)	49	85	29	47
Groutlichaam				
y_F,A;gr [-]	1.00	1.00	1.00	1.00
y_b;str [-]	1.05	1.05	1.05	1.05
y_a;ULS [-]	1.35	1.35	1.35	1.35
F_A;gr;d [kN/m]	170.2	187.9	132.2	91.6
[kN/anker]	715	789	555	385
schacht α_t [-]	0.0225	0.0225	0.0225	0.0225
D_schroef (zie tab ankers) [m]	0.175	0.175	0.175	0.175
qc_init [MPa]	8	8	10	10
σ_v_init [kN/m ²]	162	162	160	160
σ_v_WBN [kN/m ²]	116	116	112	112
qc_gem [MPa]	6.8	6.8	8.4	8.4
σ_rep [N/mm ²]	349	545	271	266
f3 [-]	0.91	0.99	0.97	0.99
L_grout [m]	11.4	9.7	6.7	3.8
Ankeruitval				
F_a,max;EEM [kN]	504.3	789.3	391.7	384.6
F_A,max;uitval [kN/anker]	756	1184	588	577
F_r;d (zie tab ankers) [kN]	1097	1097	724	724
unity check (eis<1,0)	0.69	1.08	0.81	0.80

Bijlage 4 – Verticaal evenwicht

Het verticaal evenwicht van de verankerde damwanden is getoetst conform de PPL. In de meest recente versie wordt geen eis meer gesteld aan de maximale zakking van de damwand in Plaxis, maar wordt de normaalkracht in de damwand getoetst aan het verticaal draagvermogen berekend conform artikel 7.6.2.3 van NEN-EN 9997-1:

$$N_{s;d} \leq R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_{b,EC}} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_{s,EC}}$$

Met:

- $N_{s;d}$ = Rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand [kN/m]. Conform PPL wordt de waarde net onder de anker Gording genomen.
- $R_{b;d}$ = Rekenwaarde van het puntdraagvermogen [kN/m]
- $R_{s;d}$ = Rekenwaarde van het schachtdraagvermogen [kN/m]
- $R_{b;k}$ = Karakteristieke waarde van het puntdraagvermogen conform art. 7.6 NEN-EN 9997-1 [kN/m]
- $R_{s;k}$ = Karakteristieke waarde van het schachtdraagvermogen conform art. 7.6 NEN-EN 9997-1 [kN/m]
- γ_{EC} = In de Eurocode onderscheiden partiële weerstandsfactoren

De berekening van de draagkracht is uitgevoerd met het programma D-Foundations (versie 19.1).

Conform NEN-EN 9997-1 en PPL is gerekend met de volgende uitgangspunten voor stalen profielen:

- Paalklassefactor voor schachtwrijving: $\alpha_s = 0,006$
- Paalklassefactor voor puntweerstand: $\alpha_p = 0,7$
- Paalvoetvormfactor: $\beta = 1,0$
- Paalvoetfactor: $s = 0,62$
- Correlatiefactoren: $\xi_3 = \xi_4 = 1,32$
- Er is gerekend met een rechthoekige doorsnede. Op basis van de omtrek en oppervlakte van de damwandprofielen is een equivalente doorsnede (a x b) bepaald met de volgende afmetingen:
 - AZ18-700
 - $A = 0,01392 \text{ m}^2/\text{m}$ (staaldoorsnede)
 - $A_L = 1,33 \text{ m}^2/\text{m}$ (coating oppervlakte)
 - $a = 0,010 \text{ m}$ (equivalente breedte)
 - $b = 1,33 \text{ m}$ (equivalente lengte)
 - AZ28-700
 - $A = 0,02002 \text{ m}^2/\text{m}$ (staaldoorsnede)
 - $A_L = 1,38 \text{ m}^2/\text{m}$ (coating oppervlakte)
 - $a = 0,015 \text{ m}$ (equivalente breedte)
 - $b = 1,38 \text{ m}$ (equivalente lengte)
- Conform PPL is voor trillend inbrengen van de damwanden de conusweerstand gereduceerd met 30% (factor 0,7 op de conusweerstand).
- Conform de PPL is rekening gehouden met een reductie van de conusweerstand door hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Hiertoe zijn in Plaxis de verticale korrelspanning onder normale omstandigheden (σ'_i) en onder maatgevende omstandigheden (σ'_d) bij de punt van de damwand bepaald:

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$$

De resultaten van de D-Foundations berekeningen en toetsing van het verticaal evenwicht zijn voor de casussen waar verankerde damwanden worden toegepast samengevat in onderstaande tabel.

Casus	DD	Damwand	σ_i [kN/m ²]	σ_d [kN/m ²]	γ_{QC} [-]	Sondering	$N_{s;d}$ [kN/m]	$R_{b;d}$ [kN/m]	$R_{s;d}$ [kN/m]	$R_{tot;d}$ [kN/m]	U.C. [-]
1	133+50	AZ28-700	225	170	0,87	133+050KR	189	70,6	755,6	826	0,23
						134+000KR	189	70,5	841,0	912	0,21
6	185+00	AZ18-700	206	130	0,79	184+050KR	124	64,1	871,9	936	0,13
						185+050KR	124	59,9	804,5	864	0,14
7	192+40	AZ28-700	180	140	0,88	192+000BIT	95	60,9	347,9	409	0,23
						192+040BIT	95	66,2	415,0	481	0,20
						196+000BIT	95	54,8	536,6	591	0,16
18	265+30	AZ18-700	148	152	1,0	265+000BIT	53	27,1	491,6	519	0,10
						265+000KR	53	38,6	451,3	590	0,09

De rapportages met de uitvoer van D-Foundations zijn hieronder bijgevoegd.

Report for D-Foundations 19.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares



Company: Fugro NL Land B.V.

Date of report: 23-6-2020
Time of report: 17:09:16
Report with version: 19.1.1.23780

Date of calculation: 23-6-2020
Time of calculation: 17:08:47
Calculated with version: 19.1.1.23780

File name: C:\.\1218-0024-001 WoS\DFoundations\Verticaal draagvermogen Sprok

Project identification: Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Sprok
D-Foundations Verticaal draagvermogen Sprok

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Bearing Piles	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile DD133.+050_DKM_KR	4
2.6.2 Soil Profile DD134.+000_DKM_KR	4
2.7 Pile Types	5
2.7.1 Pile type : AZ28-700	5
2.8 Foundation Plan	6
2.8.1 View of Foundation Plan	6
2.9 Excavation Data	6
2.10 Totalized Loads (design values)	7
2.11 Requirements	7
2.12 Overruled Parameters	7
2.13 Model Options	7
2.14 Model Options	7
3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification	8
3.1 Errors and Warnings	8
3.2 Remarks	8
3.3 Calculation Parameters	8
3.3.1 Pile Factors	8
3.3.2 Pile type : AZ28-700	8
3.4 Verification of Limit State EQU	9
3.5 Verification of Limit State STR/GEO	9
3.6 Verification of Serviceability limit state	9
3.7 Additional Information	10
3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10
3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant :
Design engineer superstructure :
Principal :
Title 1 : Dijkversterking Wolferen Sprok
Title 2 : Verticaal draagvermogen Sprok
Title 3 : D-Foundations Verticaal draagvermogen Sprok
Number of project : 1218-0024-001
Location of project :

2.3 Application Area Model Bearing Piles

The verifications performed by the model BEARING PILES of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause pressures in the piles. The calculations of pile forces and pile displacements are based on Cone Penetration Tests. Possible rise of (tension-)piles and horizontal displacements of piles and/or pile groups are not taken into account.

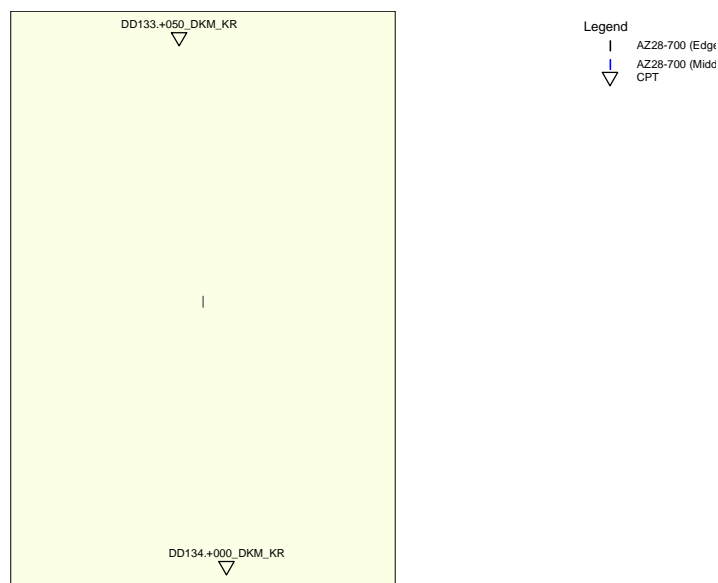
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Non-Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 2
Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



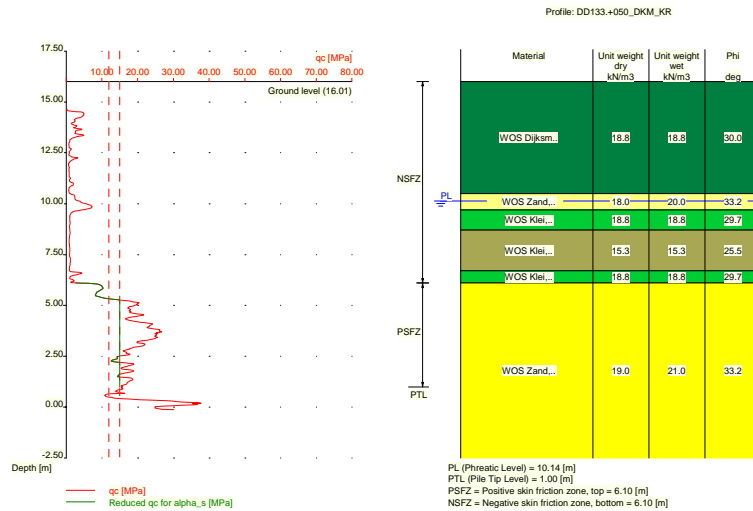
Name CPT	Pile tip level [m R.L.]	Top of pos. friction zone [m R.L.]	Bottom of neg. friction zone [m R.L.]	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
DD133.+050..	1.00	6.10	6.10	189251.30	431160.60
DD134.+000..	1.00	8.00	8.00	189256.90	431098.40

2.6 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 2

2.6.1 Soil Profile DD133.+050_DKM_KR

Belonging to CPT	DD133.+050_DKM_KR
Surface level in [m. reference level] :	16.01
Phreatic level in [m. reference level] :	10.14
Pile tip level in [m. reference level] :	1.00
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	6.10
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	6.10
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.12
Number of layers in profile :	6

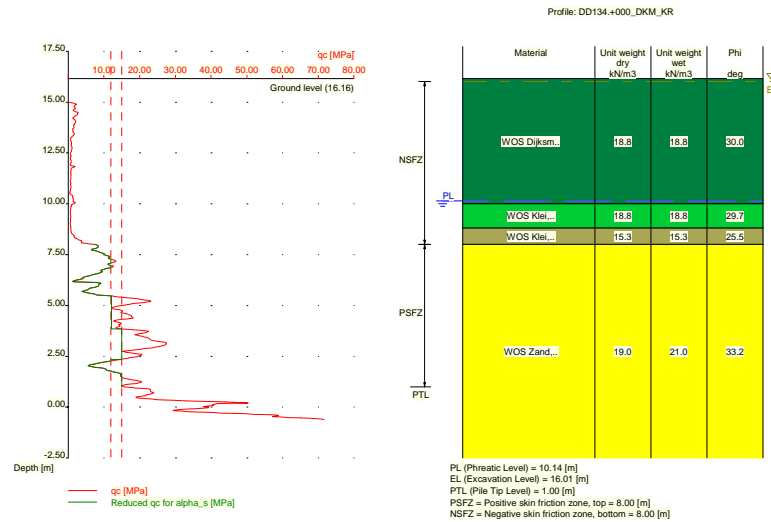


Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	16.010	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	10.500	18.00	20.00	33.20	Sand	0.200
3	9.700	18.79	18.79	29.70	Clay	--
4	8.700	15.32	15.32	25.50	Clay	--
5	6.700	18.79	18.79	29.70	Clay	--
6	6.100	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.6.2 Soil Profile DD134.+000_DKM_KR

Belonging to CPT	DD134.+000_DKM_KR
Surface level in [m. reference level] :	16.16
Phreatic level in [m. reference level] :	10.14

Pile tip level in [m. reference level] : 1.00
 Top of positive skin friction zone in [m. reference level] : 8.00
 Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] : 8.00
 OCR-value foundation layer : 1.00
 Expected groundlevel settlement in [m] : 0.12
 Number of layers in profile : 4



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	16.160	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	10.000	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.800	15.32	15.32	25.50	Clay	--
4	8.000	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.7 Pile Types

2.7.1 Pile type : AZ28-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 \cdot \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of $q_{c,III}$ has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 39.00

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:

Continuous flight auger pile

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:

α_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)

NEN 9997-1:2016

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor α_p :

Steel section

Pile type for use in load/settlement curve :

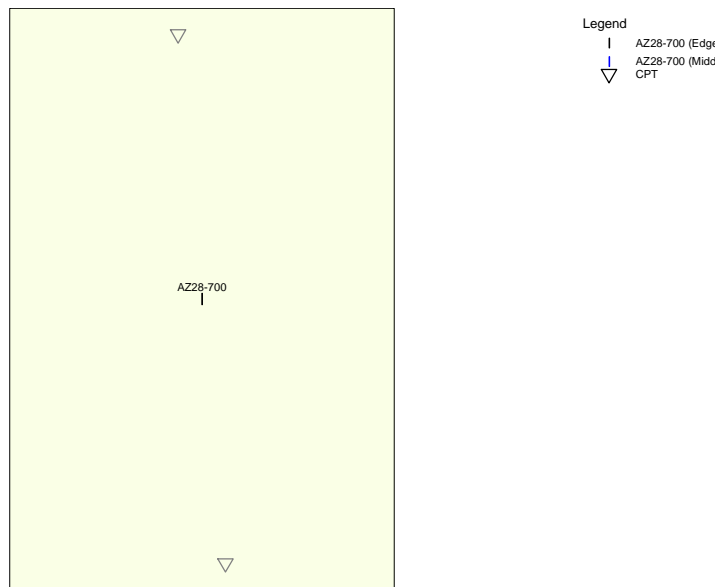
1

Materialtype for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section
 beta (Shape factor) according to figure 7.i, NEN 9997-1:2016.
 s (user defined : factor for the influence of the shape of the crossection of the pile base) : 0.62
 Pile dimensions :
 Smallest side pile tip [m] : 0.015
 Largest side pile tip [m] : 1.380

2.8 Foundation Plan

Number of piles : 1
 Number of collaborating piles* : 1
 * : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

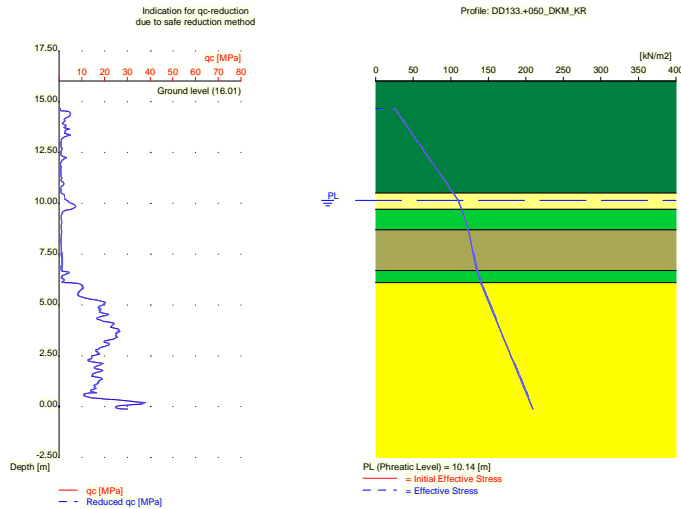
2.8.1 View of Foundation Plan



Pile nr/name	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	Fc;d (EQU/STR/GEO) [kN]	Fc;d (SLS) [kN]	P0 [kN/m2]	Pile head level [m R.L.]
1: AZ28-70...	189254.10	431129.50	189.00	121.00	0.00	16.16

2.9 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] : 16.01
 Reduction model : Safe (NEN)



2.10 Totalized Loads (design values)

Total load on all piles	
For limit state EQU/STR/GEO in [kN] :	189.00
For Serviceability limit state in [kN] :	121.00

2.11 Requirements

Limit state STR/GEO	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 100
Serviceability Limit State	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 300

2.12 Overruled Parameters

All parameters according to standard.

2.13 Model Options

- Suppress pile group (for negative skin friction)
- Do not create intermediate results file
- Use reduction for continuous flight auger piles (standard)
- Use the influence of excavations (standard).

2.14 Model Options

- Selected pile types :
 - AZ28-700
- Selected profiles :
 - DD133.+050_DKM_KR
 - DD134.+000_DKM_KR

3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification

3.1 Errors and Warnings

Pile Type AZ28-700:

Warning : the ratio between the smallest (a) and the largest (b) side of the crosssection of the pile base does not comply with the criterium set in NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e): $b \leq 1.5a$. Following NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e) Deq is set to a (Deq = a).

Pile Type AZ28-700: Warning : The factor s (NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(h)) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The depth of the CPT's does not meet the requirements as set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3.

The CPT's do not meet the requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 because :

- the maximum allowed center to center distance for CPT's is exceeded.
- not all piles are positioned within the prescribed area of the CPT's.

3.2 Remarks

When checking the survey and testing of soil according to NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 section (e), the program uses the provided CPT test level. It does NOT take into account possible different pile tip levels. When different pile tip levels are used in this calculation, the user itself must check for possibly required additional survey and testing of soil.

Performing the check on NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3, the average distance between the different CPT's used for this check is 25 m.

The requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.3.3 are met. The variation (6.94%) is ok ($\leq 12\%$).

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
xi3 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32
xi4 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32

Xi 4 has been used.

Even though it is possible, the pilegroup model has not been used to calculate the negative skin friction.

3.3.2 Pile type : AZ28-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 * \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of $q_{c,III}$ has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 39.00

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:

Continuous flight auger pile

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:

α_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)

NEN 9997-1:2016

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor α_p :
Steel section

Pile type for use in load/settlement curve : 1
 Material type for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section
 beta (Shape factor: figure 7.i, NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(g) : Pile tip) : 1.00
 s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) : 0.62

Pile dimensions :
 Smallest side pile tip [m] : 0.015
 Largest side pile tip [m] : 1.380

Number/Name CPT	Alpha_s	Alpha_s	Alpha_p
	Sand/ Gravel	Clay/Loam Peat	
0:DD133.+0..	0.0060	--	0.7000
1:DD134.+0..	0.0060	--	0.7000

3.4 Verification of Limit State EQU

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.8: $E_d \leq C_d$.
 Non rigid superstructure, verify load per pile with bearing capacity per pile.

$F_{c;d}$ = 189.000 [kN]
 $R_{c;d}$ = 826.214 [kN]

The requirements of limit state EQU are met, limit state EQU is ok.

Note: Negative skin friction plays NO part in Limit State EQU. Its influence is incorporated in the tests for Limit State STR/GEO and the Serviceability limit state. The intermediate results provide a full overview of all values that are calculated for the negative skin friction.
 Purely indicative, the values for the negative skin friction vary from 404 [kN] to 579 [kN] per pile.

3.5 Verification of Limit State STR/GEO

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.

S_d = 0.010 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of limit state STR/GEO are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.6 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.
 For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.

S_d = 0.005 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of the Serviceability Limit State are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.7 Additional Information

The design values of the maximum shaft tensions (calculated at the transition of positive to negative skin friction) are

At Limit state EQU/STR/GEO: $\sigma = 37.12$ [N/mm²]
 At Serviceability Limit State: $\sigma = 33.84$ [N/mm²]

The maximum settlement was found at:

Limit state STR/GEO

Number/Name DD133.+050_DKM_KR
 Pile name: AZ28-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.000 [m]
 s_b = 0.007 [m]
 s_{el;d} = 0.002 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

Serviceability Limit State

Number/Name DD133.+050_DKM_KR
 Pile name: AZ28-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.000 [m]
 s_b = 0.003 [m]
 s_{el;d} = 0.002 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

s_{neg} stands for the settlement due to negative skin friction when the expected ground level settlement (egls) is within the next boundaries : $0.02 < \text{egls} \leq 0.10$ meter.

For expected ground level settlement beyond the boundaries, s_{neg} = 0.

3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD133.+0..	755.585	70.629	826.214
1:DD134.+0..	841.005	70.498	911.503

3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at the Serviceability Limit State

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD133.+0..	906.702	84.755	991.457
1:DD134.+0..	1009.206	84.597	1093.803

End of Report

Report for D-Foundations 19.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares



Company: Fugro NL Land B.V.

Date of report: 23-6-2020
Time of report: 17:10:22
Report with version: 19.1.1.23780

Date of calculation: 23-6-2020
Time of calculation: 17:10:11
Calculated with version: 19.1.1.23780

File name: C:\.\DFoundations\Verticaal draagvermogen Buitenplaats Oosterhout

Project identification: Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Buitenplaats Oosterhout
D-Foundations Verticaal draagvermogen Buitenplaats Oosterhout

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Bearing Piles	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile DD184.+050_DKM_KR	4
2.6.2 Soil Profile DD185.+050_DKM_KR	4
2.7 Pile Types	5
2.7.1 Pile type : AZ18-700	5
2.8 Foundation Plan	6
2.8.1 View of Foundation Plan	6
2.9 Excavation Data	6
2.10 Totalized Loads (design values)	7
2.11 Requirements	7
2.12 Overruled Parameters	7
2.13 Model Options	7
2.14 Model Options	7
3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification	8
3.1 Errors and Warnings	8
3.2 Remarks	8
3.3 Calculation Parameters	8
3.3.1 Pile Factors	8
3.3.2 Pile type : AZ18-700	8
3.4 Verification of Limit State EQU	9
3.5 Verification of Limit State STR/GEO	9
3.6 Verification of Serviceability limit state	9
3.7 Additional Information	10
3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10
3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant :
Design engineer superstructure :
Principal :
Title 1 :
Title 2 :
Title 3 :
Number of project :
Location of project :

Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Buitenplaats Oosterhout
D-Foundations Verticaal draagvermogen Buitenplaats Oosterhout
1218-0024-001

2.3 Application Area Model Bearing Piles

The verifications performed by the model BEARING PILES of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause pressures in the piles. The calculations of pile forces and pile displacements are based on Cone Penetration Tests. Possible rise of (tension-)piles and horizontal displacements of piles and/or pile groups are not taken into account.

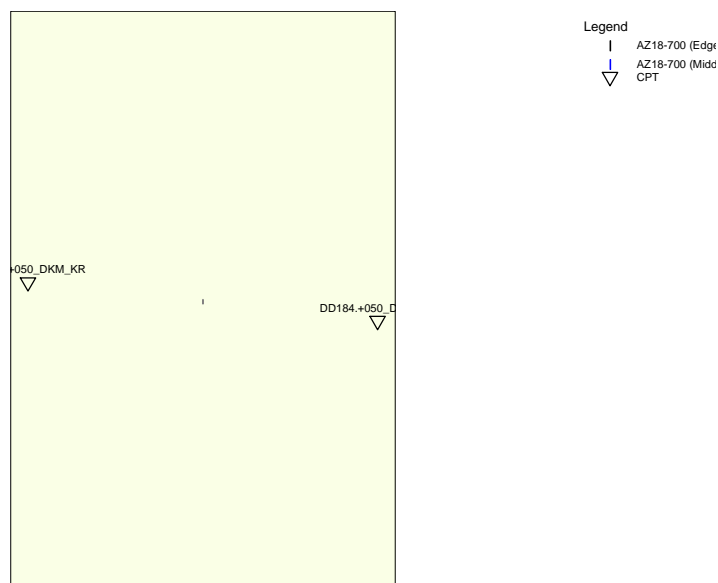
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Non-Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 2
Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



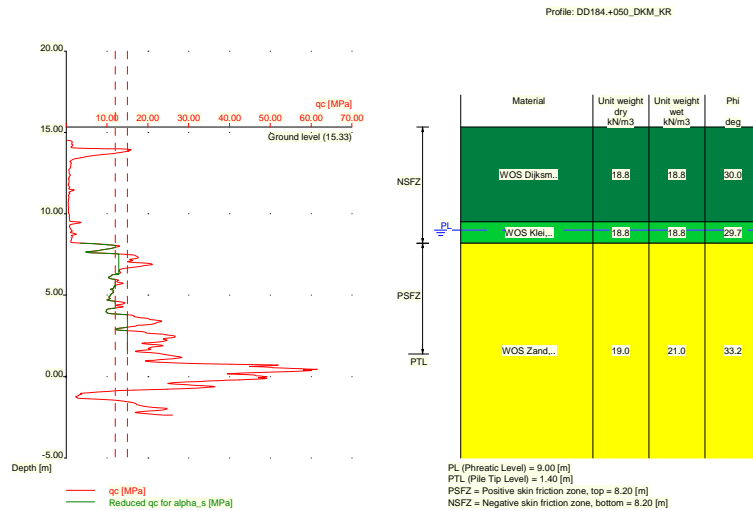
Name CPT	Pile tip level [m R.L.]	Top of pos. friction zone [m R.L.]	Bottom of neg. friction zone [m R.L.]	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
DD184.+050..	1.40	8.20	8.20	186232.90	431421.30
DD185.+050..	1.40	8.40	8.40	186140.70	431431.50

2.6 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 2

2.6.1 Soil Profile DD184.+050_DKM_KR

Belonging to CPT	DD184.+050_DKM_KR
Surface level in [m. reference level] :	15.33
Phreatic level in [m. reference level] :	9.00
Pile tip level in [m. reference level] :	1.40
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	8.20
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	8.20
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.18
Number of layers in profile :	3

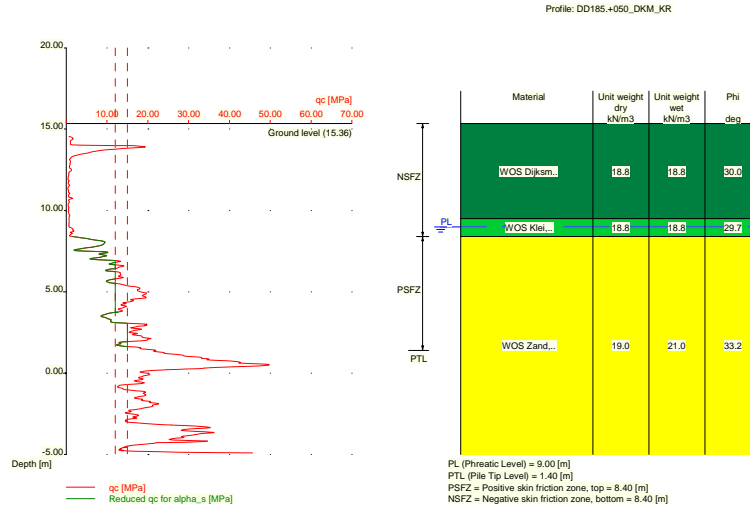


Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma;sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	15.330	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	9.500	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.200	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.6.2 Soil Profile DD185.+050_DKM_KR

Belonging to CPT	DD185.+050_DKM_KR
Surface level in [m. reference level] :	15.36
Phreatic level in [m. reference level] :	9.00
Pile tip level in [m. reference level] :	1.40
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	8.40
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	8.40

OCR-value foundation layer : 1.00
 Expected groundlevel settlement in [m] : 0.18
 Number of layers in profile : 3



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma;sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	15.360	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	9.500	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.400	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.7 Pile Types

2.7.1 Pile type : AZ18-700

Pile type : User defined (vibrating)
 Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.
 Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (delta) will be taken as 0.75 * phi.
 Note: For this user defined pile type a manual reduction of qc;III has been selected.
 The used (and therefore to be demonstrated) value is: 44.00

Pile type for determination of execution factor alpha_s in sand/gravel:
 Steel section

Pile type for determination of execution factor alpha_s in clay/loam/peat:
 alpha_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)
 NEN 9997-1:2016
 Note : alpha_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor alpha_p :
 Steel section

Pile type for use in load/settlement curve : 1
 Materialtype for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section
 beta (Shape factor) according to figure 7.i, NEN 9997-1:2016.

s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) : 0.62

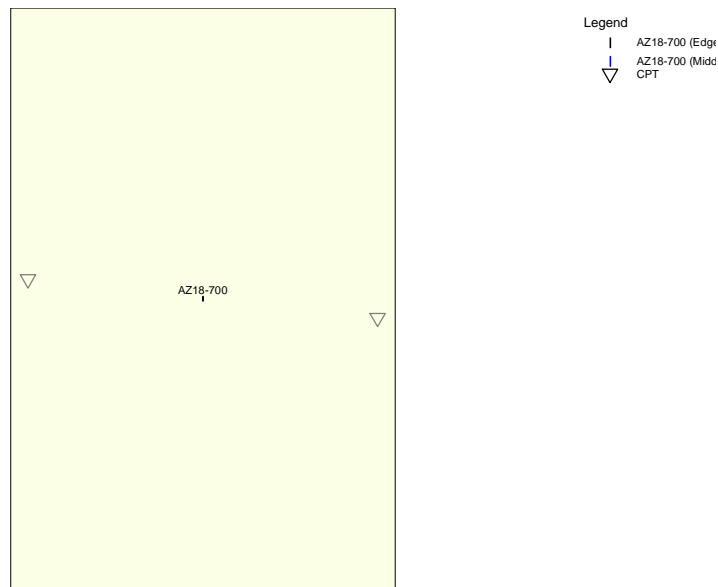
Pile dimensions :

Smallest side pile tip [m] : 0.010
 Largest side pile tip [m] : 1.330

2.8 Foundation Plan

Number of piles : 1
 Number of collaborating piles* : 1
 * : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

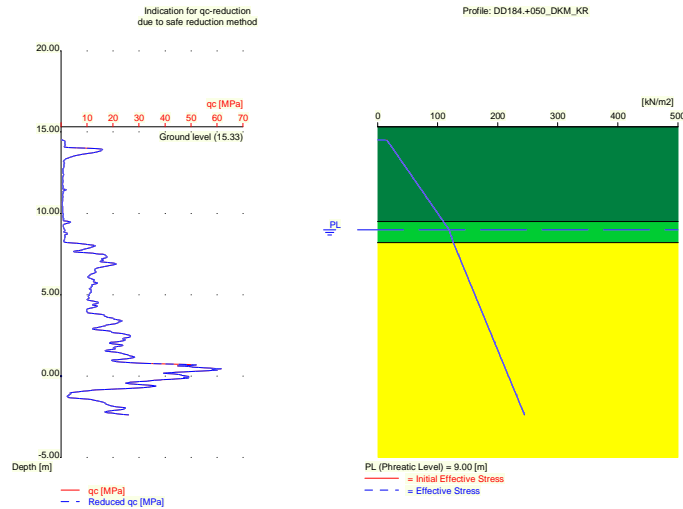
2.8.1 View of Foundation Plan



Pile nr/name	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	F _{c;d} (EQU/STR/GEO) [kN]	F _{c;d} (SLS) [kN]	P0 [kN/m ²]	Pile head level [m R.L.]
1: AZ18-70...	186186.80	431426.40	124.00	107.00	0.00	15.33

2.9 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] : 16.01
 Reduction model : Safe (NEN)



2.10 Totalized Loads (design values)

Total load on all piles	
For limit state EQU/STR/GEO in [kN] :	124.00
For Serviceability limit state in [kN] :	107.00

2.11 Requirements

Limit state STR/GEO	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 100
Serviceability Limit State	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 300

2.12 Overruled Parameters

All parameters according to standard.

2.13 Model Options

- Suppress pile group (for negative skin friction)
- Do not create intermediate results file
- Use reduction for continuous flight auger piles (standard)
- Use the influence of excavations (standard).

2.14 Model Options

Selected pile types :
-AZ18-700

Selected profiles :
-DD184.+050_DKM_KR
-DD185.+050_DKM_KR

3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification

3.1 Errors and Warnings

Pile Type AZ18-700:

Warning : the ratio between the smallest (a) and the largest (b) side of the crosssection of the pile base does not comply with the criterium set in NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e): $b \leq 1.5a$. Following NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e) Deq is set to a (Deq = a).

Pile Type AZ18-700: Warning : The factor s (NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(h)) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The depth of the CPT's does not meet the requirements as set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3.

The CPT's do not meet the requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 because :

- the maximum allowed center to center distance for CPT's is exceeded.
- not all piles are positioned within the prescribed area of the CPT's.

Soil profile DD185.+050_DKM_KR

Warning : The lowest pile head level lies below the surface level. The maximum value for the top of the friction zones is therefor reset to 15.33 m relative to reference level.

3.2 Remarks

When checking the survey and testing of soil according to NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 section (e), the program uses the provided CPT test level. It does NOT take into account possible different pile tip levels. When different pile tip levels are used in this calculation, the user itself must check for possibly required additional survey and testing of soil.

Performing the check on NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3, the average distance between the different CPT's used for this check is 25 m.

The requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.3.3 are met. The variation (5.63%) is ok ($\leq 12\%$).

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
xi3 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32
xi4 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32
Xi 4 has been used.	

Even though it is possible, the pilegroup model has not been used to calculate the negative skin friction.

3.3.2 Pile type : AZ18-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 * \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of $q_{c,III}$ has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 44.00

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:
Steel section

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:
 α_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)
 NEN 9997-1:2016

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor α_p :
 Steel section

Pile type for use in load/settlement curve : 1
 Materialtype for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section
 beta (Shape factor: figure 7.i, NEN 9997-1:2016
 art. 7.6.2.3(g) : Pile tip) : 1.00
 s (user defined : factor for the influence of the
 shape of the crosssection of the pile base) : 0.62

Pile dimensions :
 Smallest side pile tip [m] : 0.010
 Largest side pile tip [m] : 1.330

Number/Name CPT	Alpha_s	Alpha_s	Alpha_p
	Sand/ Gravel	Clay/Loam Peat	
0:DD184.+0..	0.0060	--	0.7000
1:DD185.+0..	0.0060	--	0.7000

3.4 Verification of Limit State EQU

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.8: $E_d \leq C_d$.
 Non rigid superstructure, verify load per pile with bearing capacity per pile.

$F_{c;d}$ = 124.000 [kN]
 $R_{c;d}$ = 864.398 [kN]

The requirements of limit state EQU are met, limit state EQU is ok.

Note: Negative skin friction plays NO part in Limit State EQU. Its influence is incorporated in the tests for Limit State STR/GEO and the Serviceability limit state. The intermediate results provide a full overview of all values that are calculated for the negative skin friction.
 Purely indicative, the values for the negative skin friction vary from 304 [kN] to 318 [kN] per pile.

3.5 Verification of Limit State STR/GEO

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.

S_d = 0.003 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of limit state STR/GEO are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.6 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.
 For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.

S_d = 0.002 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of the Serviceability Limit State are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.7 Additional Information

The design values of the maximum shaft tensions (calculated at the transition of positive to negative skin friction) are

At Limit state EQU/STR/GEO: $\sigma = 33.22$ [N/mm²]
 At Serviceability Limit State: $\sigma = 31.94$ [N/mm²]

The maximum settlement was found at:

Limit state STR/GEO

Number/Name DD184.+050_DKM_KR
 Pile name: AZ18-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.000 [m]
 s_b = 0.001 [m]
 s_{el;d} = 0.002 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

Serviceability Limit State

Number/Name DD184.+050_DKM_KR
 Pile name: AZ18-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.000 [m]
 s_b = 0.001 [m]
 s_{el;d} = 0.002 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

s_{neg} stands for the settlement due to negative skin friction when the expected ground level settlement (egls) is within the next boundaries : $0.02 < \text{egls} \leq 0.10$ meter.

For expected ground level settlement beyond the boundaries, s_{neg} = 0.

3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD184.+0..	871.918	64.101	936.019
1:DD185.+0..	804.512	59.887	864.399

3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at the Serviceability Limit State

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD184.+0..	1046.302	76.921	1123.223
1:DD185.+0..	965.414	71.864	1037.278

End of Report

Report for D-Foundations 19.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares



Company: Fugro NL Land B.V.

Date of report: 23-6-2020
Time of report: 17:11:27
Report with version: 19.1.1.23780

Date of calculation: 23-6-2020
Time of calculation: 17:11:14
Calculated with version: 19.1.1.23780

File name: C:\.\1218-0024-001 WoS\DFoundations\Verticaal draagvermogen Tergouw

Project identification: Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Tergouw
D-Foundations Verticaal draagvermogen Tergouw

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Bearing Piles	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile DD192.+000_DKMP_BIT	4
2.6.2 Soil Profile DD192.+040_DKMP_BIT A	4
2.6.3 Soil Profile DD196.+000_DKMP_BIT	5
2.7 Pile Types	6
2.7.1 Pile type : AZ28-700	6
2.8 Foundation Plan	7
2.8.1 View of Foundation Plan	7
2.9 Excavation Data	7
2.10 Totalized Loads (design values)	8
2.11 Requirements	8
2.12 Overruled Parameters	8
2.13 Model Options	8
2.14 Model Options	8
3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification	9
3.1 Errors and Warnings	9
3.2 Remarks	9
3.3 Calculation Parameters	9
3.3.1 Pile Factors	9
3.3.2 Pile type : AZ28-700	9
3.4 Verification of Limit State EQU	10
3.5 Verification of Limit State STR/GEO	10
3.6 Verification of Serviceability limit state	10
3.7 Additional Information	11
3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	11
3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	11

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant :
Design engineer superstructure :
Principal :
Title 1 :
Title 2 :
Title 3 :
Number of project :
Location of project :

Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Tergouw
D-Foundations Verticaal draagvermogen Tergouw
1218-0024-001

2.3 Application Area Model Bearing Piles

The verifications performed by the model BEARING PILES of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause pressures in the piles. The calculations of pile forces and pile displacements are based on Cone Penetration Tests. Possible rise of (tension-)piles and horizontal displacements of piles and/or pile groups are not taken into account.

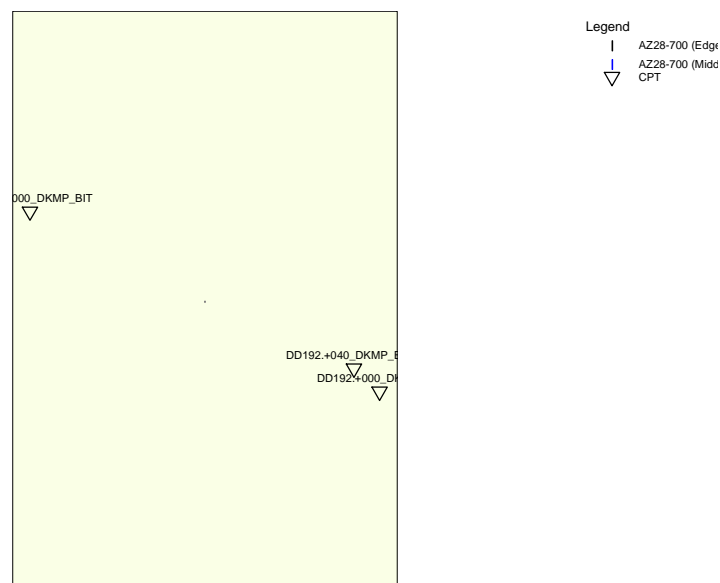
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Non-Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 3
Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



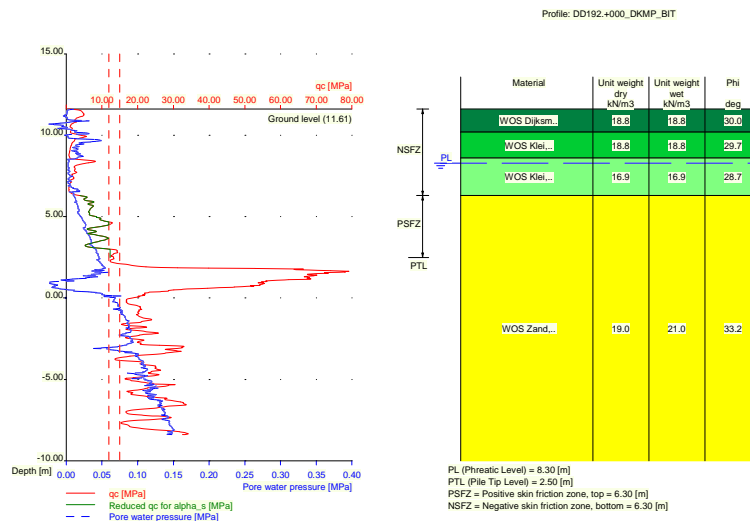
Name CPT	Pile tip level [m R.L.]	Top of pos. friction zone [m R.L.]	Bottom of neg. friction zone [m R.L.]	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
DD192.+000..	2.50	6.30	6.30	185635.30	431808.40
DD192.+040..	2.50	7.10	7.10	185609.20	431831.80
DD196.+000..	2.50	7.50	7.50	185281.90	431990.40

2.6 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 3

2.6.1 Soil Profile DD192.+000_DKMP_BIT

Belonging to CPT	DD192.+000_DKMP_BIT
Surface level in [m. reference level] :	11.61
Phreatic level in [m. reference level] :	8.30
Pile tip level in [m. reference level] :	2.50
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	6.30
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	6.30
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.09
Number of layers in profile :	4

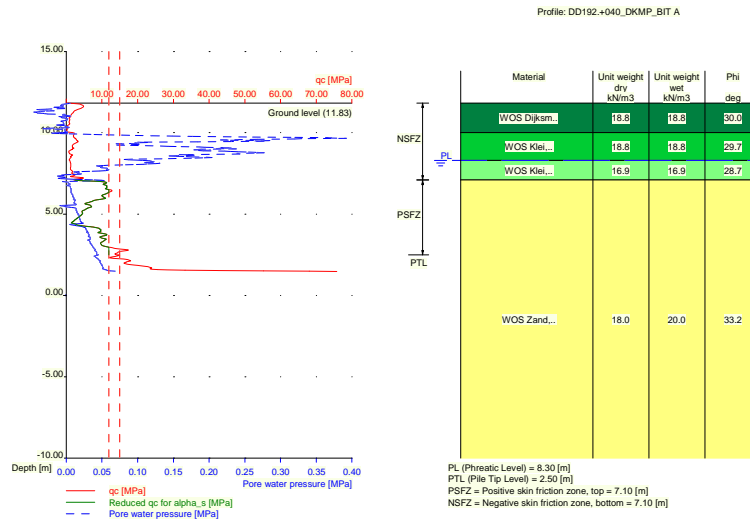


Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	11.610	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	10.200	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.600	16.89	16.89	28.70	Clay	--
4	6.300	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.6.2 Soil Profile DD192.+040_DKMP_BIT A

Belonging to CPT	DD192.+040_DKMP_BIT A
Surface level in [m. reference level] :	11.83
Phreatic level in [m. reference level] :	8.30
Pile tip level in [m. reference level] :	2.50

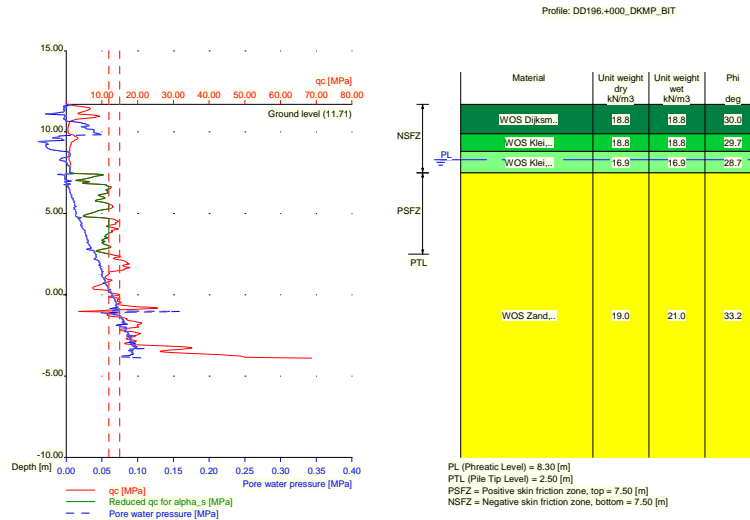
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] : 7.10
 Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] : 7.10
 OCR-value foundation layer : 1.00
 Expected groundlevel settlement in [m] : 0.09
 Number of layers in profile : 4



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma,sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	11.830	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	10.000	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.300	16.89	16.89	28.70	Clay	--
4	7.100	18.00	20.00	33.20	Sand	0.200

2.6.3 Soil Profile DD196.+000_DKMP_BIT

Belonging to CPT DD196.+000_DKMP_BIT
 Surface level in [m. reference level] : 11.71
 Phreatic level in [m. reference level] : 8.30
 Pile tip level in [m. reference level] : 2.50
 Top of positive skin friction zone in [m. reference level] : 7.50
 Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] : 7.50
 OCR-value foundation layer : 1.00
 Expected groundlevel settlement in [m] : 0.09
 Number of layers in profile : 4



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	11.710	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	9.900	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	8.800	16.89	16.89	28.70	Clay	--
4	7.500	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.7 Pile Types

2.7.1 Pile type : AZ28-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 \cdot \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of $q_{c,III}$ has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 38.00

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:

Steel section

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:

α_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)

NEN 9997-1:2016

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor $\alpha_{p,p}$:

Steel section

Pile type for use in load/settlement curve :

Materialtype for pile :

Slip layer :

Pile shape :

β (Shape factor) according to figure 7.i, NEN 9997-1:2016.

s (user defined : factor for the influence of the

shape of the crosssection of the pile base) :

1
Steel
None
Section

0.62

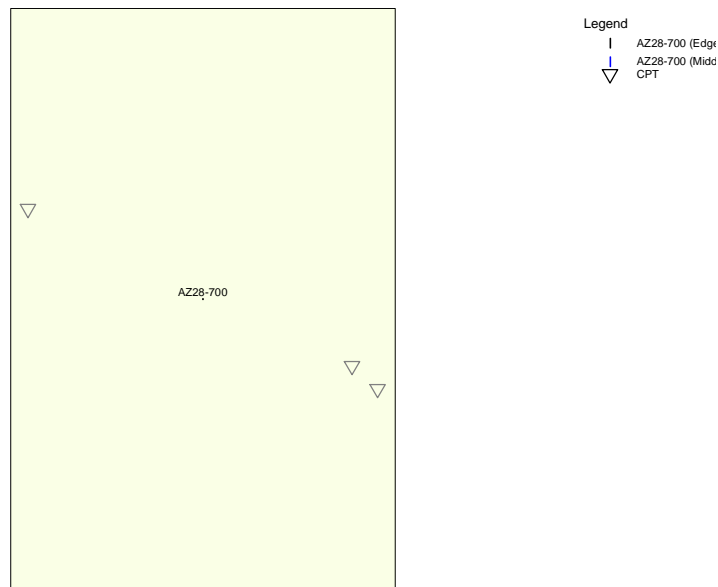
Pile dimensions :

Smallest side pile tip [m] : 0.015
 Largest side pile tip [m] : 1.380

2.8 Foundation Plan

Number of piles : 1
 Number of collaborating piles* : 1
 * : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

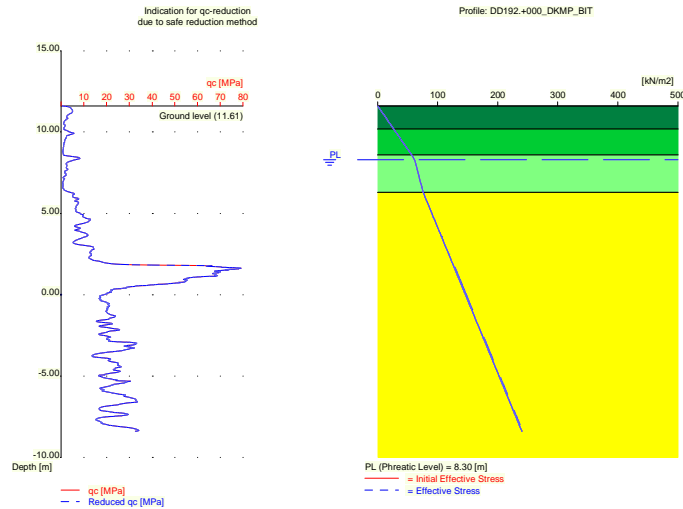
2.8.1 View of Foundation Plan



Pile nr/name	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	F _{c;d} (EQU/STR/GEO) [kN]	F _{c;d} (SLS) [kN]	P ₀ [kN/m ²]	Pile head level [m R.L.]
1: AZ28-70...	185458.60	431899.40	95.00	83.00	0.00	15.33

2.9 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] : 16.01
 Reduction model : Safe (NEN)



2.10 Totalized Loads (design values)

Total load on all piles	
For limit state EQU/STR/GEO in [kN] :	95.00
For Serviceability limit state in [kN] :	83.00

2.11 Requirements

Limit state STR/GEO	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 100
Serviceability Limit State	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 300

2.12 Overruled Parameters

All parameters according to standard.

2.13 Model Options

- Suppress pile group (for negative skin friction)
- Do not create intermediate results file
- Use reduction for continuous flight auger piles (standard)
- Use the influence of excavations (standard).

2.14 Model Options

Selected pile types :
-AZ28-700

Selected profiles :
-DD192.+000_DKMP_BIT
-DD192.+040_DKMP_BIT A
-DD196.+000_DKMP_BIT

3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification

3.1 Errors and Warnings

Pile Type AZ28-700:

Warning : the ratio between the smallest (a) and the largest (b) side of the crosssection of the pile base does not comply with the criterium set in NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e): $b \leq 1.5a$. Following NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e) Deq is set to a (Deq = a).

Pile Type AZ28-700: Warning : The factor s (NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(h)) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Warning : The depth of the CPT's does not meet the requirements as set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3.

The CPT's do not meet the requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 because :

- the maximum allowed center to center distance for CPT's is exceeded.
- not all piles are positioned within the prescribed area of the CPT's.

3.2 Remarks

When checking the survey and testing of soil according to NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 section (e), the program uses the provided CPT test level. It does NOT take into account possible different pile tip levels. When different pile tip levels are used in this calculation, the user itself must check for possibly required additional survey and testing of soil.

Performing the check on NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3, the average distance between the different CPT's used for this check is 20 m.

The requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.3.3 are not met. The variation (18.62%) is too large (> 12%). In fact, the CPT's should not be combined in one calculation as they differ too much to be able to obtain valid values for ksi 3 and ksi 4.

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
xi3 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 3) :	1.30
xi4 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 3) :	1.30

Xi 4 has been used.

Even though it is possible, the pilegroup model has not been used to calculate the negative skin friction.

3.3.2 Pile type : AZ28-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 * \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of $q_{c,III}$ has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 38.00

Pile type for determination of execution factor α_s in sand/gravel:
Steel section

Pile type for determination of execution factor α_s in clay/loam/peat:
 α_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)

NEN 9997-1:2016

Note : α_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor α_p :
Steel section

Pile type for use in load/settlement curve :	1
Materialtype for pile :	Steel
Slip layer :	None
Pile shape :	Section
beta (Shape factor: figure 7.i, NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(g) : Pile tip) :	1.00
s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) :	0.62
Pile dimensions :	
Smallest side pile tip [m] :	0.015
Largest side pile tip [m] :	1.380

Number/Name CPT	Alpha_s Sand/ Gravel	Alpha_s Clay/Loam Peat	Alpha_p
0:DD192.+0..	0.0060	--	0.7000
1:DD192.+0..	0.0060	--	0.7000
2:DD196.+0..	0.0060	--	0.7000

3.4 Verification of Limit State EQU

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.8: $E_d \leq C_d$.
Non rigid superstructure, verify load per pile with bearing capacity per pile.

$F_{c;d}$ = 95.000 [kN]
 $R_{c;d}$ = 408.810 [kN]

The requirements of limit state EQU are met, limit state EQU is ok.

Note: Negative skin friction plays NO part in Limit State EQU. Its influence is incorporated in the tests for Limit State STR/GEO and the Serviceability limit state. The intermediate results provide a full overview of all values that are calculated for the negative skin friction.
For this project, negative skin friction does not occur at all.

3.5 Verification of Limit State STR/GEO

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.

S_d = 0.045 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of limit state STR/GEO are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.6 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.
For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.

S_d = 0.045 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of the Serviceability Limit State are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.7 Additional Information

The design values of the maximum shaft tensions (calculated at the transition of positive to negative skin friction) are

At Limit state EQU/STR/GEO: $\sigma = 4.59$ [N/mm²]
 At Serviceability Limit State: $\sigma = 4.01$ [N/mm²]

The maximum settlement was found at:

Limit state STR/GEO

Number/Name DD192.+000_DKMP_BIT
 Pile name: AZ28-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.045 [m]
 s_b = 0.000 [m]
 s_{el;d} = 0.000 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

Serviceability Limit State

Number/Name DD192.+000_DKMP_BIT
 Pile name: AZ28-700

Components of the maximum settlement are :

s_{neg} = 0.045 [m]
 s_b = 0.000 [m]
 s_{el;d} = 0.000 [m]
 s₂ = 0.000 [m]

s_{neg} stands for the settlement due to negative skin friction when the expected ground level settlement (egls) is within the next boundaries : $0.02 < \text{egls} \leq 0.10$ meter.

For expected ground level settlement beyond the boundaries, s_{neg} = 0.

3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD192.+0..	347.925	60.885	408.810
1:DD192.+0..	415.045	66.165	481.210
2:DD196.+0..	536.631	54.760	591.391

3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at the Serviceability Limit State

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD192.+0..	417.510	73.062	490.572
1:DD192.+0..	498.054	79.398	577.452
2:DD196.+0..	643.957	65.712	709.669

End of Report

Report for D-Foundations 19.1

Design and Verification according to Eurocode 7 of Bearing/Tension Piles and Shallow Foundations
Developed by Deltares



Company: Fugro NL Land B.V.

Date of report: 23-6-2020
Time of report: 17:12:30
Report with version: 19.1.1.23780

Date of calculation: 23-6-2020
Time of calculation: 17:12:21
Calculated with version: 19.1.1.23780

File name: C:\..\1218-0024-001 WoS\DFoundations\Verticaal draagvermogen Waaldijk7

Project identification: Dijkversterking Wolferen Sprok
Verticaal draagvermogen Waaldijk 7
D-Foundations Verticaal draagvermogen Waaldijk7

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Input Data	3
2.1 General Input Data	3
2.2 General Report Data	3
2.3 Application Area Model Bearing Piles	3
2.4 Superstructure	3
2.5 General CPT Data	3
2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan	3
2.6 Soil Data	4
2.6.1 Soil Profile DD265.+000_DKM_BIT	4
2.6.2 Soil Profile DD265.+000_DKM_KR	4
2.7 Pile Types	5
2.7.1 Pile type : AZ18-700	5
2.8 Foundation Plan	6
2.8.1 View of Foundation Plan	6
2.9 Excavation Data	6
2.10 Totalized Loads (design values)	7
2.11 Requirements	7
2.12 Overruled Parameters	7
2.13 Model Options	7
2.14 Model Options	7
3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification	8
3.1 Errors and Warnings	8
3.2 Remarks	8
3.3 Calculation Parameters	8
3.3.1 Pile Factors	8
3.3.2 Pile type : AZ18-700	8
3.4 Verification of Limit State EQU	9
3.5 Verification of Limit State STR/GEO	9
3.6 Verification of Serviceability limit state	9
3.7 Additional Information	9
3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10
3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO	10

2 Input Data

2.1 General Input Data

Model Bearing Piles (EC7-NL)

2.2 General Report Data

Geotechnical consultant :
 Design engineer superstructure :
 Principal :
 Title 1 : Dijkversterking Wolferen Sprok
 Title 2 : Verticaal draagvermogen Waaldijk 7
 Title 3 : D-Foundations Verticaal draagvermogen Waaldijk7
 Number of project : 1218-0024-001
 Location of project :

2.3 Application Area Model Bearing Piles

The verifications performed by the model BEARING PILES of D-FOUNDATIONS concern pile foundations on which axial static or quasi-static loads cause pressures in the piles. The calculations of pile forces and pile displacements are based on Cone Penetration Tests. Possible rise of (tension-)piles and horizontal displacements of piles and/or pile groups are not taken into account.

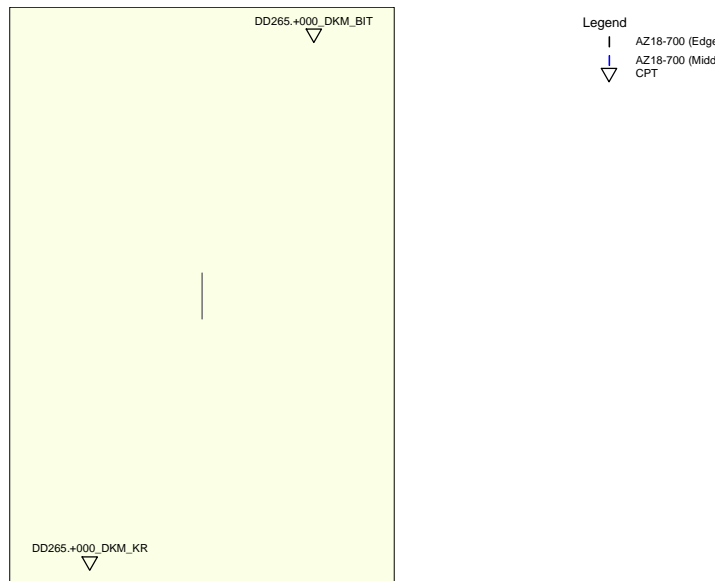
2.4 Superstructure

Rigidity of the superstructure : Non-Rigid

2.5 General CPT Data

Number of CPT's : 2
 Timing of CPT's : CPT - Excavation - Install

2.5.1 View of CPT's in Foundation Plan



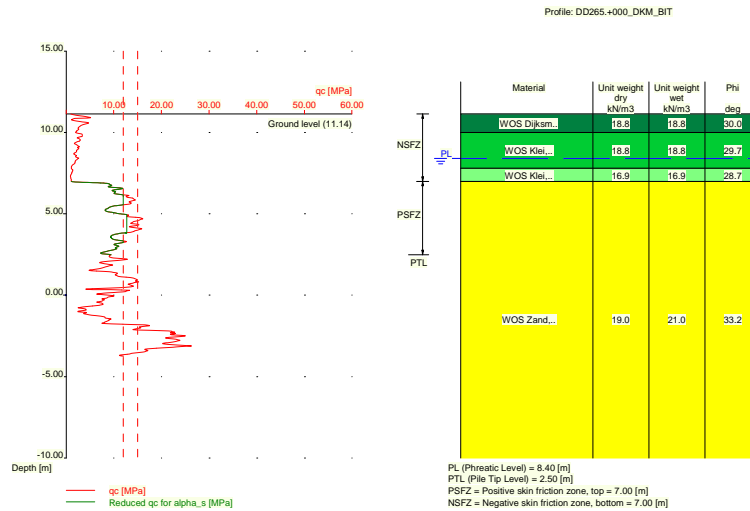
Name CPT	Pile tip level [m R.L.]	Top of pos. friction zone [m R.L.]	Bottom of neg. friction zone [m R.L.]	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]
DD265.+000..	2.50	7.00	7.00	179116.30	433502.20
DD265.+000..	2.50	6.30	6.30	179109.90	433487.10

2.6 Soil Data

Number of soil profiles (= number of CPT's) : 2

2.6.1 Soil Profile DD265.+000_DKM_BIT

Belonging to CPT	DD265.+000_DKM_BIT
Surface level in [m. reference level] :	11.14
Phreatic level in [m. reference level] :	8.40
Pile tip level in [m. reference level] :	2.50
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	7.00
Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] :	7.00
OCR-value foundation layer :	1.00
Expected groundlevel settlement in [m] :	0.02
Number of layers in profile :	4

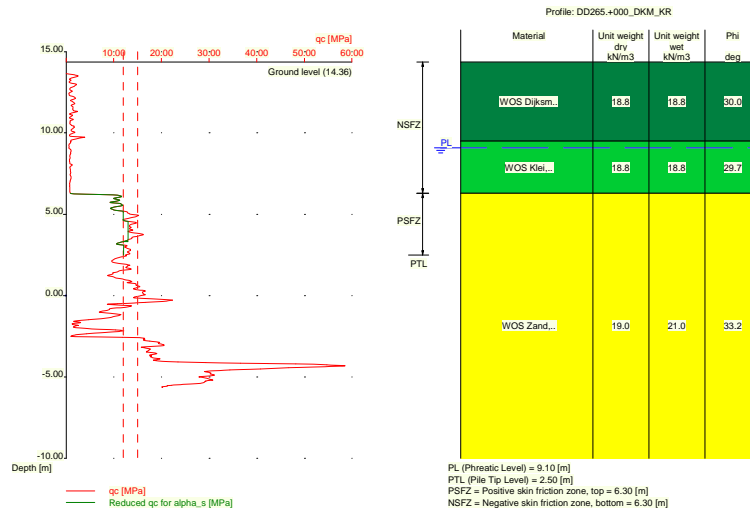


Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m3]	Gamma;sat [kN/m3]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	11.140	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	10.000	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	7.800	16.89	16.89	28.70	Clay	--
4	7.000	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.6.2 Soil Profile DD265.+000_DKM_KR

Belonging to CPT	DD265.+000_DKM_KR
Surface level in [m. reference level] :	14.36
Phreatic level in [m. reference level] :	9.10
Pile tip level in [m. reference level] :	2.50
Top of positive skin friction zone in [m. reference level] :	6.30

Bottom of negative skin friction zone in [m. reference level] : 6.30
 OCR-value foundation layer : 1.00
 Expected groundlevel settlement in [m] : 0.11
 Number of layers in profile : 3



Number layer	Top layer [m R.L.]	Gamma [kN/m ³]	Gamma;sat [kN/m ³]	Phi [deg]	Soil Type	Median (Sand/Gravel) [mm]
1	14.360	18.79	18.79	30.00	Clay	--
2	9.500	18.79	18.79	29.70	Clay	--
3	6.300	19.00	21.00	33.20	Sand	0.200

2.7 Pile Types

2.7.1 Pile type : AZ18-700

Pile type : User defined (vibrating)
 Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.
 Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (delta) will be taken as 0.75 * phi.
 Note: For this user defined pile type a manual reduction of qc;III has been selected.
 The used (and therefore to be demonstrated) value is: 30.00

Pile type for determination of execution factor alpha_s in sand/gravel:
 Steel section

Pile type for determination of execution factor alpha_s in clay/loam/peat:
 alpha_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)
 NEN 9997-1:2016
 Note : alpha_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor alpha_p :
 Steel section

Pile type for use in load/settlement curve : 1
 Materialtype for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section

beta (Shape factor) according to figure 7.i, NEN 9997-1:2016.

s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) :

0.62

Pile dimensions :

Smallest side pile tip [m] :

0.010

Largest side pile tip [m] :

1.330

2.8 Foundation Plan

Number of piles :

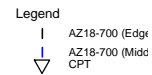
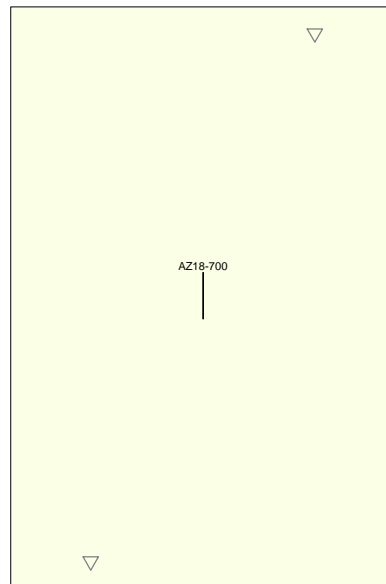
1

Number of collaborating piles* :

1

* : 0 = not defined, 1 = non rigid superstructure, >1 = rigid superstructure

2.8.1 View of Foundation Plan



Pile nr/name	X-coordinate [m]	Y-coordinate [m]	Fc;d (EQU/STR/GEO) [kN]	Fc;d (SLS) [kN]	P0 [kN/m2]	Pile head level [m R.L.]
1: AZ18-70...	179113.10	433494.70	53.00	39.00	0.00	11.14

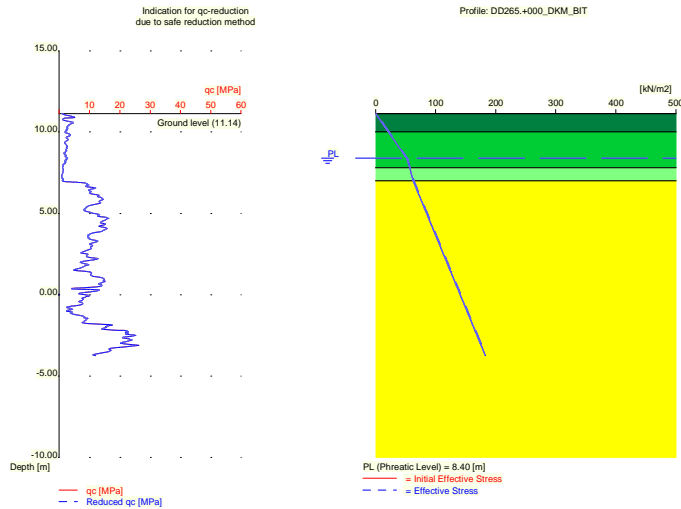
2.9 Excavation Data

Excavation level in [m. reference level] :

15.00

Reduction model :

Safe (NEN)



2.10 Totalized Loads (design values)

Total load on all piles	
For limit state EQU/STR/GEO in [kN] :	53.00
For Serviceability limit state in [kN] :	39.00

2.11 Requirements

Limit state STR/GEO	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 100
Serviceability Limit State	
Maximum allowed settlement in [m] :	0.150
Maximum allowed (relative) rotation :	1 / 300

2.12 Overruled Parameters

All parameters according to standard.

2.13 Model Options

- Suppress pile group (for negative skin friction)
- Do not create intermediate results file
- Use reduction for continuous flight auger piles (standard)
- Use the influence of excavations (standard).

2.14 Model Options

Selected pile types :
-AZ18-700

Selected profiles :
-DD265.+000_DKM_BIT
-DD265.+000_DKM_KR

3 Bearing Piles (EC7-NL): Results Complete Verification

3.1 Errors and Warnings

Pile Type AZ18-700:

Warning : the ratio between the smallest (a) and the largest (b) side of the crosssection of the pile base does not comply with the criterium set in NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e): $b \leq 1.5a$. Following NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(e) Deq is set to a (Deq = a).

Pile Type AZ18-700: Warning : The factor s (NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(h)) is user defined. Evidence to support this from the NEN deviating value has to be provided.

Soil profile DD265.+000_DKM_KR

Warning : The lowest pile head level lies below the surface level. The maximum value for the top of the friction zones is therefor reset to 11.14 m relative to reference level.

3.2 Remarks

When checking the survey and testing of soil according to NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 section (e), the program uses the provided CPT test level. It does NOT take into account possible different pile tip levels. When different pile tip levels are used in this calculation, the user itself must check for possibly required additional survey and testing of soil.

Performing the check on NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3, the average distance between the different CPT's used for this check is 25 m.

The requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.2.3 are met.

The requirements set by NEN 9997-1:2016 art. 3.3.3 are met. The variation (4.04%) is ok ($\leq 12\%$).

3.3 Calculation Parameters

3.3.1 Pile Factors

gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;b (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, Limit State EQU/STR/GEO) :	1.20
gamma;s (NEN 9997-1:2016, table A.6 A.7 A.8, the Serviceability Limit State) :	1.00
xi3 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32
xi4 (NEN 9997-1:2016, table A.10a, for N = 2) :	1.32

Xi 4 has been used.

Even though it is possible, the pilegroup model has not been used to calculate the negative skin friction.

3.3.2 Pile type : AZ18-700

Pile type : User defined (vibrating)

Note: This user defined pile type is considered not to be of a in place formed type.

Hence the characteristic value of the friction angle at the pile shaft (δ) will be taken as $0.75 * \phi$.

Note: For this user defined pile type a manual reduction of qc;III has been selected.

The used (and therefore to be demonstrated) value is: 30.00

Pile type for determination of execution factor alpha_s in sand/gravel:

Steel section

Pile type for determination of execution factor alpha_s in clay/loam/peat:

alpha_s clay/loam/peat according to table 7.f, art. 7.6.2.3 (i)

NEN 9997-1:2016

Note : alpha_s depends on the soiltype and relative depth.

Pile type for determination of pile class factor alpha_p :
Steel section

Pile type for use in load/settlement curve : 1
 Materialtype for pile : Steel
 Slip layer : None
 Pile shape : Section
 beta (Shape factor: figure 7.i, NEN 9997-1:2016 art. 7.6.2.3(g) : Pile tip) : 1.00
 s (user defined : factor for the influence of the shape of the crosssection of the pile base) : 0.62

Pile dimensions :
 Smallest side pile tip [m] : 0.010
 Largest side pile tip [m] : 1.330

Number/Name CPT	Alpha_s	Alpha_s	Alpha_p
	Sand/ Gravel	Clay/Loam Peat	
0:DD265.+0..	0.0060	--	0.7000
1:DD265.+0..	0.0060	--	0.7000

3.4 Verification of Limit State EQU

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.8: $E_d \leq C_d$.
 Non rigid superstructure, verify load per pile with bearing capacity per pile.

$F_{c;d}$ = 53.000 [kN]
 $R_{c;d}$ = 489.893 [kN]

The requirements of limit state EQU are met, limit state EQU is ok.

Note: Negative skin friction plays NO part in Limit State EQU. Its influence is incorporated in the tests for Limit State STR/GEO and the Serviceability limit state. The intermediate results provide a full overview of all values that are calculated for the negative skin friction.
 Purely indicative, the values for the negative skin friction vary from 0 [kN] to 317 [kN] per pile.

3.5 Verification of Limit State STR/GEO

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.

S_d = 0.004 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of limit state STR/GEO are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.6 Verification of Serviceability limit state

Required by NEN 9997-1:2016 art. 2.4.9: $S_d \leq S_{req}$.
 For houses, the requirement is : $S_{req} = 0.05$ m. For other types of superstructures a different (well considered) requirement can be specified.

S_d = 0.003 [m]
 S_{req} = 0.150 [m]

The settlement requirements of the Serviceability Limit State are met, this is ok.

With only 1 pile, rotation as defined in the NEN is not an issue.

3.7 Additional Information

The design values of the maximum shaft tensions (calculated at the transition of positive to negative skin friction) are

At Limit state EQU/STR/GEO: $\sigma = 27.85$ [N/mm²]
 At Serviceability Limit State: $\sigma = 26.80$ [N/mm²]

The maximum settlement was found at:

Limit state STR/GEO

Number/Name DD265.+000_DKM_KR
 Pile name: AZ18-700

Components of the maximum settlement are :

sneg = 0.000 [m]
 sb = 0.004 [m]
 sel;d = 0.001 [m]
 s2 = 0.000 [m]

Serviceability Limit State

Number/Name DD265.+000_DKM_KR
 Pile name: AZ18-700

Components of the maximum settlement are :

sneg = 0.000 [m]
 sb = 0.002 [m]
 sel;d = 0.001 [m]
 s2 = 0.000 [m]

sneg stands for the settlement due to negative skin friction when the expected ground level settlement (egls) is within the next boundaries : $0.02 < \text{egls} \leq 0.10$ meter.

For expected ground level settlement beyond the boundaries, sneg = 0.

3.7.1 The bearing capacity of shaft and point at Limit state STR/GEO

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD265.+0..	491.602	27.083	518.685
1:DD265.+0..	451.334	38.559	489.893

3.7.2 The bearing capacity of shaft and point at the Serviceability Limit State

The next table shows the values of the bearing capacities per CPT and these are purely informative. The presented design values are determined using the maximum value of ksi3 and ksi4.

Number/Name CPT	Bearing Cap. Shaft [kN]	Bearing Cap. Point [kN]	Bearing Cap. Total [kN]
	Rs;d	Rb;d	
0:DD265.+0..	589.922	32.499	622.421
1:DD265.+0..	541.601	46.271	587.872

End of Report

Bijlage 5 – Zakkende grond op ankerstang

Bij het ontwerp van een verankerde damwand moet rekening worden gedaan met een toename van de ankerkracht door zakkende grond op ankers. De toename van de ankerkracht volgt niet direct uit de Plaxisberekening, maar wordt berekend conform de methode uit CUR166 [9]. Conform de PLL [10] is de berekening op de volgende wijze gedaan:

- De initiële ankerkracht F [kN/anker] wordt in Plaxis uitgelezen na de 2^e kruipfase (fase 3a bodemdaling). Samen met de zettingscomponent van de grond loodrecht op het anker dient de initiële ankerkracht als invoer voor het berekenen van de toename van de ankerkracht ΔF . De zetting wordt in dezelfde fase in Plaxis uitgelezen.
- Na het vaststellen van de toegenomen ankerkracht ($F + \Delta F$) wordt deze kracht in fase 3b in Plaxis weer ingevoerd als voorspanning (prestress) in het anker. Het effect van de toename van de ankerkracht op de damwand zelf (o.a. toename buigend moment) volgt dan direct uit de Plaxisanalyse.
- De Plaxisanalyse wordt na fase 3b voortgezet conform de standaard aanpak.

Ten opzichte van het standaard CUR166 model voor het berekenen van de zakkende grond zijn de volgende aanpassingen conform PPL van toepassing:

Wijzigingen in de methode CUR166 volgens de OSPW (Deltares, 2013b)

De toename van de ankerkracht $\Delta F_{z,b}$ als gevolg van zakkende grond moet worden vastgesteld uitgaande van een hieronder beschreven, aangepaste versie van het CUR-model. In de beschrijving wordt bekendheid verondersteld met de in CUR166 beschreven methode¹⁶ en de daarbij gebruikte symbolen en notaties.

In de veronderstelling dat er meestal sprake zal zijn van zakkings van cohesieve grondlagen, ontstaat er volgens CUR een lijnlast ter grootte van:

$$q_z = S_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$$

waarin:

- q_z de karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf in kN/m
- S_u de hoog karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte in kPa
- D de diameter van de ankerstaaf (inclusief eventuele groutlaag) in m
- α de invloedsfactor die de belasting van de grond op het anker bepaalt op basis van een ongedraineerde schuifsterkte van de grond. Voor de factor α moet conform OSPW (Deltares, 2013b) worden uitgegaan van een waarde $\alpha = 9$.

Voor de hoge karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte van de grond op een bepaalde diepte $s_{u,hoog}$, geldt in analogie met de PPE en de SHM:

$$S_{u,hoog} = \max(q_{net,max} / N_{kt,laag}; S_{hoog} \cdot \sigma'_v)$$

Daarin geldt:

- $q_{net,max}$ representatieve bovengrens voor de netto conusweerstand binnen het beschouwde vak
- $N_{kt,laag}$ lage karakteristieke waarde van de correlatiecoëfficiënt
- S_{hoog} karakteristieke hoge waarde van de SHANSEP-parameter S
- σ'_v effectieve verticale spanning (totale spanning min poriewaterspanning) uitgaande van normaal voorkomende omstandigheden in de dijk

Voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de belasting op de ankerstaaf kan worden uitgegaan van een gewogen gemiddelde waarde van $s_{u,hoog}$ langs de ankerstaaf, in de grondlagen waar er zettingen optreden.

Daarnaast is vastgesteld dat de modelfactor β gelijk moet zijn aan de voor een kabel geldende modelfactor van $\beta = 24$, wat de term $4\pi^2 \approx 39,5$ is in de formule voor de loodrecht belaste ankerstang (geval 1) in § 4.9.13 van deel 2 in CUR166 (CUR, 2012b). Dit betekent dat uitgaande van geval 1, de factor $1/(4\pi^2)$ in de formule vervangen moet worden door de factor $1/24$.

De onder geval 1 gebruikte factor α symboliseert een andere waarde dan de hierboven genoemde invloedsfactor.

Het toepassen van de kabelvergelijking impliceert dat momenten in het anker worden verwaarloosd. Om dat te bereiken moet de ankerkop onder een hoek scharnierend aan de damwand worden bevestigd. Hiermee dient rekening te worden gehouden in het ontwerp en in de uitvoering.

Ook moet rekening worden gehouden met een extra modelfactor van $\gamma_{zb} = 1,25$ op de berekende ankerkrachttoename ΔF_{zb} . Deze extra modelfactor is vastgesteld uitgaande van ankerhellingen van $40^\circ - 50^\circ$ ten opzichte van de horizontaal. Bij ankerhellingen die flauwer verlopen moet de extra modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$ mogelijk worden verhoogd. Bij hellingen flauwer dan 40° wordt voorlopig een extra modelfactor aanbevolen van $\gamma_{zb} = 1,4$.

Berekening zakkende grond op ankerstang Casus 1 Sprok

Profiel	Case 1 DD133+50		
h_mv	16.50	[m NAP]	maaiveld/bovenkant damwand
h_top	15.50	[m NAP]	niveau bovenkant ankerstang
h_bot	7.00	[m NAP]	niveau onderkant ankerstang (kies gelijk aan bovenkant zand)
β_anker	45	[°]	hoek ankerstang t.o.v. horizontaal
L	12.0	[m]	lengte ankerstang
a	2.8	[m]	h.o.h. afstand ankerstangen
α	9	[-]	belastingfactor α=5 conform CUR en α=9 conform PPL
β	24.0	[-]	modelfactor β=4π² ≈39,5 conform CUR en β=24 conform PPL
Anker	Titan 60.3/16	[-]	type anker (zie tabblad 'Ankers')
D	60.3	[mm]	diameter ankerstang
F_a	195.1	[kN/anker]	axiale kracht per anker
F	69.68	[kN/m]	axiale kracht in ankerstaaf per strekkende meter
q0	64.27	[kN/m]	maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf q0=4/π*q_gem
EA	3.91E+05	[kN]	rekstijfheid van de ankerstang (bereken rechts)
Damwand	AZ28-700	[-]	type damwand
EI	1.34E+05	[kNm²]	buigstijfheid van de damwand (zie tabblad 'Damwanden')
c	10000	[kN/m²]	horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter
λ	2.71	[m]	golfengte λ=⁴√(4EI/c)
Geval 2: Loodrecht belaste ankerstang met beperkte doorbuiging			
α	9.058	[-]	ΔF/F bij ongehinderde doorbuiging
y_0	0.48	[m]	maximale ongehinderde doorbuiging
y_n	0.025	[m]	zakking van de grond
n	19.18	[-]	y0/w_grond
	α_n	0.30	
ΔF	59	[kN]	toename axiale kracht als gevolg van doorbuiging
ΔF	21	[kN/m]	toename per strekkende meter
F_a;tot	254	[kN]	totale ankerkracht
	91	[kN/m]	ankerkracht per strekkende meter

Berekening zakkende grond op ankerstang Casus 6 Buitenplaats Oosterhout

Profiel	Case 6 DD185+00		
h_mv	15.90	[m NAP]	maaiveld/bovenkant damwand
h_top	15.40	[m NAP]	niveau bovenkant ankerstang
h_bot	6.80	[m NAP]	niveau onderkant ankerstang (kies gelijk aan bovenkant zand)
β_{anker}	45	[°]	hoek ankerstang t.o.v. horizontaal
L	12.2	[m]	lengte ankerstang
a	2.8	[m]	h.o.h. afstand ankerstangen
α	9	[-]	belastingfactor $\alpha=5$ conform CUR en $\alpha=9$ conform PPL
β	24.0	[-]	modelfactor $\beta=4\pi^2 \approx 39,5$ conform CUR en $\beta=24$ conform PPL
Anker	Titan 51.0/12.5	[-]	type anker (zie tabblad 'Ankers')
D	51.0	[mm]	diameter ankerstang
F_a	81.7	[kN/anker]	axiale kracht per anker
F	29.18	[kN/m]	axiale kracht in ankerstaaf per strekkende meter
q0	53.92	[kN/m]	maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf $q_0=4/\pi*q_{\text{gem}}$
EA	3.17E+05	[kN]	rekstijfheid van de ankerstang (bereken rechts)
Damwand	AZ18-700	[-]	type damwand
EI	7.94E+04	[kNm ²]	buigstijfheid van de damwand (zie tabblad 'Damwanden')
c	10000	[kN/m ²]	horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter
λ	2.37	[m]	golflengte $\lambda=\sqrt[4]{4EI/c}$
ΔF	1544	[kN]	toename axiale kracht als gevolg van doorbuiging
ΔF	551	[kN/m]	toename per strekkende meter
F_a;tot	1626	[kN]	totale ankerkracht
	581	[kN/m]	ankerkracht per strekkende meter
Geval 2: Loodrecht belaste ankerstang met beperkte doorbuiging			
α	18.899	[-]	$\Delta F/F$ bij ongehinderde doorbuiging
y_0	0.50	[m]	maximale ongehinderde doorbuiging
y_n	0.072	[m]	zakking van de grond
n	6.90	[-]	y_0/w_{grond}
	α_n	2.49	
ΔF	203	[kN]	toename axiale kracht als gevolg van doorbuiging
ΔF	73	[kN/m]	toename per strekkende meter
F_a;tot	285	[kN]	totale ankerkracht
	102	[kN/m]	ankerkracht per strekkende meter

Berekening zakkende grond op ankerstang Casus 7 Tergouw

Profiel	Case 7 DD193+00		
h_mv	13.45	[m NAP]	maaiveld/bovenkant damwand
h_top	12.95	[m NAP]	niveau bovenkant ankerstang
h_bot	6.60	[m NAP]	niveau onderkant ankerstang (kies gelijk aan bovenkant zand)
β_anker	45	[°]	hoek ankerstang t.o.v. horizontaal
L	9.0	[m]	lengte ankerstang
a	4.2	[m]	h.o.h. afstand ankerstangen
α	9	[-]	belastingfactor α=5 conform CUR en α=9 conform PPL
β	24.0	[-]	modelfactor β=4π² ≈39,5 conform CUR en β=24 conform PPL
Anker	Titan 60.3/16	[-]	type anker (zie tabblad 'Ankers')
D	60.3	[mm]	diameter ankerstang
F_a	332	[kN/anker]	axiale kracht per anker
F	79.05	[kN/m]	axiale kracht in ankerstaaf per strekkende meter
q0	20.20	[kN/m]	maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf q0=4/π*q_gem
EA	4.68E+05	[kN]	rekstijfheid van de ankerstang (bereken rechts)
Damwand	AZ28-700	[-]	type damwand
EI	1.34E+05	[kNm²]	buigstijfheid van de damwand (zie tabblad 'Damwanden')
c	10000	[kN/m²]	horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter
λ	2.71	[m]	golfengte λ=⁴√(4EI/c)
Geval 2: Loodrecht belaste ankerstang met beperkte doorbuiging			
α	1.677	[-]	ΔF/F bij ongehinderde doorbuiging
y_0	0.19	[m]	maximale ongehinderde doorbuiging
y_n	0.048	[m]	zakking van de grond
n	3.87	[-]	y0/w_grond
	α_n	0.31	
ΔF	104	[kN]	toename axiale kracht als gevolg van doorbuiging
Δf	25	[kN/m]	toename per strekkende meter
F_a;tot	436	[kN]	totale ankerkracht
	104	[kN/m]	ankerkracht per strekkende meter

Berekening zakkende grond op ankerstang Casus 18

Profiel	Case 18 DD265+00		
h_mv	11.57	[m NAP]	maaiveld/bovenkant damwand
h_top	11.07	[m NAP]	niveau bovenkant ankerstang
h_bot	6.07	[m NAP]	niveau onderkant ankerstang (kies gelijk aan bovenkant zand)
β_anker	30	[°]	hoek ankerstang t.o.v. horizontaal
L	10.0	[m]	lengte ankerstang
a	4.2	[m]	h.o.h. afstand ankerstangen
α	9	[-]	belastingfactor α=5 conform CUR en α=9 conform PPL
β	24.0	[-]	modelfactor β=4π² ≈39,5 conform CUR en β=24 conform PPL
Anker	Titan 51/12.5	[-]	type anker (zie tabblad 'Ankers')
D	51.0	[mm]	diameter ankerstang
F_a	192	[kN/anker]	axiale kracht per anker
F	45.71	[kN/m]	axiale kracht in ankerstaaf per strekkende meter
q0	17.70	[kN/m]	maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf q0=4/π*q_gem
EA	3.17E+05	[kN]	rekstijfheid van de ankerstang (bereken rechts)
Damwand	AZ18-700	[-]	type damwand
EI	7.94E+04	[kNm²]	buigstijfheid van de damwand (zie tabblad 'Damwanden')
c	10000	[kN/m²]	horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter
λ	2.37	[m]	golfengte λ=⁴√(4EI/c)
Geval 2: Loodrecht belaste ankerstang met beperkte doorbuiging			
α	2.906	[-]	ΔF/F bij ongehinderde doorbuiging
y_0	0.24	[m]	maximale ongehinderde doorbuiging
y_n	0.014	[m]	zakking van de grond
n	17.08	[-]	y0/w_grond
	α_n	0.08	
ΔF	15	[kN]	toename axiale kracht als gevolg van doorbuiging
ΔF	4	[kN/m]	toename per strekkende meter
F_a;tot	207	[kN]	totale ankerkracht
	49	[kN/m]	ankerkracht per strekkende meter

Bijlage 6 – Vergelijking groene dijk

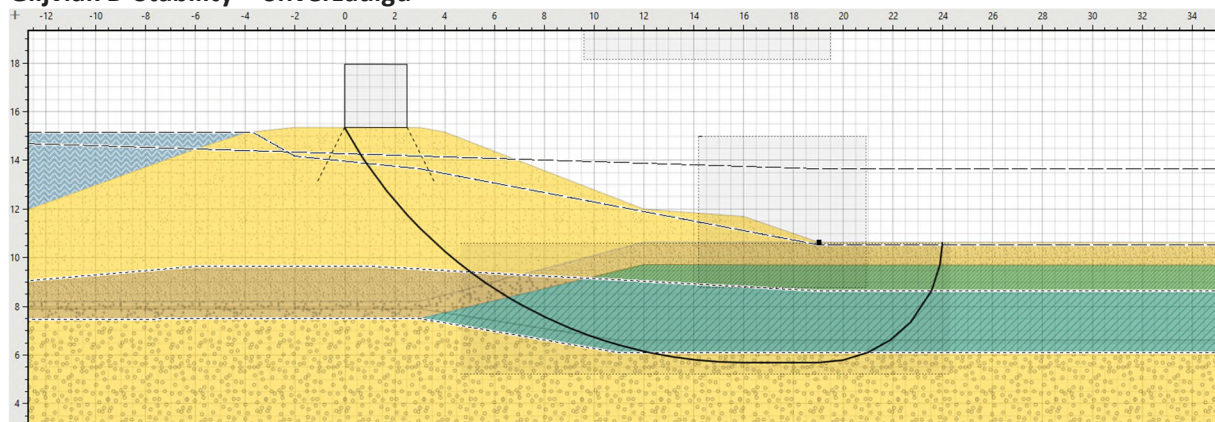
Conform de PPE [11] dient voor de groene dijk, ofwel de situatie zonder langsconstructie, een vergelijking te worden gemaakt tussen Plaxis en D-Stability. De ligging van het glijvlak dient overeen te komen en de verschillen in stabiliteitsfactor moeten beperkt blijven tot maximaal 6%. Deze analyse is uitgevoerd voor 2 profielen, waarvoor ook de schematiseringsfactor is bepaald [17]. Dit betreft casus 7 Tergouw (DD193+00) en casus 13 Slijk-Ewijk (DD233+40).

Casus 7 Tergouw

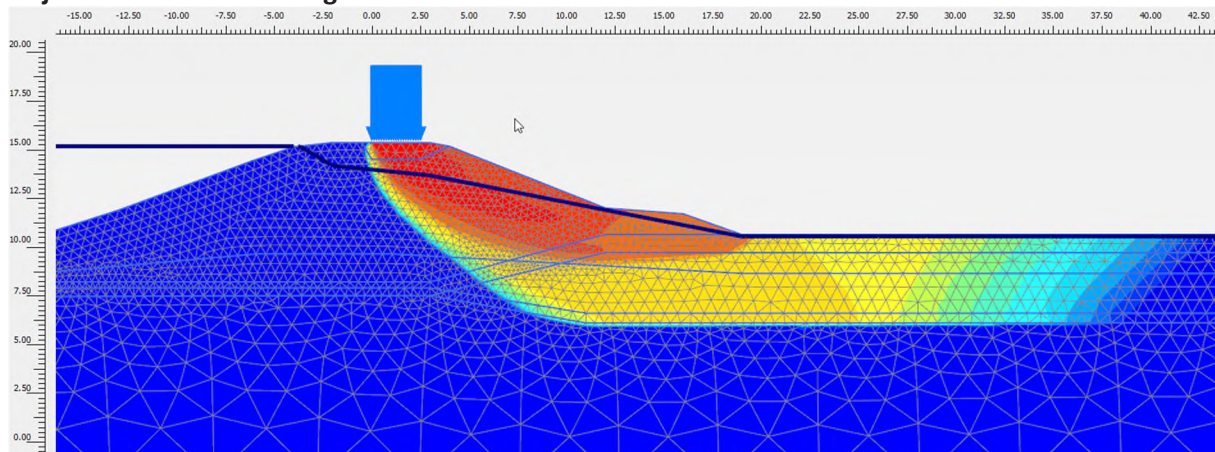
In de huidige situatie is de stabiliteit van de dijk onvoldoende. Om instabiliteit in Plaxis te voorkomen is gerekend met een opschaaftactor. Voor de onverzadigde situatie is een factor van 1,2 gebruikt en voor de verzadigde situatie een factor 1,3. De factor is toegepast op alle grondlagen in zowel Plaxis als D-Stability op de phi (gedraineerde SSC grondlagen) en de S (ongedraineerde Shansep lagen). De schematisering is voor Plaxis en D-Stability gelijk qua bodemopbouw, waterstanden en geometrie. Ook is in beide programma's een fasering met eerst de huidige situatie, de situatie met een lage grondwaterstand en vervolgens hoogwater toegepast. In Plaxis is een phi-c-reductie (safety fase) uitgevoerd om de stabiliteitsfactor (ΣMsf) te bepalen. De resultaten zijn hieronder gegeven.

Situatie	D-Stability S.F.	Plaxis ΣMsf	Vershil (max. 6%)
Onverzadigd (schaalfactor 1,2)	1,39	1,46	+5%
Verzadigd (schaalfactor 1,3)	0,94	0,98	+4%

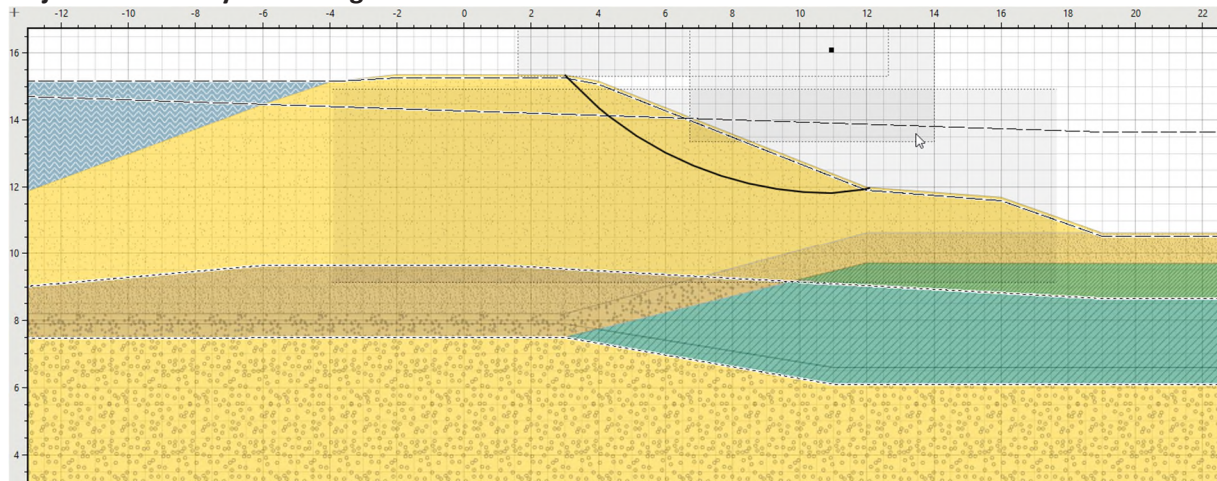
Glijvlak D-Stability – onverzadigd



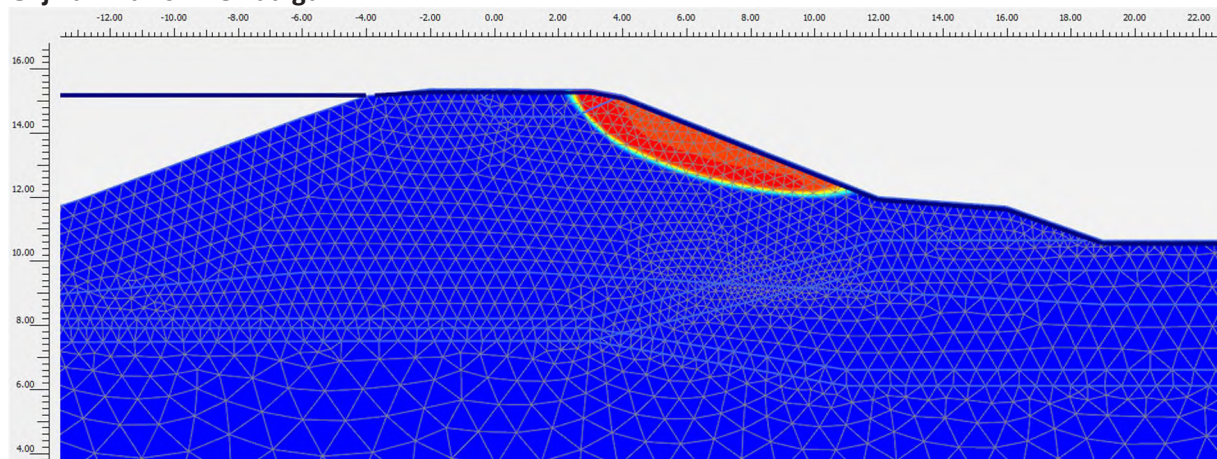
Glijvlak Plaxis – onverzadigd



Glijvlak D-Stability – verzadigd



Glijvlak Plaxis – verzadigd



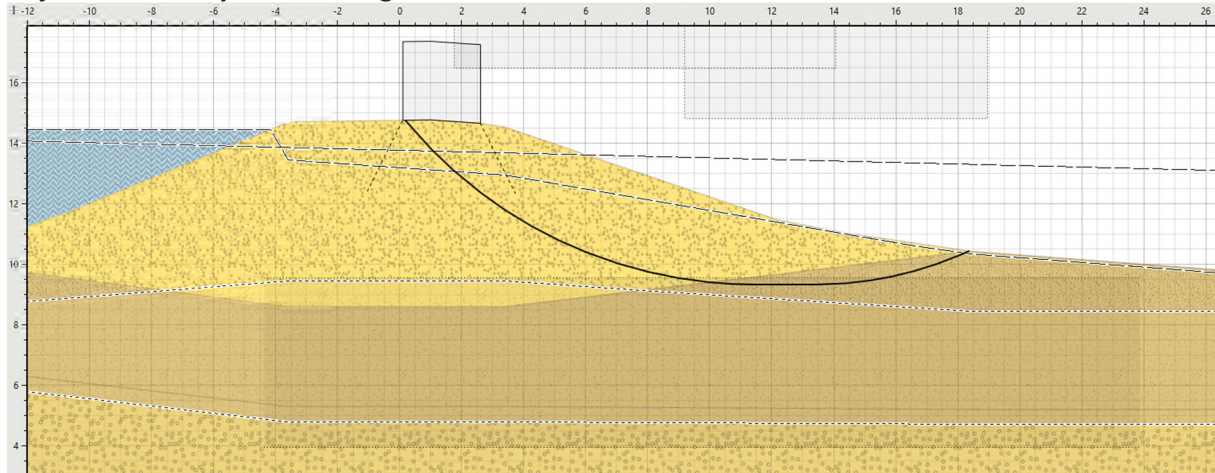
Uit een vergelijking van de glijvlakken blijkt dat de vorm goed overeenkomt. Voor de verzadigde situatie wordt bijna exact hetzelfde glijvlak gevonden. Voor de onverzadigde situatie komt de vorm van het glijvlak onder de kruin goed overeen. In het achterland wijkt het iets af, maar dit is te verklaren doordat in Plaxis een duidelijke oprijfzone optreedt, waar dit in D-Stability minder het geval is. De stabiliteitsfactoren in Plaxis zijn 5% (onverzadigd) en 4% (verzadigd) hoger dan in D-Stability. Hiermee wordt voldaan aan de eis van maximaal 6% verschil.

Casus 13 Slijk-Ewijk

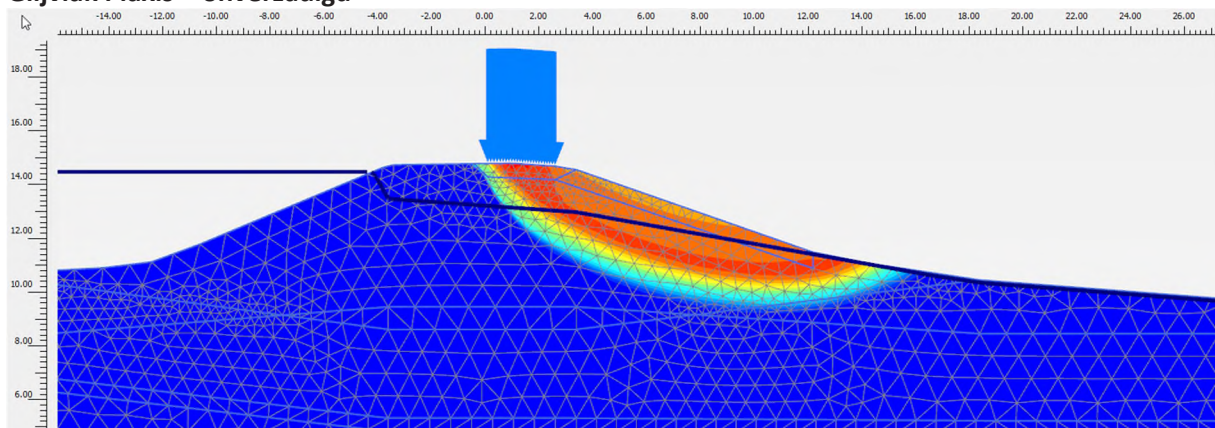
In de huidige situatie is de stabiliteit van de dijk onvoldoende. Om instabiliteit in Plaxis te voorkomen is gerekend met een opschaaftfactor. Voor de onverzadigde en verzadigde situatie is een factor van 1,2 gebruikt. De factor is toegepast op alle grondlagen in zowel Plaxis als D-Stability op de phi (gedraineerde SSC grondlagen) en de S (ongedraineerde Shansep lagen). De schematisering is voor Plaxis en D-Stability gelijk qua bodemopbouw, waterstanden en geometrie. Ook is in beide programma's een fasering met eerst de huidige situatie, de situatie met een lage grondwaterstand en vervolgens hoogwater toegepast. In Plaxis is een phi-c-reductie (safety fase) uitgevoerd om de stabiliteitsfactor (ΣM_{sf}) te bepalen. Deze fase is uitgevoerd met ongedraineerd gedrag (optie 'ignore undr. behaviour' uit). De resultaten zijn hieronder gegeven.

Situatie	D-Stability S.F.	Plaxis Σ Msf	Vershil (max. 6%)
Onverzadigd (schaalfactor 1,2)	1,39	1,38	-1%
Verzadigd (schaalfactor 1,3)	1,14	1,19	+4%

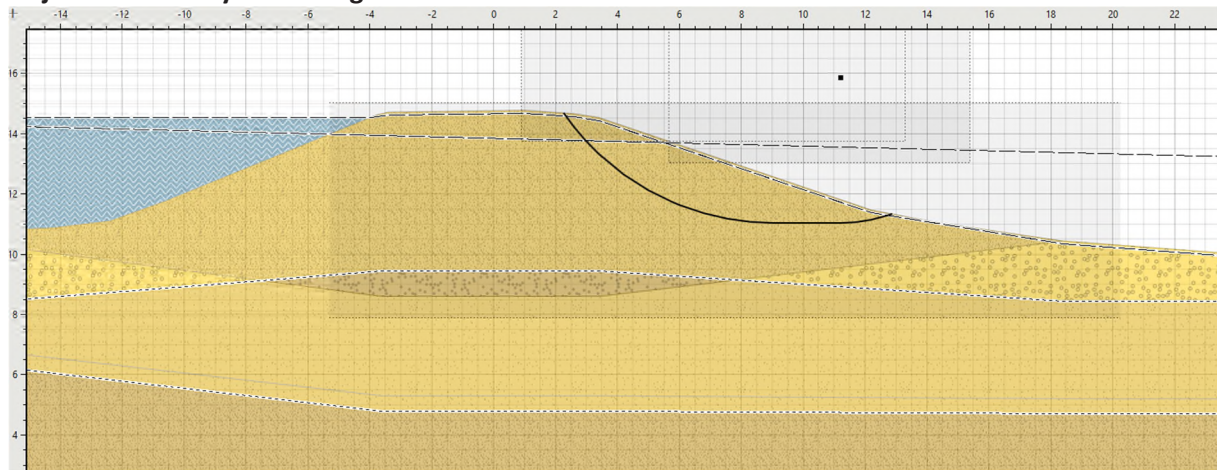
Glijvlak D-Stability – onverzadigd



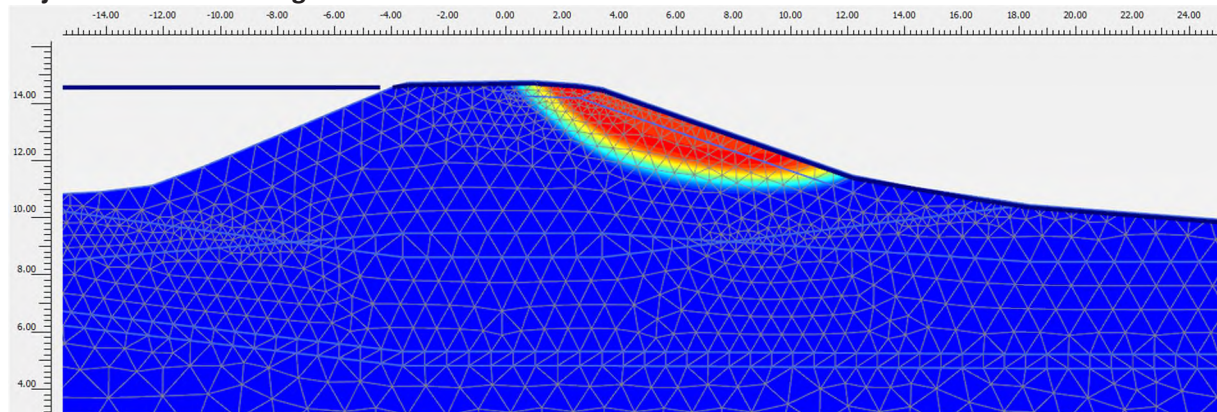
Glijvlak Plaxis – onverzadigd



Glijvlak D-Stability – verzadigd



Glijvlak Plaxis – verzadigd



Uit een vergelijking van de glijvlakken blijkt dat de vorm goed overeenkomt. In zowel de onverzadigde als de verzadigde situatie loopt het maatgevende glijvlak door het binnentalud. De stabiliteitsfactoren in Plaxis zijn 1% (onverzadigd) lager en 4% (verzadigd) hoger dan in D-Stability. Hiermee wordt voldaan aan de eis van maximaal 6% verschil.

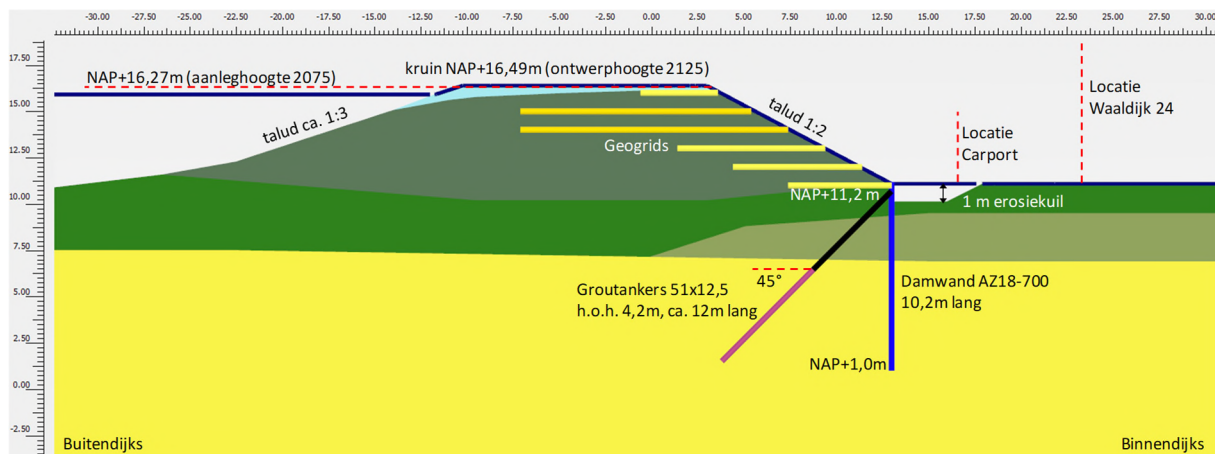
Bijlage 7 – Ontwerp gewapende grond Sprok

In ontwerploop 2 was bij Doornikshof de voorkeur om het huidige steile binnentalud te behouden. Hiertoe is een gewapende grondconstructie ontworpen, in combinatie met een damwand in de binnenteen. Er is ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m.

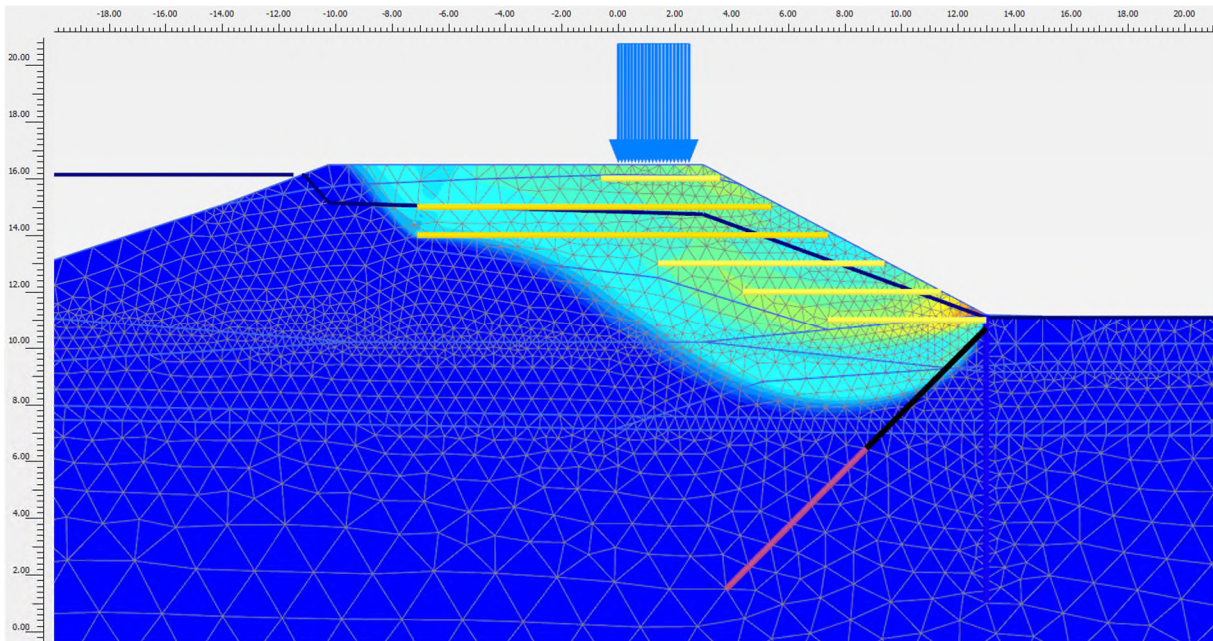
Ontwerp damwand 10 l/s/m met gewapende grond

Omdat er aan de binnenzijde geen ruimte is voor de erosiebestendige zone, dient er gerekend te worden met een erosiekuil. Hierdoor is het, zelfs met de gewapende grond, niet meer mogelijk een onverankerde damwand toe te passen. Deze voldoet niet aan de vervormingseis. Daarom is een ontwerp gemaakt voor een verankerde damwand in de binnenteen van de dijk.

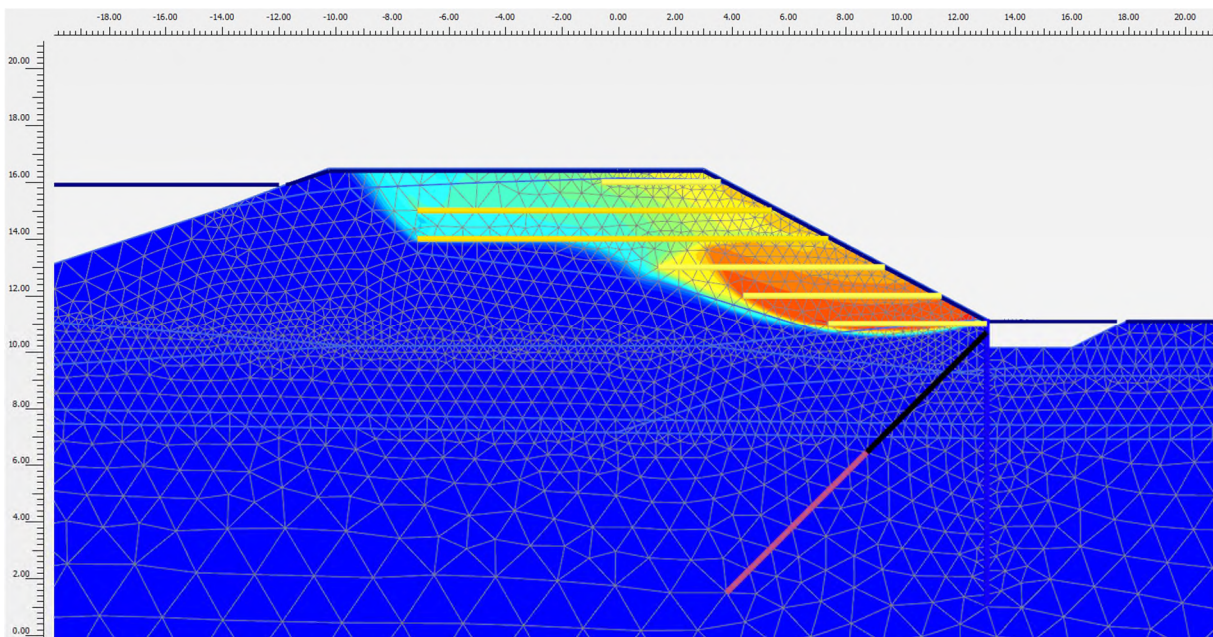
- Ontwerphoogte kruin 2125 NAP +16,49 m (ophoging ca. 0,35 m) t.b.v. damwandontwerp. Kruin wordt aangelegd op ontwerphoogte 2075 (NAP +16,27 m, ca. 0,1 m ophoging).
- Huidig talud 1:1,8 aan de binnenzijde versterkt met geogrids, talud 1:3 aan buitenzijde.
- Voor het ontwerp van de damwand is gerekend met een erosiekuil. Voor de diepte van de erosiekuil is uitgegaan van 1 m en een breedte van 3 m.
- Het mechanisme heave is op deze locatie maatgevend voor de lengte van de damwand. Het heavescherm dient met de onderkant op NAP +1,0 m te komen.
- Verankerde damwand in de binnenteen, AZ18-700, 10,2 m lang (bovenkant op NAP +11,2 m en onderkant op NAP +1,0 m).



DD133+50 Waaldijk 24 – Ontwerp damwand 10 l/s/m overslag met gewapende grond



DD133+50 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de onverzadigde situatie



DD133+50 – Maatgevend bezwijkmechanisme bij 10 l/s/m in de verzadigde situatie

Ontwerp gewapende grond

Het ontwerp van gewapende grond moet als indicatief worden gezien, omdat het niet in detail is getoetst en geoptimaliseerd. Dit komt doordat tijdens het ontwerpproces bleek, dat deze variant niet de voorkeur had. De belangrijkste reden is het niet inpasbaar zijn van de damwand in de teen door de aanwezigheid van een beeldbepalende boom en onvoldoende werkruimte voor het aanbrengen van de ankers. Daarnaast volgt uit de ontwerpberekening dat een significante ontgraving nodig is in de dijk voor de aanleg van de geogrids. De variant met een constructief scherm in de kruin heeft nu de voorkeur. Als in een later stadium toch gewapende grond wordt overwogen, dan moet alsnog in detail naar het ontwerp worden gekeken.

Het ontwerp van de gewapende grond is in 2 stappen uitgevoerd.

1. Berekening met D-Stability
2. Verificatie en aanpassing ontwerp in Plaxis

In D-Stability zijn globaal de benodigde afmetingen van de geogrids bepaald. Vervolgens is met Plaxis het ontwerp van de geogrids en damwand integraal beschouwd. De resultaten zijn gegeven in onderstaande tabel. Hierin zijn het aantal benodigde geogrids, de hoogte in de dijk, de lengte en rekenwaarde van de treksterkte gegeven.

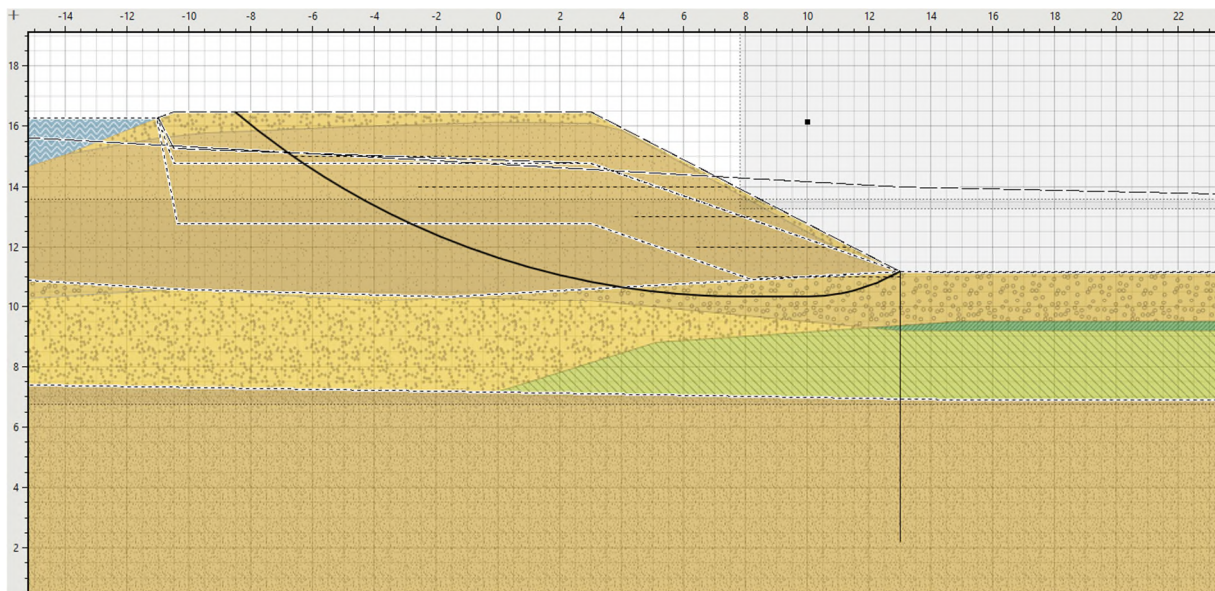
Uit de berekeningen volgt dat Plaxis maatgevend is en langere geogrids nodig zijn dan met D-Stability. Dit komt vooral door de vorm van het glijvlak, dat min of meer cirkelvormig is in D-Stability en de onderkant van de grids volgt in Plaxis. Het extra bovenste grid in Plaxis is nodig, omdat anders een klein glijvlak onder de verkeersbelasting op de kruin ontstaat.

Afmetingen geogrids gewapende grond Sprok

Laag	Niveau [mNAP]	D-Stability		Plaxis	
		Lengte [m]	Sterkte ¹ [kN/m]	Lengte [kN/m]	Sterkte ¹ [kN/m]
0	NAP +16 m	-	-	4,0	26
1	NAP +15 m	12,0	100	12,5	100
2	NAP +14 m	10,0	100	14,5	100
3	NAP +13 m	5,0	26	5,0	26
4	NAP +12 m	5,0	26	5,0	26
5	NAP +11 m	5,0	26	5,0 </td <td>26</td>	26

¹ Rekenwaarde van de treksterkte van het geogrid

Het maatgevende glijvlak in D-Stability is te zien in onderstaande figuur. Het maatgevende glijvlak in Plaxis in bovenstaande figuur.



Maatgevend glijvlak gewapende grond in D-Stability (verzadigde situatie)

Bijlage 8 – POVM ontwerp casus 6

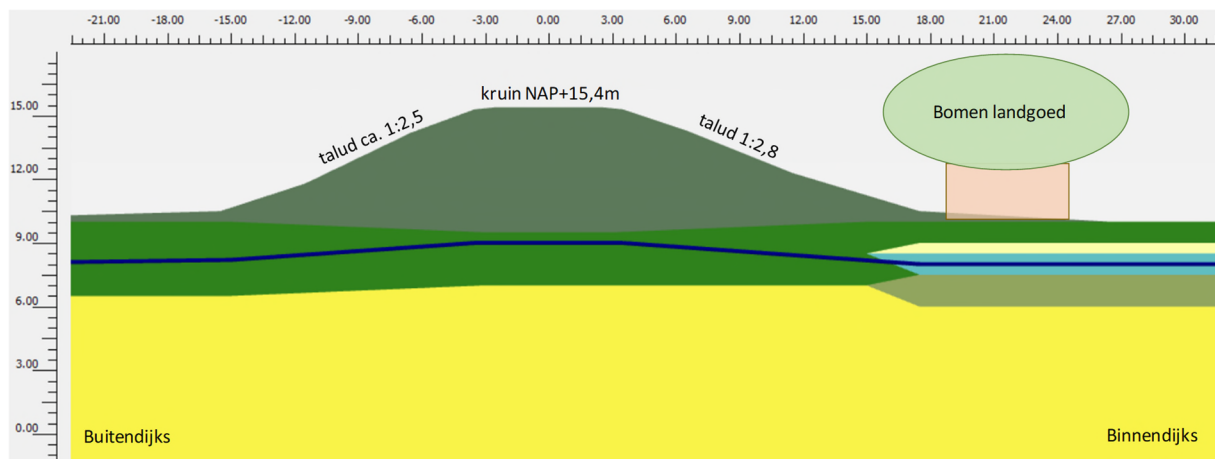
In maart 2020 is de POVM publicatie voor het ontwerpen van stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen beschikbaar gekomen (PPL [10]). Voor situaties waarin een restprofiel achter een langsconstructie kan ontstaan, wordt in de PPL aanbevolen om, naast het in rekening brengen van een restprofiel en reststerkte, een kritiek overslagdebiet van 0,1 l/s/m (zanddijk) of 1 l/s/m (kleidijk) te hanteren voor het faalmechanisme GEKB (Gras Erosie Kruin en Binnentalud). Achtergrond bij deze eis is dat in geval van een afgeschoven profiel (restprofiel) het kritieke overslagdebiet (sterkte van de bekleding) lager is dan de bekleding/grasmat van een niet-afgeschoven binnentalud. De waarden van 0,1 l/s/m en 1 l/s/m zijn pragmatische waarden, die niet expliciet onderbouwd zijn en waarbij enigszins rekening wordt gehouden met de reststerkte van de ondergrond. Het is niet duidelijk hoeveel veiligheid er in deze waarden aanwezig is.

In de POV Macrostabiliteit is onderzocht op welke manier er kan worden omgegaan met hogere overslagdebieten en hoe erosie door overslag in rekening gebracht kan worden. Op basis van de conceptrapportage 'POV Macrostabiliteit – Witte vlekken – Restprofiel bij grote overslag' is het ontwerp voor de verankerde damwand bij casus 6 Buitenplaats Oosterhout uitgewerkt. In deze rapportage wordt een stappenplan gegeven hoe overslag en de erosiekuil in de ontwerpberekening moeten worden meegenomen.

Stap 1) Type dijk

De dijk wordt in de huidige situatie door de volgende zaken gekenmerkt:

- De kruinhoogte van de dijk bedraagt NAP +15,4 m en dient met ca. 0,5 m opgehoogd te worden.
- Het binnentalud heeft een helling van ca. 1:2,8 en voldoet niet aan de stabiliteitseis. Door de bomen van het landgoed is er geen ruimte voor een taludverflauwing. Derhalve wordt er in de ontwerpverificatie voor macrostabiliteit rekening gehouden met een afgeschoven binnentalud (restprofielbenadering).
- De dijk betreft een kleidijk op een kleiondergrond. De deklaag binnendijs heeft een dikte van ca. 4,5 m. Onder maatgevende omstandigheden bij hoogwater is er sprake van opdrijven.



Huidige situatie Buitenplaats Oosterhout

Stap 2) Faalkanseis

De dijk wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m. Dit is hoger dan het kritieke overslagdebiet van 1 l/s/m voor een kleidijk met een restprofiel. Dit betekent dat er bij de

ontwerpverificatie voor macrostabiliteit rekening moet worden gehouden met de situatie met 'significante' overslag.

De dijk wordt ontworpen op een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. De bijbehorende faalkans voor de dijk op doorsnedeniveau is $P_{\text{eis;dsn}} = 2,2\text{E-}7$ en $\beta_{\text{eis;dsn}} = 5,1$ voor de binnenwaartse stabiliteit (STBI).

De kans op een overslagdebiet groter dan de grens tussen wel/geen significante overslag (1 l/s/m) bedraagt 1/2300, dus de faalkans voor mechanisme GEO, STR of SSI gegeven significante overslag op doorsnedeniveau is $P_{\text{T,q}} = 2,2\text{E-}7 / (1/2300) = 5,1\text{E-}4$ en $\beta_{\text{T,q}} = 3,3$. De schadefactoren voor de toetsing van de langsconstructie zijn afgeleid op basis van de standaard faalkansverdeling (damwand 33%, verankering 33% en stabiliteit 33%):

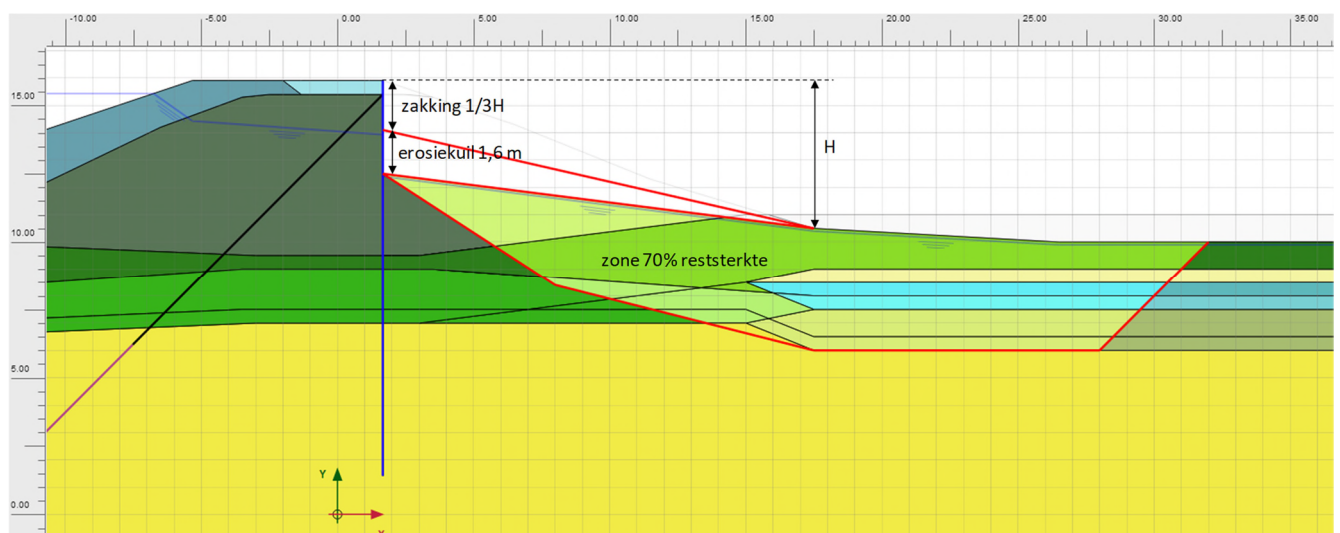
- Zonder significante overslag: $P_{\text{eis;dsn;dw}} = 7,3\text{E-}8$; $\beta_{\text{eis;dsn;dw}} = 5,3$; $\gamma_n = 1,20$
- Met significante overslag: $P_{\text{eis;dsn;dw}} = 1,7\text{E-}4$; $\beta_{\text{eis;dsn;dw}} = 3,6$; $\gamma_n = 0,95$

Stap 3) Rekenwaarde hydraulische belasting

Het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) van de dijk is bepaald voor een overslagdebiet van 10 l/s/m bij een ontwerplevensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125) en bedraagt NAP +15,91 m. Bijbehorende buitenwaterstand bedraagt NAP +15,44 m. Bij de situatie met significante overslag hoort een buitenwaterstand van NAP +15,36 m.

Stap 4) Rekenwaarde erosieprofiel

Het erosieprofiel wordt bepaald voor een kleidijk. Het restprofiel is geschematiseerd met een zakking van 1/3 van de kerende hoogte H (ca. 1,8 m). Op basis van de concept rapportage van de POVM dient voor de situatie met 10 l/s/m overslag en schrale klei in het dijklichaam te worden gerekend met een diepte van de erosiekuil van 1,6 m diep. Dit is in rekening gebracht als een verdere verlaging van het restprofiel, zie onderstaande figuur. De totale zakking van het restprofiel is dus 3,4 m bij een kerende hoogte van ca. 5 m.



Schematisatie restprofiel en erosiekuil

Op basis van een som met intact binnentalud is het maatgevende glijvlak bepaald waarin de sterkte gereduceerd dient te worden bij het aanbrengen van het restprofiel. In deze zone is de gerekend met 70% reststerkte door middel van een reductie van S (alpha in NGI-ADP-S model) met 30%.

Stap 5) Ontwerp stabiliteitswand

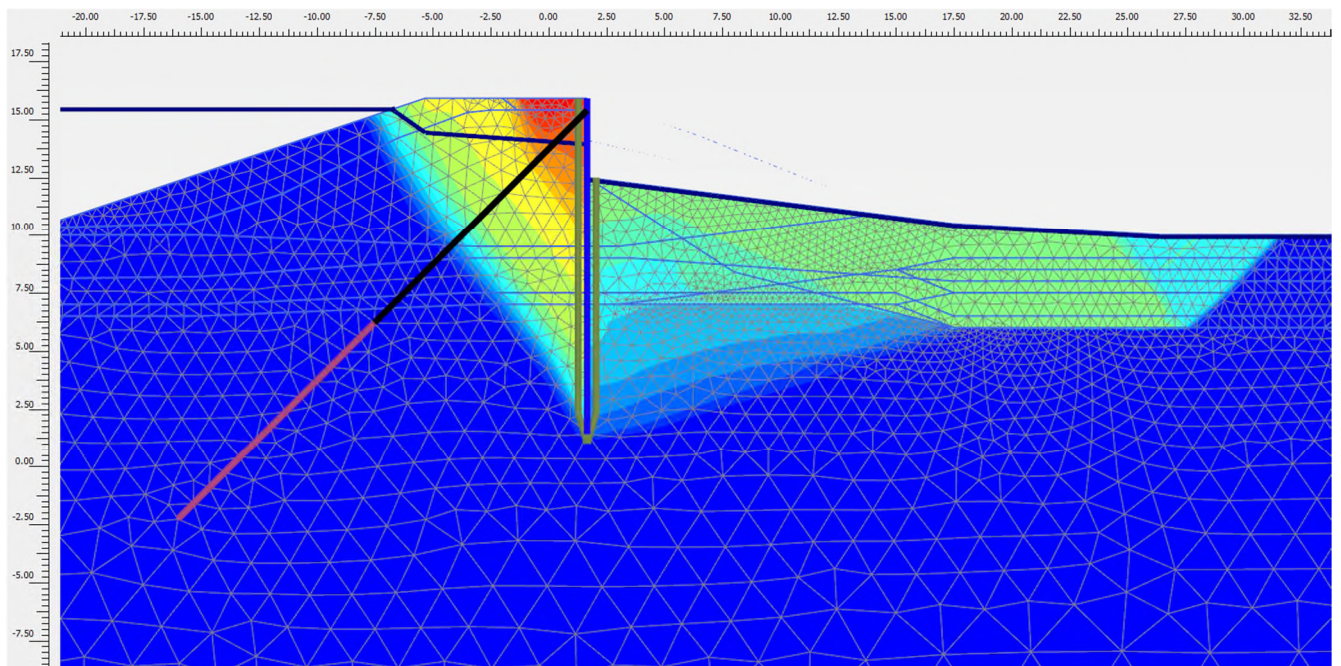
Het ontwerp van de dijkversterking bestaat uit een verankerde damwand in de binnenkruin van de dijk. De kruin wordt opgehoogd met ca. 0,5 m en het buitentalud wordt verflauwd naar 1v:3h. De dijk wordt ontworpen op een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m.

Het ontwerp van de damwand is uitgevoerd met het eindige-elementenprogramma Plaxis conform de [PPL 2020] en [PPE 2020]. De ontwerpberekening van de damwand is uitgevoerd voor zowel de onverzadigde als de verzadigde situatie. Omdat in onverzadigde situatie het restprofiel met een zakking van 1/3H niet stabiel is, is het restprofiel verder verlaagd tot het niveau met erosiekuil. Daarom is in beide situaties met hetzelfde restprofiel gerekend. De verzadigde situatie wordt echter getoetst met een volledig verzadigd dijklichaam en een lagere schadefactor.

De toetsing van de sterkte en stabiliteit van de constructie wordt in Plaxis gedaan door middel van een design approach. De schadefactor (γ_n) en modelfactor ($\gamma_m = 1,06$) worden in rekening gebracht als factor op de gedraineerde sterkte (ϕ) en ongedraineerde sterkte (S). Voor de toets van de stabiliteit wordt een sterktereductie (safety fase) uitgevoerd wordt, waarbij getoetst wordt aan de schematiseringfactor ($\gamma_b = 1,05$).

Uit de ontwerpberekening volgt dat een damwandprofiel AZ18-700 met een lengte van 14,5 m voldoet. De rekenwaarde van het moment in de damwand bedraagt 235 kNm/m en 216 kNm/m voor respectievelijk de onverzadigde en verzadigde situatie. De rekenwaarde van de ankerkracht bedraagt respectievelijk 593 kN/anker en 602 kN/anker.

Het maatgevende bezwijkmechanisme is gegeven in onderstaande figuur. De stabiliteitsfactor (ΣM_{sf}) bedraagt 1,64 voor de onverzadigde situatie en 1,91 voor de verzadigde situatie. Dit is een stuk hoger dan de eis van 1,05. Voor de damwand zijn echter het verticaal draagvermogen en heave (mechanisme STPH) maatgevend, waardoor de damwand langer is dan strikt noodzakelijk voor de stabiliteit.



Maatgevend bezwijkvlak

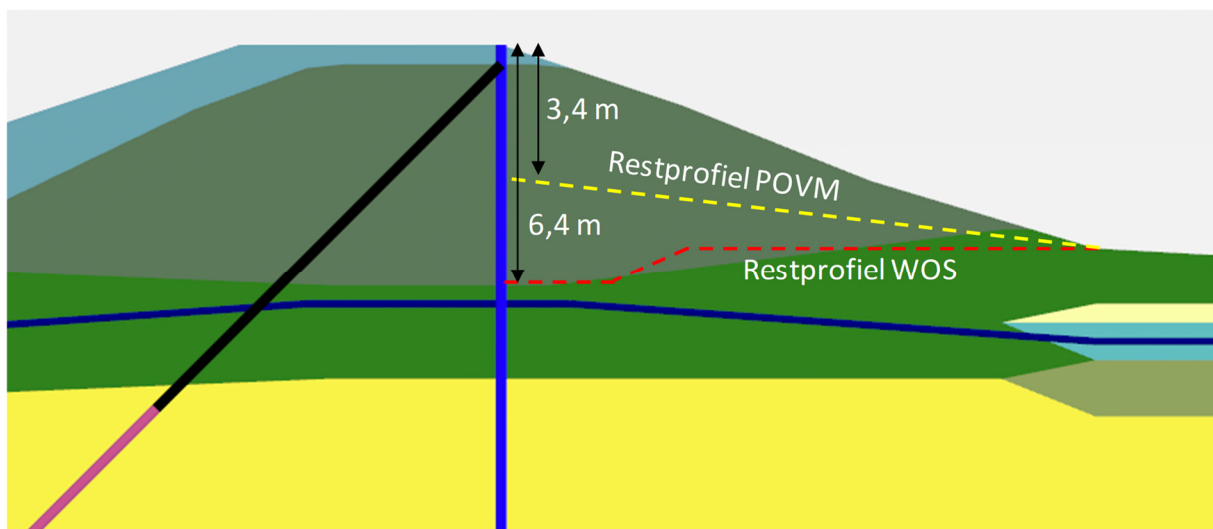
Vergelijking met ontwerp WoS

Een vergelijking van het ontwerp met de erosiekuil conform de WoS methode en conform de POVM methode is gegeven in onderstaande tabel. Hieruit blijkt dat een lichtere damwand en lichtere verankering voldoen bij de POVM methode. Dit komt voornamelijk doordat het restprofiel met de erosiekuil 3 m hoger ligt. Het WOS-restprofiel wordt gedomineerd door de zeer diepe erosiekuil. Het POVM-restprofiel wordt gedomineerd door de afschuiving van het binnentalud, waarbij nog enige verdieping optreedt door erosie. Bij de POVM methode is aanvullend rekening gehouden met een lagere sterkte onder het restprofiel, wat ongunstig is ten opzichte van WOS. Doordat de sterkte in de deklaag echter al zeer laag is door opdrijven, is dit niet dominant in de berekening en is het effect van de lagere sterkte beperkt.

Een ander verschil tussen WOS en POVM is dat bij WOS de erosiekuil in de verzadigde situatie met overslag veel dieper is dan het restprofiel in de onverzadigde situatie zonder overslag. Het gevolg is dat, ondanks de lagere schadefactor, de verzadigde situatie maatgevend en veel ongunstiger is voor het ontwerp dan de onverzadigde situatie. Bij de POVM methode is dit verschil veel minder groot, waardoor de verzadigde situatie niet perse maatgevend is en tot een veel zwaarder ontwerp leidt.

Vergelijking ontwerp WoS en POVM

	Berekening WoS		Berekening POVM	
	Onverzadigd	Verzadigd	Onverzadigd	Verzadigd
Damwand	AZ28-700 15 m lang		AZ18-700 14,5 m lang	
Anker	Ø60,3x16mm hoh 2,8 m		Ø51x12,5mm hoh 2,8 m	
Moment (Ms;d) [kNm/m]	319	559	234	215
Normaalkracht (Ns;d) [kN/m]	165	232	133	115
Dwarskracht (Qs;d) [kN/m]	148	198	113	114
Ankerkracht (FA;st;d) [kN/anker]	774	1010	591	600
Moment (Ms;d) [mm]	21	49	21	24



Restprofiel WOS versus restprofiel POVM