



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5b- maatwerk Ophemertsedijk 16

Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5B- maatwerk
Ophemertsedijk 16

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R-10

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

iv-Infra b.v.

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek



Titel document: Dijkversterking Stad Tiel
Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 5b- maatwerk
 Ophemertsedijk 16
Referentie: INFR200121-R-10
Revisie: 1
Datum: 18 december 2020
Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland
Projectnummer opdrachtgever:
Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	20-11-2020	H.J. Wolters	N. den Adel	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL

Inhoudsopgave

1	Inleiding	6
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
2	Uitgangspunten	10
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	12
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	12
2.4.1.	Bodemopbouw	12
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	14
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	14
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	14
2.6.	Modellering	15
3	Ontwerpresultaten	18
3.1.	Ontwerp langsconstructie	18
3.2.	Aansluiting grondoplossing deeltraject 5B	19
3.3.	Ontwerpkeuzes	19
3.4.	Verificatierapport	20
3.5.	Risico's	20
3.6.	Raakvlakken	21
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	22
3.7.1.	Uitvoeringsfase	22
3.7.2.	Gebruiksfase	22
3.8.	Duurzaamheid	22
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	22
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO ₂ , NO ₂ , etc.)	22
3.9.	Beheer en onderhoud	22
4	Uitvoering	23
4.1.	Fasering	23
4.2.	Installeerbaarheid	23
4.3.	Aandachtspunten uitvoering	24
4.4.	Monitoring	24
5	Ontwerptoetsingen	25



5.1.	Samenvatting rekenresultaten	25
5.2.	Ontwerptoetsingen	25
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	25
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	27
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	27
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	29
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	29
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	30
6	Overdracht DO-fase	31
6.1.	Nader te detailleren	31
6.2.	Niet-beheerste risico's	31
6.3.	Openstaande raakvlakken	32
6.4.	Afgeleide eisen	32
6.5.	Risicoreservering DO-fase	33
BIJLAGEN		34
A.	Ontwerptoetsingen	34
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	34
A.2.	Sterkte verankering	35
A.3.	Sterkte gording	36
A.4.	Verticaal draagvermogen	37
B.	Archiefgegevens pand	38
C.	Bepaling stijghoogte	39
D.	Rekenresultaten	40
E.	Review revisie 0	41

1 Inleiding

1.1. Aanleiding

Een groot deel van de waterkering bij Tiel is in de derde toetsronde afgekeurd. Een deel van dit traject is recent versterkt binnen het project Fluvia Tiel. De versterking van de overige waterkeringen rondom Tiel wordt op orde gebracht met de dijkversterking Stad Tiel. Deze dijkversterking is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Een overzicht van het projectgebied is opgenomen in Figuur 1-1.

Waterschap Rivierenland (WSRL) heeft voor de waterkering binnen het projectgebied van de dijkversterking Stad Tiel een nadere veiligheidsanalyse uitgevoerd waarbij de scope is vastgelegd met inachtneming van de nieuwe norm uit de Waterwet en de laatste rekenregels uit het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).

In 2019 heeft Tauw, met partners H+N+S en Iv-Infra, de verkenningsfase voor deze dijkversterking doorlopen. Hieruit is het voorkeursalternatief (VKA) van de versterking vastgesteld. In de huidige fase van het project wordt het VKA verder uitgewerkt tot een voorlopig ontwerp (VO), met als doel de benodigde vergunningen, zoals Projectplan Waterwet, monumentenvergunning, etc. aan te vragen.

Voorliggende rapportage betreft de VO-rapportage van de langsconstructie ter plaatse van Ophemertsedijk 16. De langsconstructie is een maatwerkoplossing als onderdeel van deeltraject 5B. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [16]. In dit deeltraject wordt aan de binnenzijde van de waterkering een steunberm aangebracht. Ter plaatse van Ophemertsedijk 16 is geen ruimte om deze steunberm in te passen en wordt daarom een langsconstructie aangebracht in het binnentalud. De maatwerkoplossing bevindt zich tussen TG007 en TG008. In Figuur 1-1 is dit aangegeven met de rode pijl.



Figuur 1-1: Bovenaanzicht projectgebied dijkversterking Stad Tiel

1.2. Doel

Het doel van deze ontwerprapportage is het beschrijven van het ontwerp van de langsconstructie ter plaatse van Ophemertsedijk 16 en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

- Damwandtype en planklengte;
- Indicatie verankeringstype en dimensies;
- Indicatie ankerording.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 5B en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [18] en [19].

1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 0) is een conceptversie ter bespreking met Waterschap Rivierenland.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie, waarin opmerkingen WSRL op revisie 0 zijn verwerkt. Een overzicht van de opmerkingen en de verwerking is opgenomen in bijlage E.

1.4. Leeswijzer

In paragraaf 1.5 worden de gebruikte documenten en normen aangegeven. Hoofdstuk 2 beschrijft de locatie specifieke uitgangspunten of uitgangspunten die afwijken van de algemene Technische Uitgangspuntennota TUN [16]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

Normen en Richtlijnen

- [1] Deltares, POV-M Publicatie Stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen, maart 2020
- [2] Deltares, POV-M Publicatie Eindige Elementen Methode, maart 2020
- [3] CUR-publicatie 166, Damwandconstructies, 6^e herziene druk, 2012
- [4] Rijkswaterstaat, Afronding onderzoek vermindering corrosietoetslag damwanden, 2 december 2015
- [5] Kennisplatform Risicobenadering, KPR Factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

Informatie waterschap Rivierenland

- [11] Waterschap Rivierenland, Peilbesluit Alblasserwaard, 13 juli 2018
- [12] Waterschap Rivierenland, Geotechnische parameterset 18 mei 2020

- [13] Waterschap Rivierenland, Memo: Modelling dijksmateriaal voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts, 20 november 2019
- [14] Waterschap Rivierenland, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

Overige referenties

- [15] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [16] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 18 december 2020
- [17] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 18 december 2020
- [18] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 18 december 2020
- [19] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 18 december 2020
- [20] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status concept, 18 december 2020
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020
- [22] Dieseko Group, Product range Piling Rigs, Woltman 90DR
- [23] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [24] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 00, 25-09-2020
- [25] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [26] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).

2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [16]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van de maatwerkoplossing is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Het buitentalud is voorzien van grasbeton bekleding. Op ca. 10 m aan de binnenzijde van de binnenteen is het pand aanwezig. Tussen de binnenteen en het pand is een rij bomen aanwezig. Op de kruin bevindt zich een fiets- en voetpad. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Het pand is gefundeerd op staal.
- Er bevindt zich onder een gedeelte van het pand een kelder met onderzijde op maaiveld minus 2,22 m. Deze kelder bevindt zich aan de voorzijde (dijkzijde) van de woning. De kelder heeft een breedte (haaks op de dijk) van ca. 5 m en een lengte (parallel aan de dijk) van ca. 2,5 m. Een tekening van het pand is opgenomen in bijlage B.
- Er is een trapconstructie aanwezig op het binnentalud ter hoogte van het pand.
- In de binnenkruinlijn is een laagspanningskabel aanwezig t.b.v. de lichtmasten die hier staan.



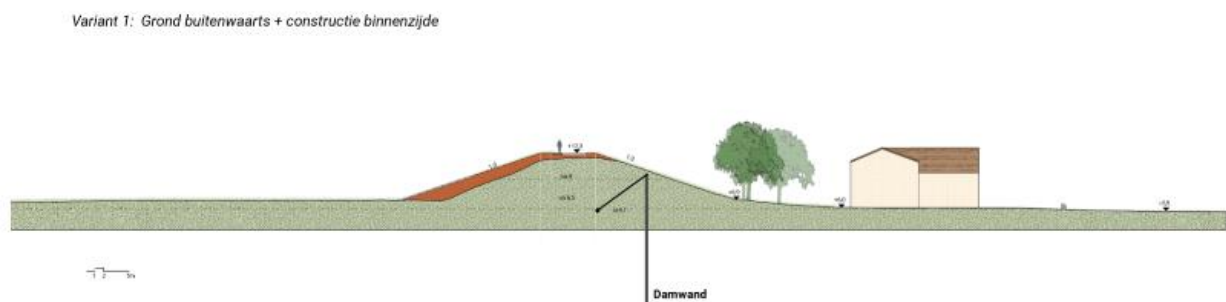
Figuur 2-1: Bovenaanzicht maatwerklocatie Ophemertsedijk 16



Figuur 2-2: Situatie Ophemertsedijk 16

2.2. Nieuwe situatie

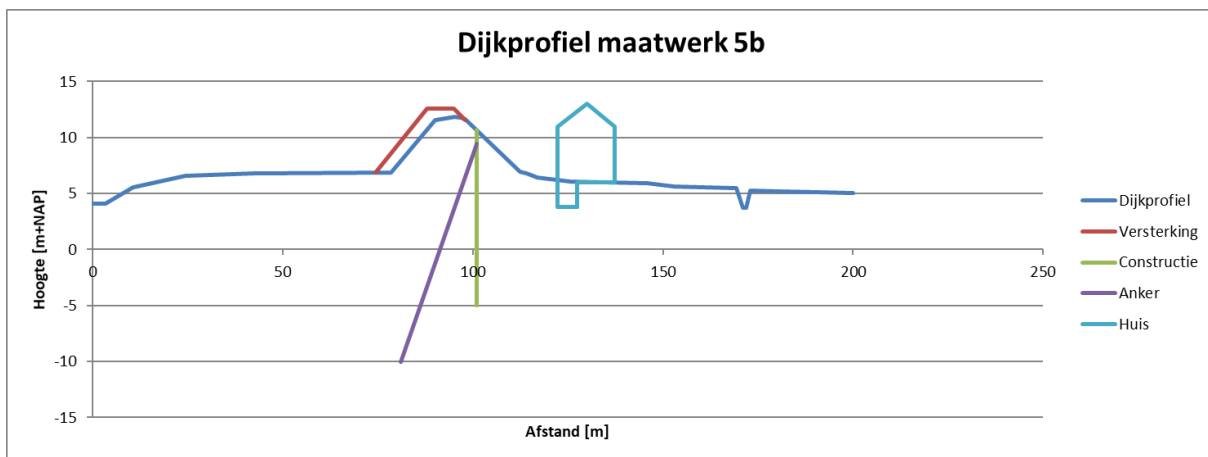
In de nieuwe situatie wordt de kruin van de dijk opgehoogd. Gezien de beperkte ruimte aan de binnenzijde wordt de kruin richting de buitenzijde opgehoogd. In het binnentalud wordt een verankerde damwandconstructie aangebracht ten behoeve van stabiliteit en piping. De langsconstructie wordt onder maaiveld afgewerkt. Een doorsnede van de nieuwe situatie is opgenomen in Figuur 2-3.



Figuur 2-3: Doorsnede nieuwe situatie

2.3. Geometrie

Omdat het een relatief korte strekking betreft is er weinig variatie in geometrie. Er is een snede gekozen ter hoogte van het aanwezige pand. Vanwege de beperkte afmetingen van de kelder onder het pand en de afstand tot de binnenteen van de dijk wordt geconcludeerd worden dat deze NWO verwaarloosbare invloed heeft op de stabiliteit van de waterkering. Het profiel van de dijk, inclusief versterking en de locatie van het pand, is weergegeven in Figuur 2-4.

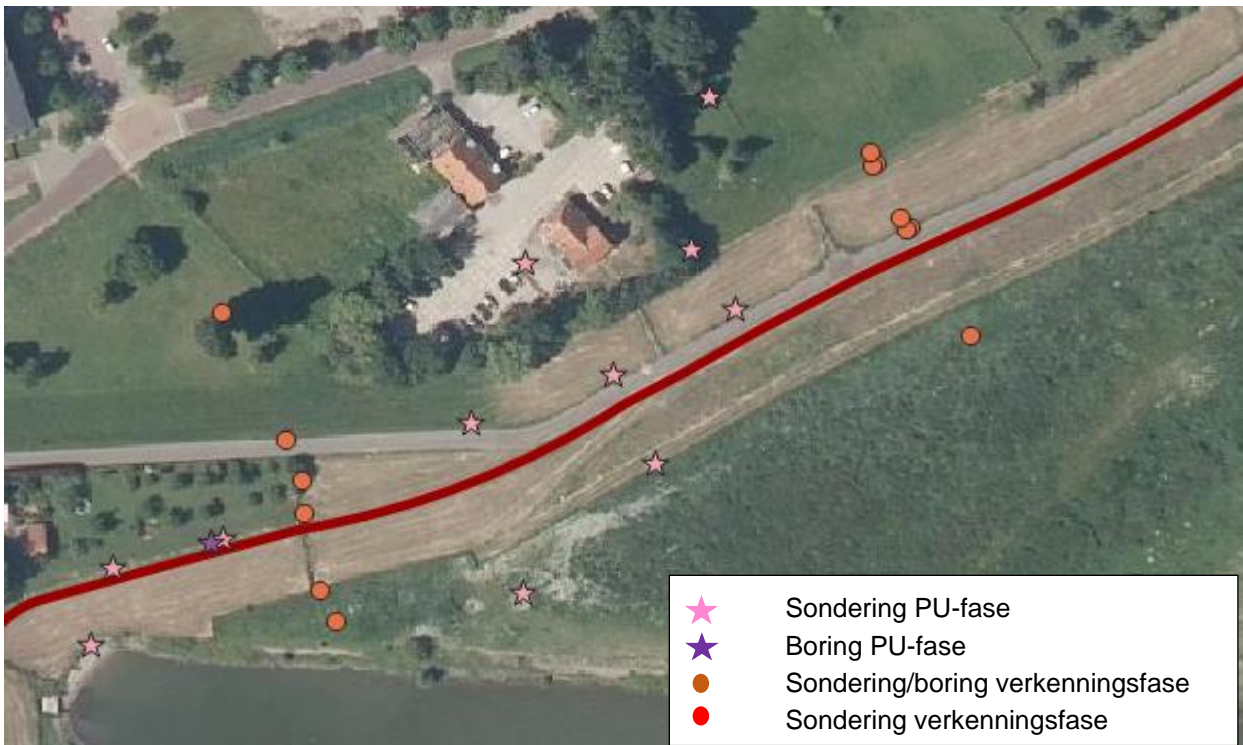


Figuur 2-4: Dijkprofiel maatwerk Ophemertsedijk 16

2.4. Geotechnische uitgangspunten

2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+5,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. Binnendijks is een dunne veenlaag aanwezig. Vanaf een niveau van ca. NAP-2,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [25] en [26], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-5: Grondonderzoekspunten deeltraject 5A

De aangehouden grondopbouw is weergegeven in Tabel 2-1. Er is uitgegaan van de volgende sonderingen en boringen.

- Kruin: 75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)
- Achterland: 75629_DKMP057_(TG007.+046_DKMP2_BIT & TG007.+000_B_BIT)
- Voorland: 75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal	Maaiveld	Dijkmateriaal
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	5,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
-2,0	Zand, pleistoceen	3,5	Veen kleilig 11 kN/m ³
		2,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
		-0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
		-2,5	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal
5,5	Zand Holoceen
3,8	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
2,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
-1,0	Zand Pleistoceen

2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [16] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In sondering "75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)" is in het pleistocene pakket een gemiddelde conusweerstand van 14 MPa gemeten. De conusweerstand in sondering 75629_DKMP06_(TG007.+077_DKMP2_BIK) zijn fors hoger. Hier worden conusweerstand gemeten tussen de 30 en 50 MPa. Deze sondering is maatgevend voor de uitvoerbaarheid, maar wordt niet meegenomen in de ontwerpberekening.

Daarnaast bevindt zich een holocene zandlaag in het buitentalud. De gemiddelde conusweerstand van deze laag bedraagt 7 MPa. Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

Tabel 2-2: Gehanteerde stijfheidsparameters zandlagen

Laag	Q _c gemiddeld	E _{oed;gem}	E _{oed;kar;laag}	E ₅₀	E _{oed}	E _{ur}
Pleistoceen vanaf (NAP-3,00 m)	14	48	32,0	32,0	32,0	96
Holoceen (buitentalud)	7	28	18,6	18,6	18,6	56

2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

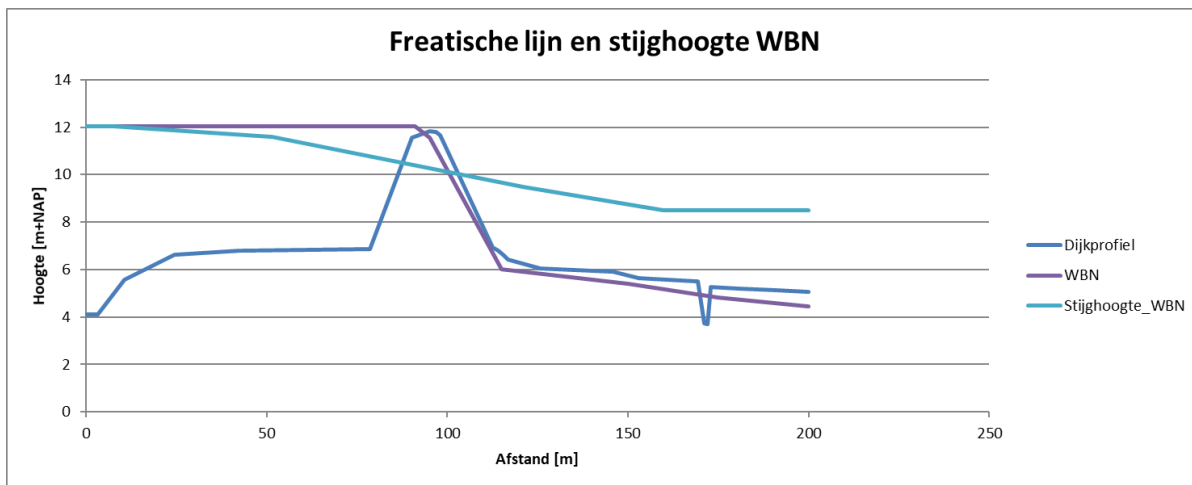
Ter plaatse van de maatwerkoplossing is geen labonderzoek uitgevoerd.

2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 5B:

- WBN NAP+12,05 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,05 m (zichtjaar 2125)
- HBN NAP+12,57 m (zichtjaar 2125 – 10 l/m/s overslag)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,43 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [16]. De modellering voor is weergegeven in Figuur 2-6. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage C.



Figuur 2-6: Freatische lijn en stijghoogte bij WBN

2.6. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [16]:

- Het rekenkundig aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,3 m onder maaiveld. Voor deze langsconstructie betreft dit een niveau van NAP+9,43 m. Het rekenkundig aangrijpniveau van de verankering betreft het niveau tussen het hart van de gording en het hart van het werkelijke aangrijpniveau van het anker in de damwand.
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{10.797} = \frac{1}{2219}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

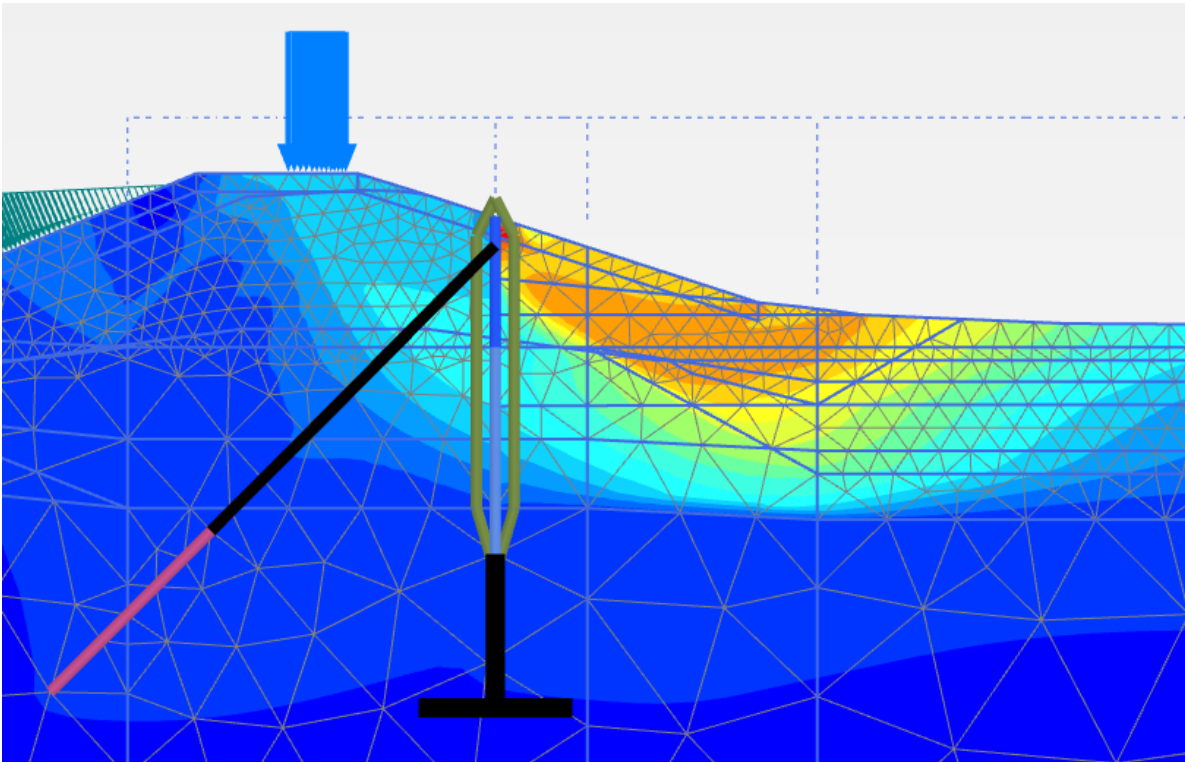
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,32$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,91$$

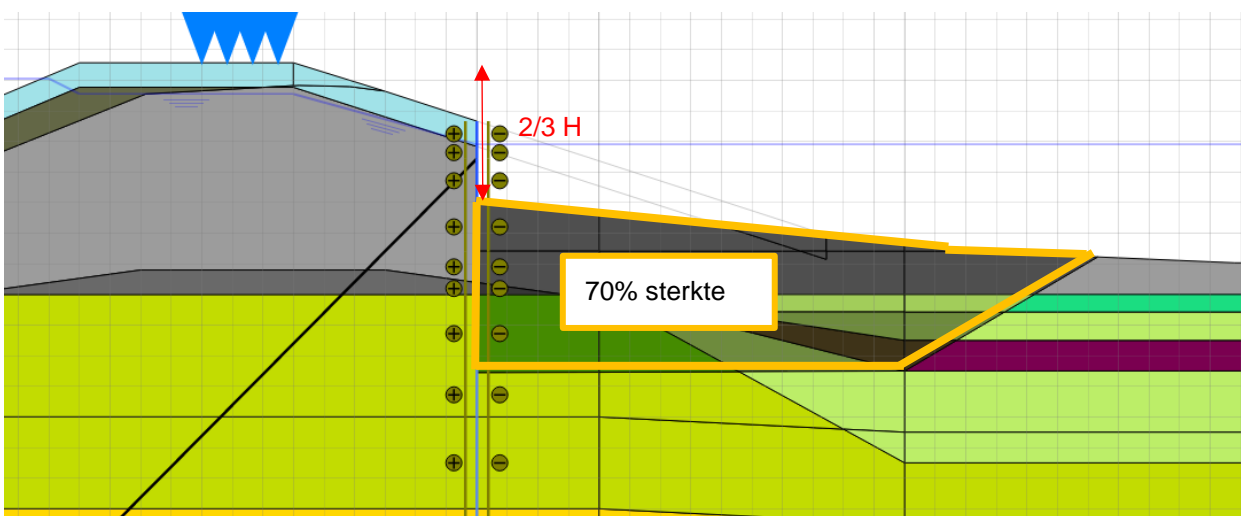
Omdat het product van de schadefactor (0,91) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Voor de toetsing van de binnenwaartse stabiliteit treedt een niet-kritische instabiliteit op achter de damwand in fase 5 en 8, zie het glijvlak in Figuur 2-7.



Figuur 2-7: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 5

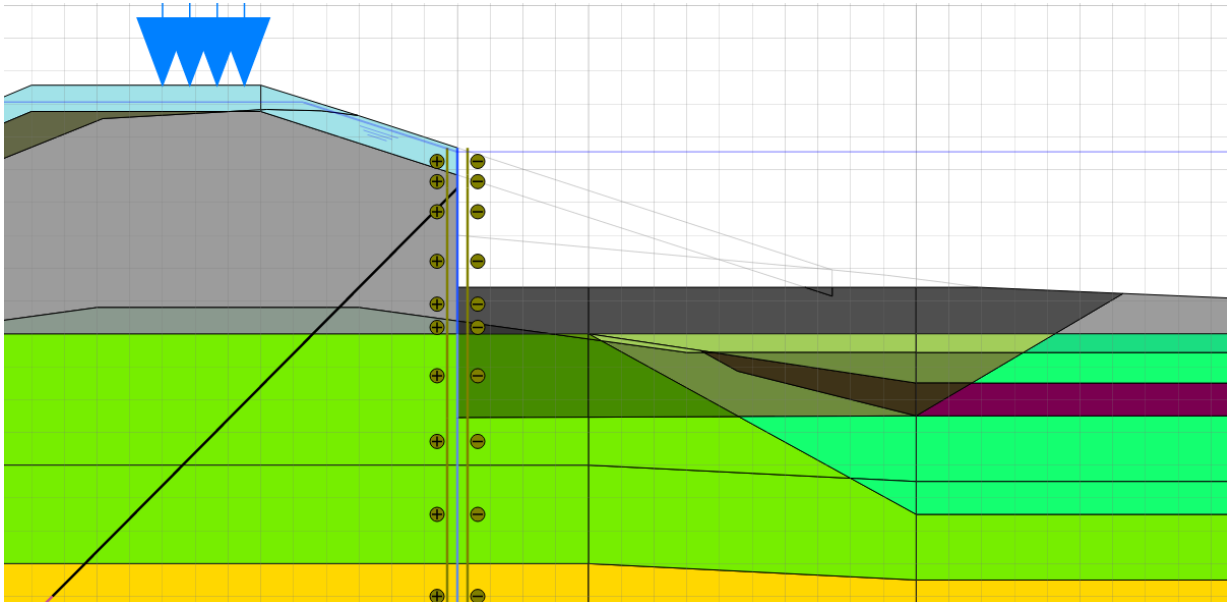
Om deze reden is er in de fases 5, 6, 8 en 9 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-8. Er is gerekend met een kruinzakking van $\frac{2}{3}$ van de hoogte. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-8: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 5 (nadat de partiele factoren in rekening gebracht

worden) hoeft er conform de TUN [16] niet gerekend te worden met een erosiekuil. Voor de situatie met significante overslag is het restprofiel en de freatische lijn echter wel verder verlaagd omdat het restprofiel anders instabiel blijft. De modellering is opgenomen in Figuur 2-9.



Figuur 2-9: Modellering restprofiel STBI significante overslag

3 Ontwerpresultaten

3.1. Ontwerp langsconstructie

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ24-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 3,0 m uit de bestaande binnenkruinlijn [20]. Iedere 2,80 m wordt de damwand verankerd door schroefinjectieankers. Om de belasting vanuit de damwand gelijkmatig over de verankering te verdelen wordt een gording HE 280 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,32 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,57 m. Deze kruinverhoging dient buitenwaarts aangebracht te worden.. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,8 m (tot aan 2125). Het nieuwe buitentalud wordt met een taludhelling van 1:3 aangebracht, zoals in de bestaande situatie aanwezig.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [20].

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ24-700
Staalkwaliteit	S240 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+10 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-4,50 m
Planklengte	ca 15,0 m

* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de kop wordt aangebracht op ca. 80 cm onder huidig maaiveld.

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 17,5 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,28 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 26 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-3,0 m*
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	8,0 m*

* Niveaus en lengte zijn minimaal benodigd voor de vereiste houdkracht. Ter voorkoming van kwel wordt een langer groutlichaam toegepast tot 1,0 m in het holoceen.

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP+9,58 m
Staalkwaliteit	S355

3.2. Aansluiting grondoplossing deeltraject 5B

Ter plaatse van het perceel Ophemertsedijk 16 is lokaal een zwakkere bodemopbouw aanwezig. Ter plaatse van de woning wordt dit ondervangen door het stabiliteitsscherm. Ter hoogte van de perceelgrens geldt dat in deze zone de steunberm lokaal langer uitgevoerd zou moeten worden. Om deze lokale afwijking in de steunberm te voorkomen is gekozen om het stabiliteitsscherm ca. 28 m langer door te zetten. Dit is weergegeven in Figuur 3-1. Het scherm (oranje lijn) is hier aanwezig tot ruim voorbij de bovenzijde van de steunberm. Om een kwelweg te voorkomen wordt het stabiliteitsscherm in het slot aangesloten op het heavescherm in deeltraject 5B.



Figuur 3-1: Bovenaanzicht aansluiting stabiliteitsconstructie en steunberm deeltraject 5B

3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- In hoofdstuk 4 is de installeerbaarheid van de damwanden beschreven. Gezien de zeer zware grondslag waarin de damwanden moeten worden aangebracht (conusweerstand 30 tot 60 MPa) is op voorhand nog niet te zeggen met welke maatregelen de damwanden aangebracht gaan worden. Dit is

onderwerp van nadere studie in de DO fase. In het ontwerp is voor nu daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar moeten zijn.

- Omdat de reikwijdte van drukstellingen (quattro piler) beperkt is, is de locaties van de damwand zo gekozen dat deze bereikbaar is. Om zoveel mogelijk afstand van het pand te bewaren is uitgegaan van het uitvoeren vanaf de kruin. Eventueel kan de kruin hierbij wat afgegraven worden om meer werkruimte te creëren.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de damwand op het niveau van de dagelijkse freatische lijn waterdoorlatend gemaakt. Dit detail wordt in het DO-nader uitgewerkt.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is voldoende ruim om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Om de invloed van zettingen op de ankerstaven zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerstaaf door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerstaaf
- Om de verticale kracht in de damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet-geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.

3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [18].

3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluïderen op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

3.6. Raakvlakken

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

De geïnventariseerde raakvlakken zijn onderstaand weergegeven. Per raakvlak is aangegeven hoe deze is verwerkt in het huidige ontwerp en/of hoe dit raakvlak in de vervolgfasen verwerkt wordt.

Tabel 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
2	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	Deze trap dient tijdens uitvoering tijdelijk verwijderd te worden en na realisatie teruggeplaatst te worden en verhoogd te worden om aan te sluiten bij de nieuwe kruinhoogte. Dit dient nader uitgezocht te worden in het DO.
3	Aansluiting op deeltraject 5B en deeltraject 6	Ter plaatse van TG007 sluit de maatwerkoplossing aan op de reguliere versterking in deeltraject 5B. In dit deeltraject wordt een steunberm aangebracht in het binnentalud. Ter plaatse van TG008 sluit de maatwerkoplossing aan op de	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO verder uitgewerkt. Voor de aansluiting op de steunberm in deeltraject 5B is een principe beschreven in paragraaf 3.2.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
		versterking in dijktraject 6. Hier wordt een verankerde damwandconstructie in het binnentalud uitgevoerd.	

3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien van veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfasen worden nader uitgewerkt in vervolgfases. Aspecten waar in ieder geval rekening mee gehouden wordt:

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)
- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat fietsers en voetgangers tijdelijk geen gebruik kunnen maken van de Ophemertsedijk.

3.7.2. Gebruiksfase

Doordat de damwand volledig onder de grond afgewerkt wordt, zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. Ten aanzien van VGM worden er geen nadelige effecten t.o.v. de huidige situatie verwacht.

3.8. Duurzaamheid

3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik

In de keuze voor de toegepaste materialen wordt rekening gehouden met een levensduur van 100 jaar.

3.8.2. Beperking uitstoot (CO₂, NO₂, etc.)

Om gedurende de uitvoeringsfase de uitstoot zoveel mogelijk te beperken kan in bij de inkoop en realisatie gedacht worden onderstaande maatregelen:

- Bij de keuze voor het toe te passen materieel rekening houden met de uitstoot van het betreffende materieel.
- Grote hoeveelheden materiaal aan te voeren over het water en realisatie van een of meerdere loslocaties;
- Tijdelijke opslag van materialen zoveel mogelijk op een depot in of nabij het projectgebied
- Vervoerbeweging (bijvoorbeeld materiaal van- en naar opslag) zo veel als mogelijk te beperken.

3.9. Beheer en onderhoud

Voor de langsconstructie geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Aandachtspunt tijdens de visuele inspecties van de waterkering is om alert te zijn op 'kuilen' of scheurvorming in de zone rondom de langsconstructie. Indien dergelijke schadevormen aangetroffen worden is het aan te bevelen om lokaal de constructie op te graven en te inspecteren.

4 Uitvoering

4.1. Fasering

In de VO-fase wordt uitgegaan van de volgende indicatieve fasering:

- 1 Werkplateau maken op de kruin (mogelijk dient de kruin verlaagd te worden om meer ruimte te creëren voor materieel)
- 2 Graven heisleuf in binnentalud
- 3 Aanbrengen damwand (drukkend) vanaf de kruin
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf de kruin over de kop)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 100 kN per anker)
- 7 Aanbrengen kruinverhoging
- 8 Aanbrengen nieuw fiets/voetpad op de kruin

4.2. Installeerbaarheid

Ter hoogte van de maatwerklocatie zijn de omstandigheden echter sterk afwijkend ten opzichte van de reguliere trajecten. Sondering 75629_DKMP060_(TG007.+077_DKMP2_BIK) laat in het pleistoceen zeer hoge conusweerstand zien tussen de 35 en 50 MPa met enkele uitschieters tot 60 MPa. In de andere sondering die beschikbaar is in de binnenkruin en ook op andere locaties rondom de maatwerklocatie worden dergelijke hoge waarden niet aangetroffen. Ter plaatse van de maatgevende sondering moet de damwand ca. 4 m in dit zandpakket geplaatst worden.

Met de beschikbare literatuur is op voorhand niet te onderbouwen met welke maatregelen deze damwanden schadevrij op diepte kunnen komen en welke slagkracht hiervoor nodig is. Het is daarom niet zinvol om voor deze situatie een dergelijke analyse uit te voeren. Er wordt verwacht dat maatregelen noodzakelijk zijn om de damwanden schadevrij op diepte te krijgen. Dit kunnen een of meerdere van de volgende maatregelen zijn:

- Fluïderen
- Voorboren
- Toepassen zwaardere damwandplank
- Trillen (indien toelaatbaar i.v.m. met aanwezige belending)
- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen

Deze maatregelen worden in de DO fase, eventueel in overleg met een uitvoerende partij, nader onderzocht. Daarbij moet ook gekeken worden naar de invloed van de installatie op het pand Ophemertsedijk 16. Voor de naastgelegen dijktrajecten 5A en 6 is een trillingspredictie uitgevoerd waaruit kan worden geconcludeerd dat voor de maatwerklocatie 5B naar verwachting ook maatregelen noodzakelijk zijn om de trillingen te reduceren.

4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

4.4. Monitoring

Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van Ophemertsedijk 16 uit te voeren en de achterliggende gebouwen. In het DO wordt nader bepaald voor welke objecten dit noodzakelijk is en of er meer aspecten gemonitord dienen te worden.

5 Ontwerptoetsingen

5.1. Samenvatting rekenresultaten

In Tabel 5-1 is een samenvatting gegeven van de rekenresultaten. De volledige berekeningsresultaten zijn opgenomen in Bijlage D, in paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

Tabel 5-1: Overzicht rekenresultaten (exclusief schematiseringsfactor of belastingeffectfactor)

Rekenresultaat	Einheid	Waarde	Maatgevende rekenfase ¹
Stabiliteitsfactor	[-]	1,22	6b
Moment	[kNm/m]	237	6a
Dwarskracht	[kN/m]	156	9a
Normaalkracht	[kN/m]	221	8
Ankerkracht	[kN/m]	294	9a
Horizontale vervorming constructie	[mm]	20	7c
Horizontale verschilvervorming binnentent-buitentent	[mm]	75	7c
Kruindaling	[mm]	nihil	7c

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing voorwand (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2 en SSI-2 Sterkte en houdkracht verankering paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl. verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.6

Omdat er doorgaande constructies toegepast worden is snijden van grond (GEO-2) geen relevant faalmechanisme, dit mechanisme is daarom niet getoetst.

5.2. Ontwerptoetsingen

5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag.

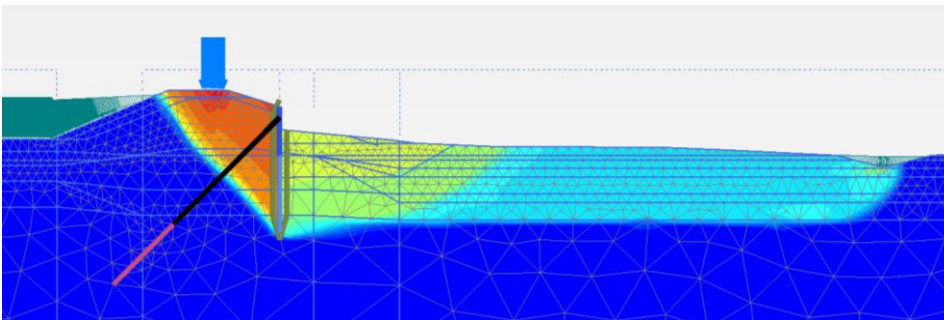
Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2.

Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

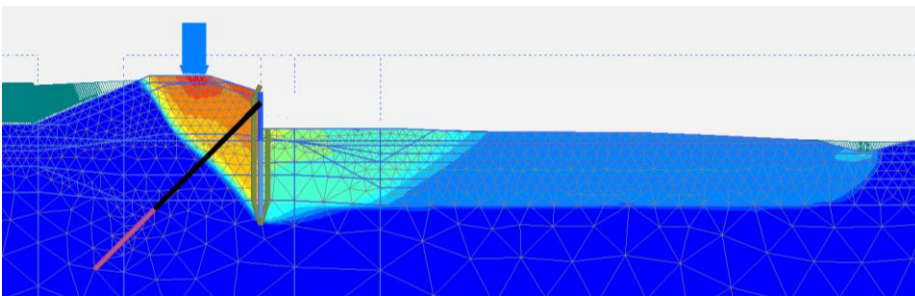
¹ In principe is het niet noodzakelijk om de maatgevende snedekrachten uit verschillende rekenfasen te combineren. Aangezien de verschillen beperkt zijn is gekozen om voor de verschillende rekenkrachten de maatgevende te hanteren, ongeacht in welke rekenfase dit optreedt.

- Geen significant overslag : 1,22
- Significant overslag 1,41

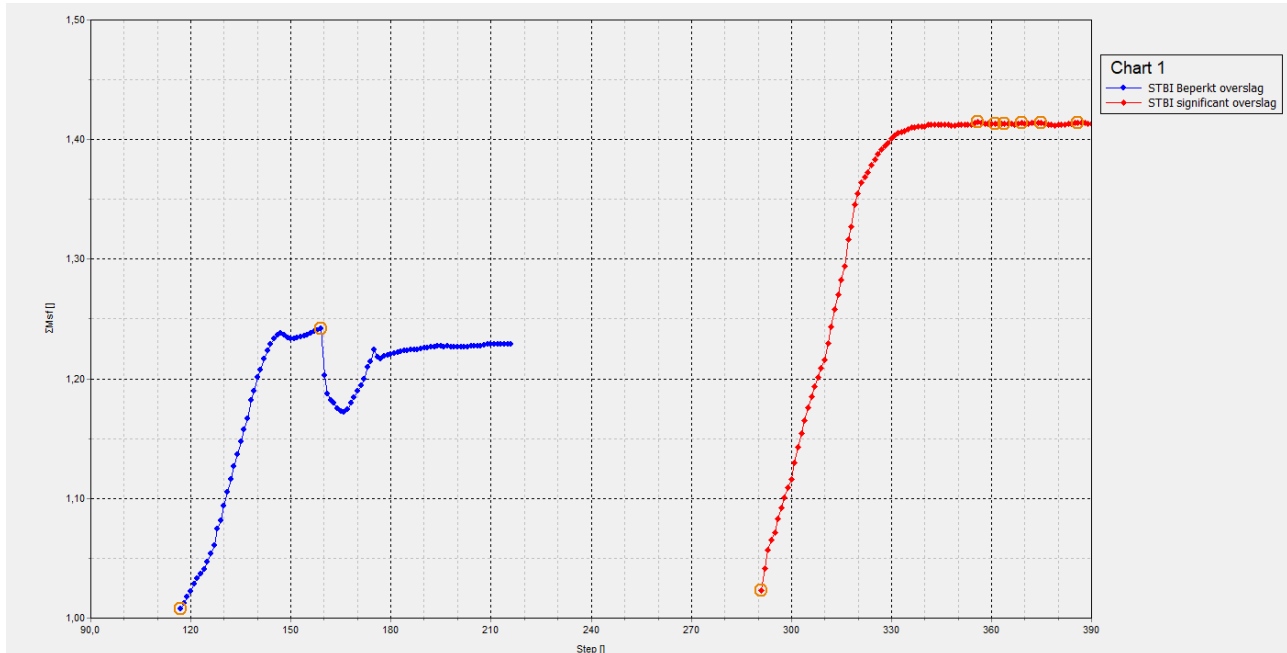
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [16]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significante overslag



Figuur 5-3: Berekende geotechnische stabiliteitsfactor

5.2.2. STR-1: Toetsing damwand/combiwand

De sterkte van de voorwand is getoetst in bijlage A.1. Hierbij is rekening gehouden met het verschil in corrosiesnelheden in de zone tot onder de dagelijkse grondwaterstand en de zone daaronder. De reductiefactor voor de sterkte van het profiel is bepaald in durability [23]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{1815}{2430} = 0,68$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{2175}{2430} = 0,85$

Er is getoetst aan de volgende krachten (i.c.m. $\gamma_{MO}=1,1$). Aangezien de verschillen in snedekrachten tussen zone A en B beperkt zijn is alleen controle in zone A gemaakt, uitgaande van de maximale snedekrachten in de wand.

- Moment: $M_{ed} = 237 * 1,1 = 261$ kNm/m Maximum in fase 6a
- Dwarskracht: $V_{ed} = 156 * 1,1 = 172$ kN/m Maximum in fase 9a
- Normalkracht: $N_{ed} = 221 * 1,1 = 243$ kN/m Maximum fase 8

De damwand voldoet ruim op sterkte. Er is echter gekozen om de damwand niet op sterkte te optimaliseren vanwege de risico's m.b.t. inbrengbaarheid, zie hoofdstuk 4.

5.2.3. STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering

De verankering is getoetst in bijlage A.2 Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{\max}=294*1,1=323$ kN/m berekend in fase 9a
- P_{\max} voor ankeruitval= $176*1,1=194$ kN/m berekend in fase 7c

De maatgevende sondering is de sondering “75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)”. Er is een gemiddelde conusweerstand van ca. 12 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesloten op 15 MPa, conform [10] voor schroefinjectieankers. Daarnaast is de conusweerstand (voorafgaand aan afsnuiting) als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden gereduceerd. Deze reductie bedraagt 8%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$: waarin:
 - γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
 - σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
 - σ'_i is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van het hart van het groutlichaam in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met ‘dagelijkse omstandigheden’.
 - $\sigma'_i = 188$ kN/m²
 - σ'_d de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]
 - σ'_d is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van het hart van het groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
 - $\sigma'_d = 159$ kN/m²
 - $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{159}{188}} = 0,92$

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de verankering voldoet.

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen in rekening gebracht. De toename van de ankerkracht is berekend conform de methode uit CUR166 [3] met de aanpassingen zoals beschreven in de TUN [16]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 92 kN/anker² bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 100 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De totale toename bedraagt: 92+100=192 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 214 kN/anker (inclusief modelfactor 1,25) ingevoerd.

Een aantal van de uitgangspunten die de grootste invloed hebben op de berekening is onderstaand benoemd:

- De ongecorrodeerde doorsnede van de ankerbuis.
- De horizontale beddingsconstante voor het materiaal achter de damwand is conservatief hoog ingeschat. Er is uitgegaan van een waarde gelijk aan 10.000 kN/m³/m, dit komt overeen met ‘vaste klei’.

² Toeslag is inclusief modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$.

- De inrekening gebrachte zakking bedraagt 0,03 m. Dit is de verwachte zakking ten gevolge van autonome bodemdaling. Deze zakking is conservatief nog niet omgerekend naar een loodrechte zakking op de ankerbuis en is over gehele lengte van de ankerstang constant verondersteld.

5.2.4. STR-2: Sterkte gording

In het VO is het ontwerp van de gording gebaseerd op basis van vereenvoudigde formules. Het gordingprofiel is daarmee indicatief. In het DO wordt een gedetailleerder ontwerp van de gording en verbindingen gemaakt. De gordingberekening is opgenomen in bijlage A.3. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{\max}=294*1,1=323$ kN/m berekend in fase 9a
- P_{\max} voor ankeruitval= $176*1,1=194$ kN/m berekend in fase 7c

De unity checks zijn kleiner dan 1,0 waarmee de gording voldoet.

5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie is bepaald op basis van de maximale waarde van:

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand
- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium
- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

- De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-2,0 m (sondering "75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)") of hoger. Met het teenniveau van NAP-4,5 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [19] en bedraagt NAP-2,23 m. Met het teenniveau van NAP-4,5 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

- 3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)". De damwand voldoet op draagvermogen bij een inheinniveau van NAP-4,5 m (draagvermogen 218 kN/m). Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de ankergording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 205 kN/m en is berekend in fase 8. In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- 30% reductie van de conusweerstand ten gevolge van het trillend installeren van de damwanden (in principe wordt uitgegaan van drukkend installeren, in de toetsing op draagvermogen is echter rekening gehouden met de situatie dat de laatste meters van de damwand getrild worden)
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 8%. De reductie is als volgt bepaald:

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

- γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand q_c [-]
- σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
- σ'_i is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
 $\sigma'_i = 168 \text{ kN/m}^2$
- σ'_d de effectieve spanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]
 σ'_d is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
 $\sigma'_d = 141 \text{ kN/m}^2$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{141}{168}} = 0,92$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt $(1 - 0,7 * 0,92) * 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-4,5 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan. Opgemerkt wordt dat het verticaal draagvermogen maatgevend is in de bepaling van de damwandlengte. Vanuit de faalmechanismen binnenwaartse stabiliteit van de waterkering en heave bezien is een korter scherm toelaatbaar.

5.2.6. Vervormingen constructie en dijklichaam

Conform de PPL dient er aan de volgende eisen voldaan te worden:

- 1 De kruindaling mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 2 De horizontale vervorming van de binnenteen t.o.v. de buitenteen mag niet meer dan 0,1 m bedragen;
- 3 De horizontale vervorming van de constructie mag niet meer dan 0,1 m bedragen;

In de toetsing van de vervormingseisen dient gerekend te worden met een schematiseringsfactor van 1,3 [1]. Onderstaand wordt per eis aangegeven of hier aan voldaan is.

- De berekende daling van de kruin in fase 7c is nihil. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 7c bedraagt 0,07 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 7c bedraagt 0,02 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,03 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

6 Overdracht DO-fase

6.1. Nader te detailleren

De volgende punten dienen in de DO-fase nader uitgewerkt te worden:

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- De aansluiting van de langsconstructie op versterking in deeltraject 6 en op de steunberm in dijktraject 5B.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Het verwerken van de uitkomsten van het geotechnisch labonderzoek in het ontwerp..
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (bouwkundige opname, etc)
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
 - Gekozen meshfijnheid controleren
 - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
 - Toegepaste tolerantie controleren
 - Invloed modelgrenzen controleren

6.2. Niet-beheerste risico's

Voor de vervolgfase gelden de volgende niet beheerste risico's :

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond De Voor deze maatwerkoplossing geldt een verhoogd risico. De twee meest nabije sonderingen zijn beide afgebroken door ofwel obstakel of te hoge zandweerstand.	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare	Anker onbruikbaar of onvoldoende	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
4	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	onderzoek 2) Obstakel geraakt 1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	belastbaar 1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen 1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren op het ontwerp. In het DO wordt onderzocht wat de impact hiervan is op het ontwerp.

6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Tabel 6-1: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidingen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
2	Trapconstructies	In het binnentalud bevindt zich een trapconstructie	Deze trap dient tijdens uitvoering tijdelijk verwijderd te worden en na realisatie teruggeplaatst te worden en verhoogd te worden om aan te sluiten bij de nieuwe kruinhoogte. Dit dient nader uitgezocht te worden in het DO.
3	Aansluiting op deeltraject 5B en deeltraject 6	Ter plaatse van TG007 sluit de maatwerkoplossing aan op de reguliere versterking in deeltraject 5B. In dit deeltraject wordt een steunberm aangebracht in het binnentalud. Ter plaatse van TG008 sluit de maatwerkoplossing aan op de versterking in dijktraject 6. Hier wordt een verankerde damwandconstructie in het binnentalud uitgevoerd.	De aansluiting of overgang tussen deze twee constructie types wordt in het DO uitgewerkt. Voor de aansluiting op de steunberm in deeltraject 5B is een principe beschreven in paragraaf 3.2.

6.4. Afgeleide eisen

- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 100 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorbereiden of fluïderen) t.b.v. het installeren van de damwand. De invloed van deze maatregelen op ontwerp van de langsconstructie wordt in de DO-fase onderzocht. Er is een risico dat de damwand hierdoor zwaarder en/of langer uitgevoerd moeten worden. Om dit risico te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ28-700 S355GP, lengte 17 m.



BIJLAGEN

A. Ontwerptoetsingen

A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

Controle doorsnede damwand

conform NEN-EN 1993-5:2008 + NB:2012 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1, 2 en 3 profielen)



Project Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra INFR200121
Onderdeel Maatwerk 5B controle doorsnede damwand
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ24-700
 type damwandprofiel Z-plank
 staalsoort S 240 GP
 Toelaatbare staalspanning f_y 240 N/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)* I 9.40 m
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)** β_B 1.0
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)** β_D 1.0

Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

* zie tabblad controles (3) voor betreffende figuur/tabel. Indien knik niet van toepassing is vul in: n.v.t.

** bepaald aan de hand van CUR166 (2012)

Invoer: corrosie

Boven dagelijkse waterstand 0 mm
 Onder dagelijkse waterstand 0 mm
 permanent onder water 0 mm
 grond 0.0 mm

Handmatig opgeven corrosiefactor****

corrosiefactor Zone A 0.68
 corrosiefactor Zone B 0.82
 corrosiefactor Zone C 1.00
 corrosiefactor Zone D 1.00

ja

*** nee: corrosiefactor = flensdikte gecorrodeerd / flensdikte ongecorrodeerd

ja: gebruik maken van rekensheet / rekenprogramma en factor handmatig invullen

Invoer: snedekrachten

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
=	M_{ed}	261	0	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	172	0	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	243	0	0	0 kN/m

Invoer: partiële veiligheidsfactoren (o.b.v. NB)

γ_{M0} 1.00
 γ_{M1} 1.10
 γ_{M2} 1.25

SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.66	0.00	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.51	0.00	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.00	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	0.56	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.51	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

A.2. Sterkte verankering

Bijlage X**Controle zelfborende ankers en schroefinjectieankers**

bron: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.5 en 4.9.6 en NEN 9997-1+C2:2017 NL

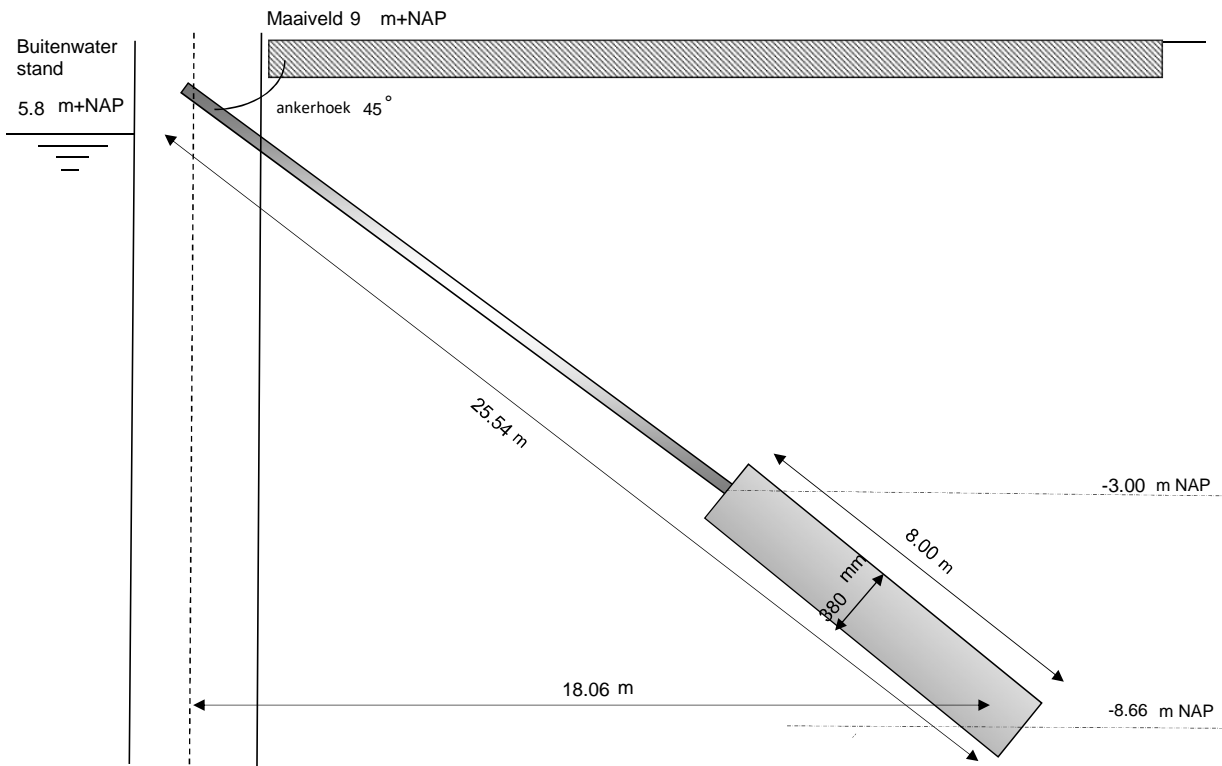
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Ontwerp schroefinjectieanker maatwerk 5b
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x17,5	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	4578	mm ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	100.77	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2792	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	9.40	m NAP	
Bovenkant grout	-3.00	m NAP	onderkant -8.66 m NAP
Lengte prop	8.00	m	hart -5.83 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	25.54	m	
Fictieve ankerlengte	22	m	
Massa totale ankerstang	912	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.84	m ³	

Gehanteerde factoren

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.015 α_t	CUR 166 deel 2 art 4.9.6 α_t
Reductiefactor	1.00 ξ_a	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 ξ_a
Partiële materiaalfactor	1.20 γ_a	CUR 166 deel 1 art 7.2.2 γ_a
Correctiefactor lengte-effect groutlichaam	1.00	
Correctiefactor onderlinge beïnvloeding	1.00	NEN 9997-1+C2: 2017 NL



	Ankergegevens				Sluitfactoren CUR166		Rekenwaarde ankerkracht	
	Axiaal $P_{:max:axiaal:Dsheets}$ (kN/m1)	Axiaal $P_{:max:Dsheets}$ (kN/m1)	Afstand h-o-h (m)	$P_{:max}$ kN/anker	Houdkracht Y_{gr} (-)	Doorsnede Y_{drsn} (-)	Houdkracht $P_{d:gr}$ (kN/anker)	Doorsnede P_d (kN/anker)
Ankerkrachten								
stap 6.1	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.2	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.3	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.4	323	323	2.80	906	1.10	1.25	996	1132
stap 6.5 x 1,2	194	194	2.80	543	1.10	1.25	598	679
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	162	162	4.20	679	1.00	1.00	679	679

Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1954 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1396 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloe;rep}$	1396 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloe;d}$	1396 kN	$R_{r:vloe;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1396 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$; $(R_{r:vloe;rep}/1)$
P_d	1132 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

$$R_{t;d} > P_d$$

$$1396 > 1132$$

Unity Check 0.81

Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	12 MPa	75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)
Correctiefactor conusweerstand γ_{sc}	0.92 [-]	
Afsnuiting conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1707 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1422 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
P_d	996 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

$$R_{a:min;d} > P_d$$

$$1422 > 996$$

Unity check 0.70

Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

R _{a,min,d}	1422 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L _{grout}	8.00 m
q _c	11.92
τ _{grout/grond}	0.15

0,3 N/mm² τ_{grout/grond}
 0.30 > 0.15
 Unity check **0.50**

$$\tau_{grout/grond} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{grout} \pi L_{grout}} \leq 0,2 * q_c \leq 0,3 \text{ N/mm}^2$$

Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

R _{a,min,d}	1422 kN
diameter staal	101.60 mm
L _{grout}	8.00 m
τ _{grout/staal}	0.56
τ _{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 τ_{grout/staal}
 1.50 > 0.56
 Unity check **0.37**

$$\tau_{grout/staal} = \frac{R_{a,min,d}}{\varnothing_{staal} \pi L_{grout}} \leq \tau_{max} = \frac{1,5}{2,2} \left(\frac{glad}{geribd} \right)$$

Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP058_(TG007.+045_DKMP2_BIK)	-3.00	-8.66	13.47	8.00
75629_DKMP060_(TG007.+077_DKMP2_BIK)	-3.00	-8.66	14.66	8.00
75629_DKMP061_(TG007.+081_DKMP2_BUT)	-3.00	-8.66	11.92	8.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00

Berekening ankerkracht incl. bijdrage zakkende grond

bronnen: CUR166 (2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 4.9.13
 POV-M Publicatie stabiliteitsverhogende langsconstructies, Deltares, maart 2020



Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Voorlopig ontwerp schroefinjectie maatwerk 5B
Revisie	1
Datum	18-12-2020

Gegevens doorsnede

Type voorwand	AZ24-700
Type anker	Ankerbuis 101,6/17.5
Methode	PPL

Invoer constructie

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	D_0	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.018 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	α_{anker}	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.7 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	79800 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	100 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	36.064 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	4.62E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	970964 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	8.96E+02 [kNm ²]

Zakking

Materiaal rond ankerstang		PPL:KLEI/VEEN
Horizontale beddingsconstante ondergrond per meter	c	10000 [kN*m/m ³]
PPL:KLEI/VEEN		
Ongedraineerde schuifsterkte	S_u	42.5 [kPa]
	α	9 [-]
Representatieve bovengrens netto conusweerstand	$q_{\text{net,max}}$	0.5 [MPa]
laag karakteristieke waarde correlatiecoëfficiënt	Nkt,laag	20 [-]
Alpha Shanshep	α	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	125 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	30.53 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	q_0	39.33 [kN/m]
Gemiddelde grondzakking op ankerstang	$w_{\text{grond,gem;lloodrecht}}$	0.0300 [m]

CUR166 geval 1: "Loodrecht belaste ankerstang"

Modelfactor	β (factor conform PPL)	24.0 [-]
-------------	------------------------------	----------

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}}$$

0

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{\alpha * c * \lambda * L}} =$$

10712.0670 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 =$$

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha =$$

21.38246 [-]

golf lengte	λ	2.38 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	y_0	0.556 [m]
-------------------	-------	-----------

Doorbuiging anker groter dan de zakking van de ondergrond, rekenen met geval 2.**CUR166 geval 2: "Verhinderde doorbuiging"**Indien doorbuiging anker (y_0) groter is dan zakking ondergrond ($w_{\text{grond;gem;loodrecht}}$) dan geldt:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = \alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right)$$

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) =$$

1.6048 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) =$$

1.6048 [-]

Hieruit volgt:

$$\alpha_n =$$

0.915344626 [-]

factor	n	18.54 [-]
--------	---	-----------

Bereken de ankerkrachten incl. effect zakkende grond (geval 1 en geval 2)

Additionele ankerkracht	ΔF	92 [kN]
Ankerkracht per anker	F	100 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 192 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	114 kN
------------------------	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	100 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	214 kN
-----------------------------------	--------

A.3. Sterkte gording

Controle gording verankerde damwand

Bron: NEN-EN 1993 (sheet alleen toepasbaar voor klasse 1 en 2).



Project Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra INFR200121
Onderdeel VO-ontwerp gording Maatwerk 5B
Revisie 1
Datum 18-12-2020

BEREKENING Gording doorsnedeklasse: 1, 2

versie

1

Uitgangspunten:

De krachtsverdeling is bepaald op basis van een doorlopende ligger over meer dan drie steunpunten. De gordingen worden hierbij doorgekoppeld.

Bij gordingen (vaak vrij lage, gedrongen profielen (HEB)) zal gezien de geringe ongesteunde kiplengte (gording wordt tpv elke plank bevestigd) de reductie van de momentcapaciteit gering zijn en dus kip niet maatgevend zijn. Vandaar dat deze toetsing niet in het hoofdblad is opgenomen. Indien kip wel maatgevend is, dienen maatregelen getroffen te worden, zoals toepassing van kipsteunen (schotjes) of een zwaardere gording.

In de toetsing is alleen uitgegaan van belasting uit ankerkrachten. Deze ankerkrachten zijn een direct gevolg van de grond en waterdrukken tegen de damwand. Samen vormen deze een evenwicht. Overige belastingen zijn niet meegenomen (eigen gewicht, gewicht van bovenliggende grond, vulbelasting)

Invoer gegevens gording

gekozen profiel:	HE 280 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

Axiale ankerkrachten per strekkende meter

$F_{A,d} =$	323 [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$	Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} =$	323 [kN/m]	SLS		
$F_{A,d} =$	194 [kN/m]	CAL, ankeruitval		

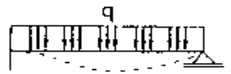
Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)

h =	275.6 mm (280 mm)	$A_{resterend} =$	9604 mm ² =	73 % van:	(13140 mm ²)
b =	275.6 mm (280 mm)	$A_{corrosie} =$	3536 mm ²		
$t_w =$	6.1 mm (10.5 mm)	$A_v =$	2904 mm ² =	71 % van:	(4109 mm ²)
$h_w =$	196 mm (196 mm)	$I_y =$	14484 cm ⁴ =	75 % van:	(19270 cm ⁴)
$t_t =$	13.6 mm (18.0 mm)	$W_{y,el} =$	1051 cm ³ =	76 % van:	(1376 cm ³)
r =	26.2 mm (24 mm)	$W_{pl,y^*} =$	1146 cm ³ =	75 % van:	(1534 cm ³)
$i_y =$	122.8 mm (121 mm)				

\implies NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

Doorsnedeklasse

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{196}{6.1} = 32.1$	$\leq 72 \epsilon = 59$	\implies	Doorsnedeklasse	1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{109}{13.6} = 8.0$	$\leq 10 \epsilon = 8$	\implies	Doorsnedeklasse	2
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$				

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	251 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	251 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	137 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	197 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	422 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	269 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	461 [kN]	CAL: $V_{s,g,d,cal} = 6/10 \times P_{g,d} \times 2l/n$	Ankeruitval
Toetsing weerstand doorsnede op dwarskracht ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as				
V_{Ed}	=	422 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0}$	= 595 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ dwarskracht $422 / 595 = 0.71 > 0.5$				
$0.71 \leq 1.0$ (6.17)				
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden Reductie op momentcapaciteit				
Doorsnedeklasse 1 en 2				
Buiging en dwarskracht				
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			nodig 0.1751 reductie [1 - p]	
$W_{pl,V} =$			$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 1135593 \text{ mm}^3$	
Toetsing weerstand doorsnede op buigend moment ULS				
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as				
M_{Ed}	=	197 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1136 \times 355}{1.0}$	= 403 kNm
*reductie W_{pl} doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8				
toetsing:				
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$ buiging + dwarskracht $197 / 403 =$ 0.49 ≤ 1.0 (6.30)				
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
				
Vervorming:	$w = \frac{2}{384} \frac{qL^4}{Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{251 \times 2800^4}{210000 \times 1.45E+08}$	
		=	3 mm	

Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$V_{Ed} = 461 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0} = 595 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 461 / 595 = 0.77 > 0.5$$

$$0.77 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0.5$

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.3014 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 1128194 \text{ mm}^3$$

NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2

$$M_{Ed} = 269 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1146 \times 355}{1.0} = 407 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 269 / 407 = 0.66 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

Toetsing kipweerstand, unity checksnormale situatie 0.49
calamiteit 0.72

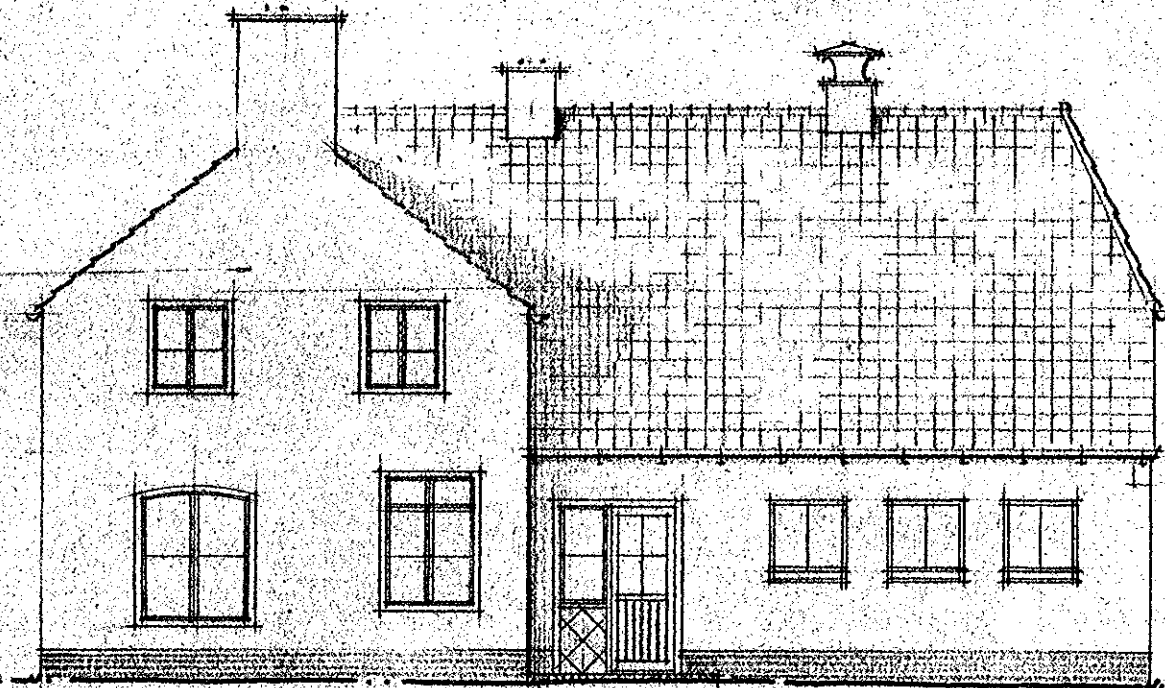
A.4. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-010 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

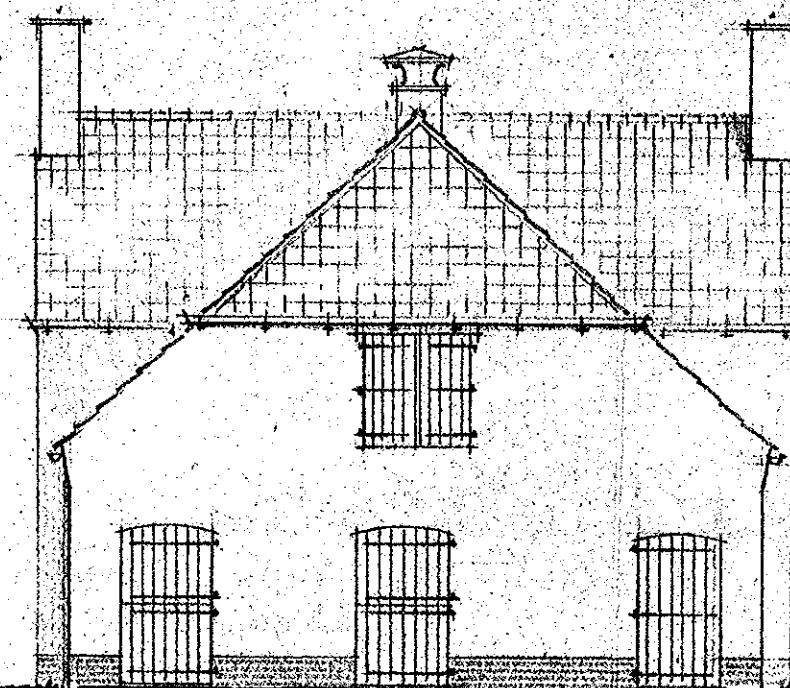
B. Archiefgegevens pand



Voorgevel



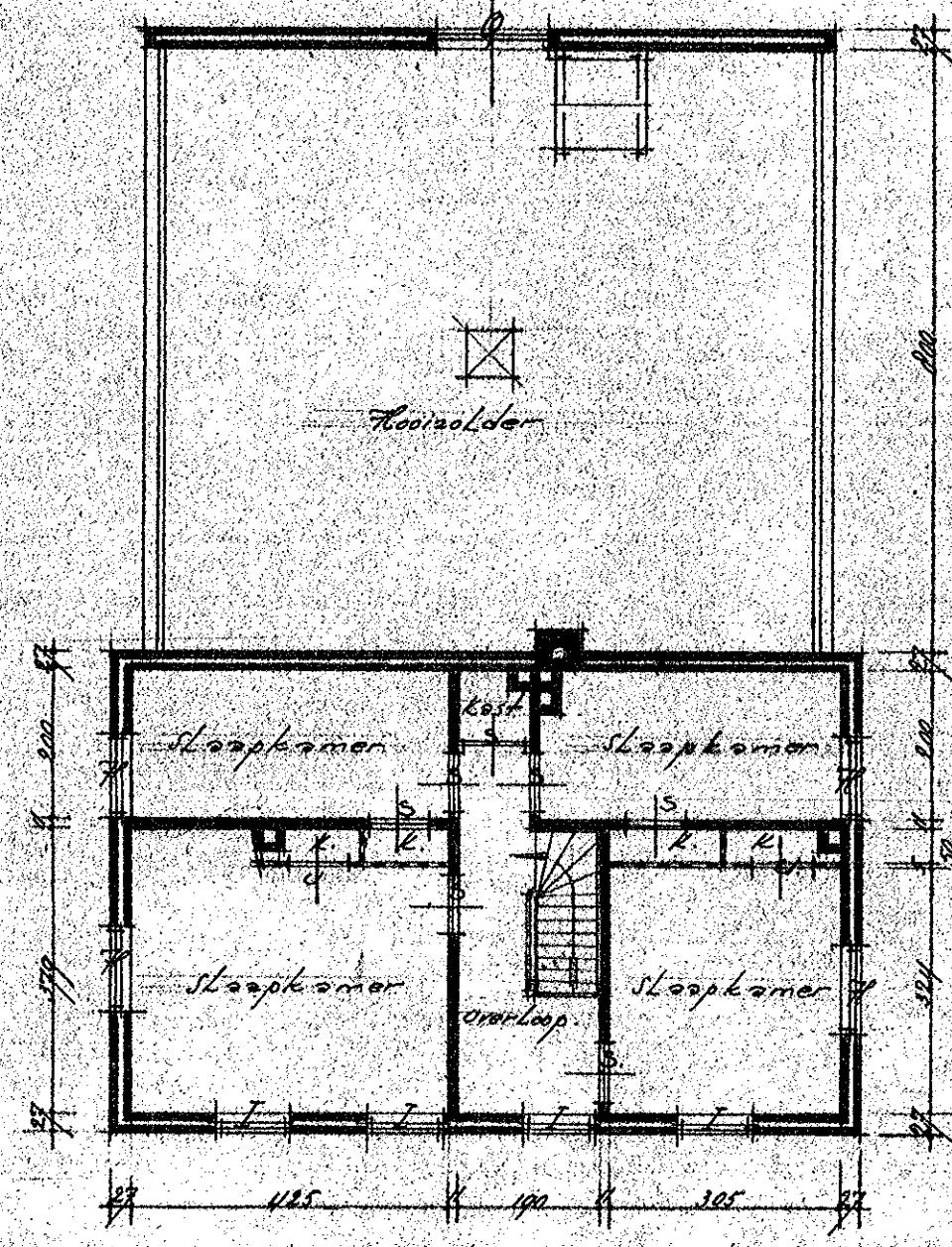
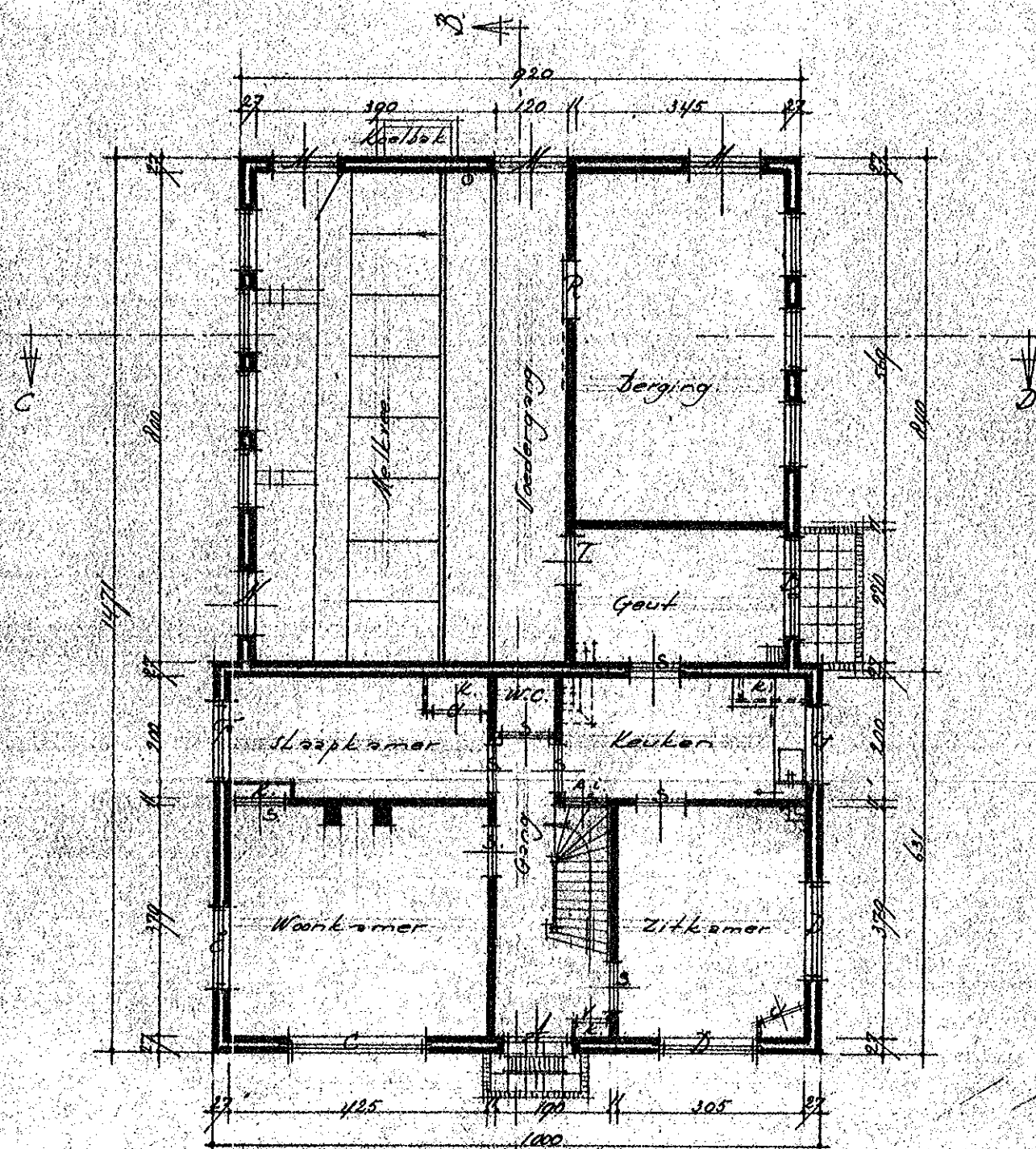
Rechterzijgevel



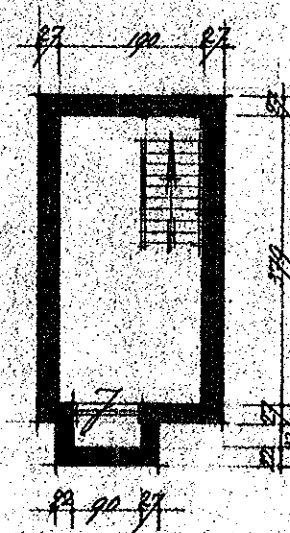
Linkerzijgevel



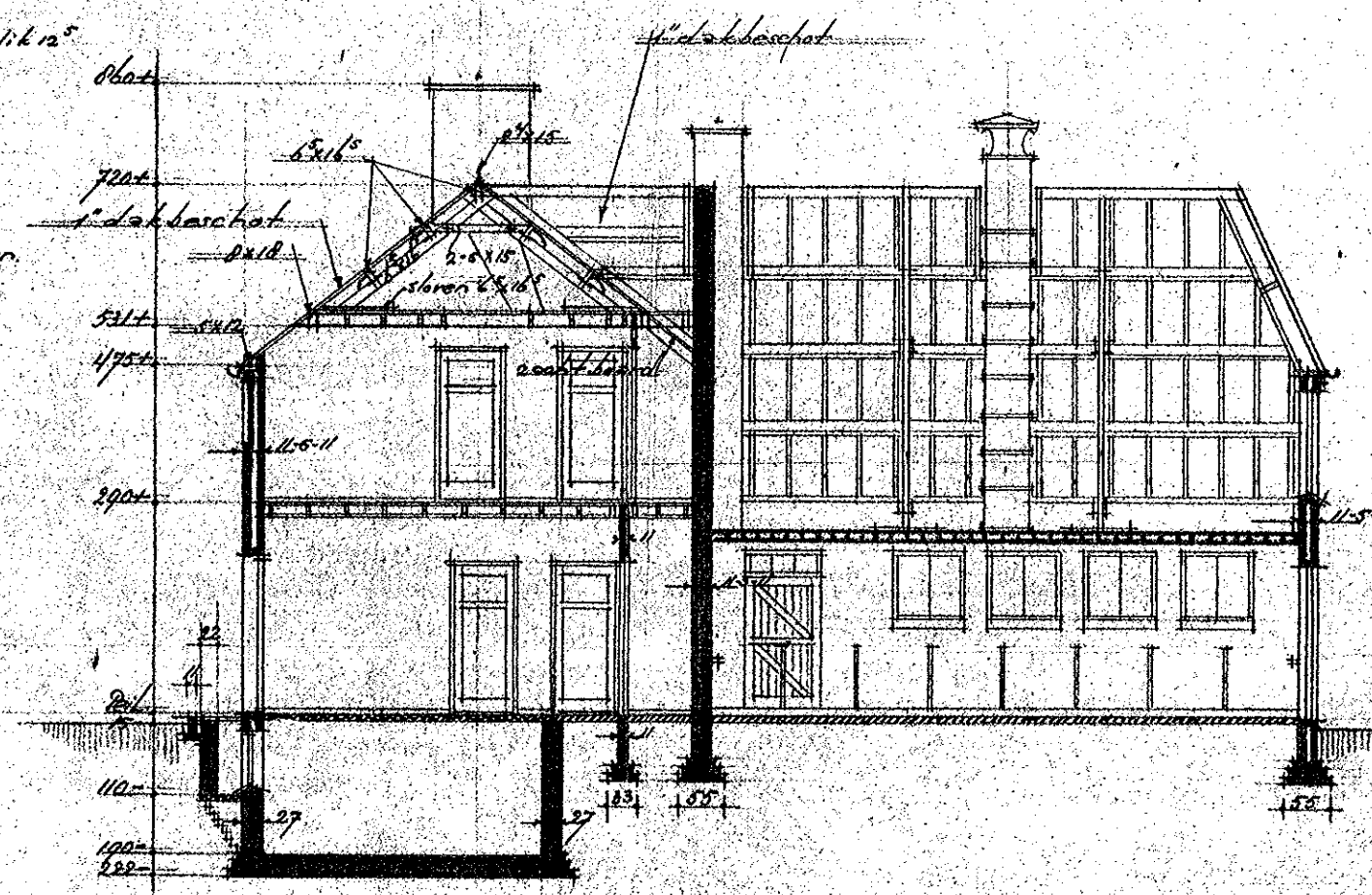
Achtergevel



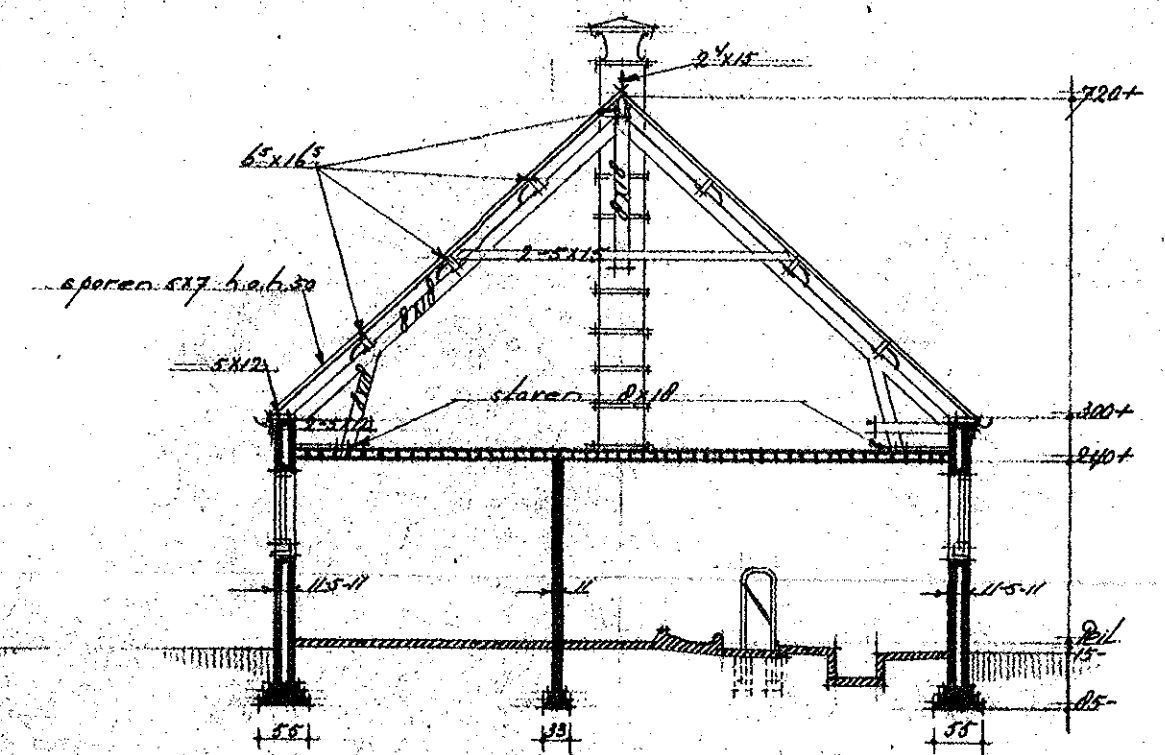
Handtekening:
 - metselwerk
 - gem. metselwerk "Rofor" 1:1.5
 - beton
 - goudleer
 - duffvloer
 - vloer
 - S. cement
 - L. w.p. beton tussen elke aansluiting v.l. elementen



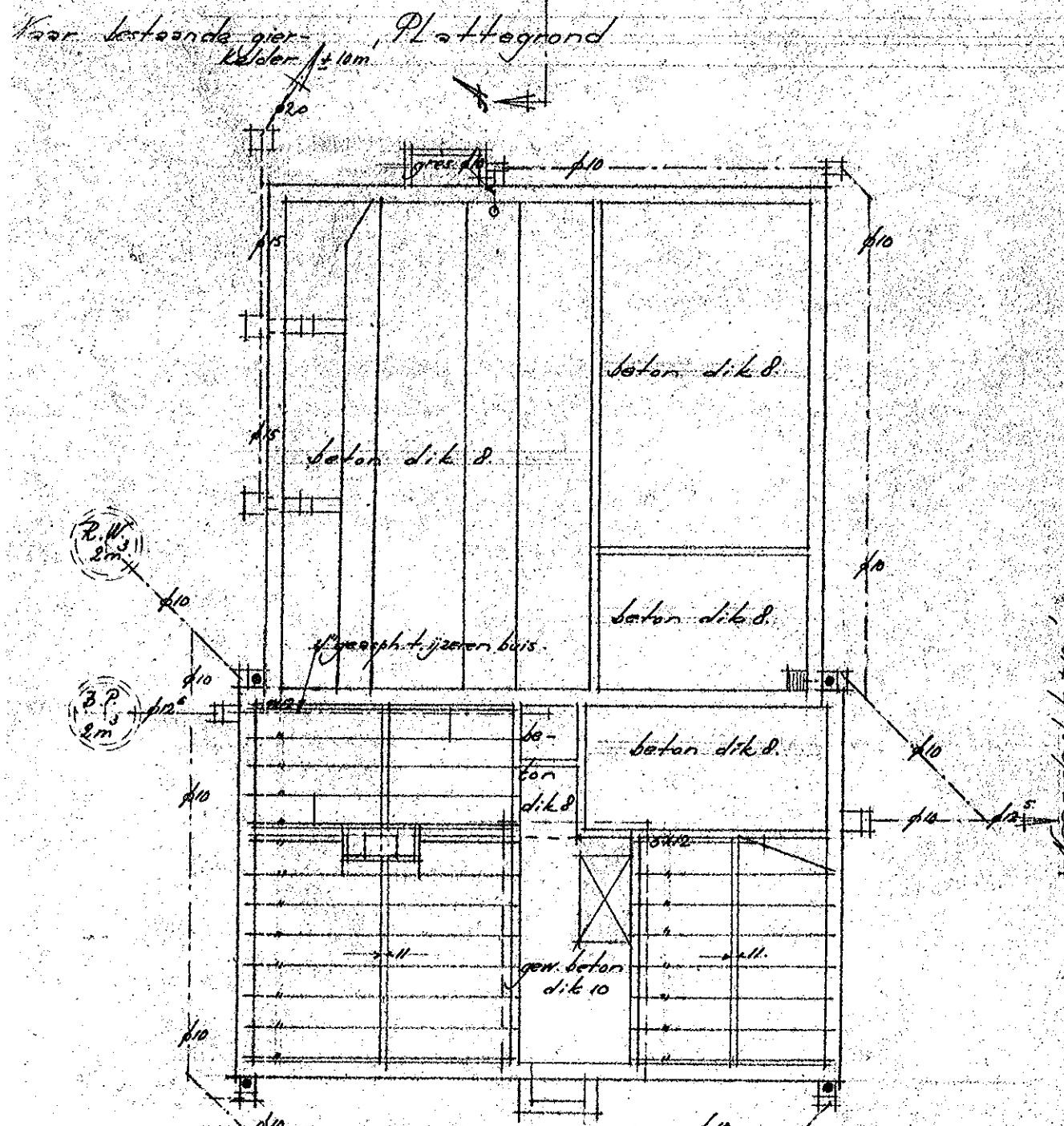
Kelderplan



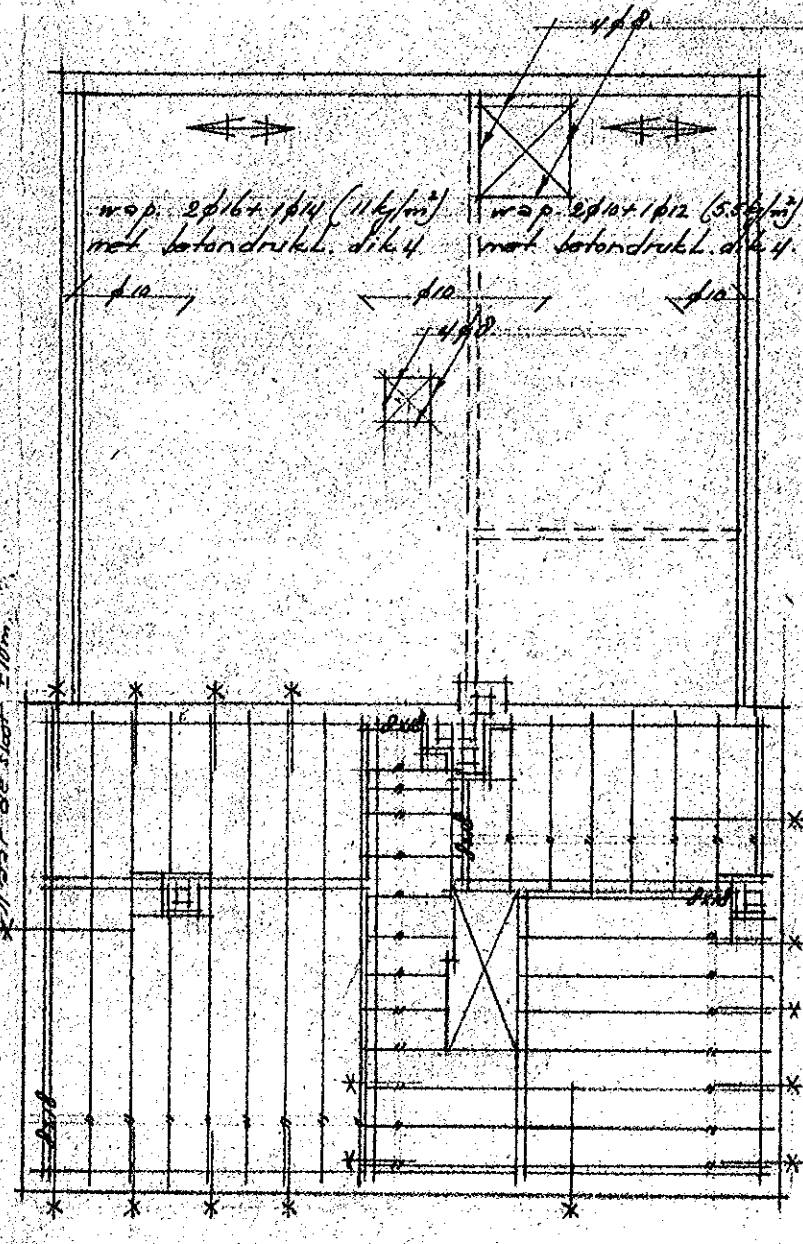
Doorsnede A-B



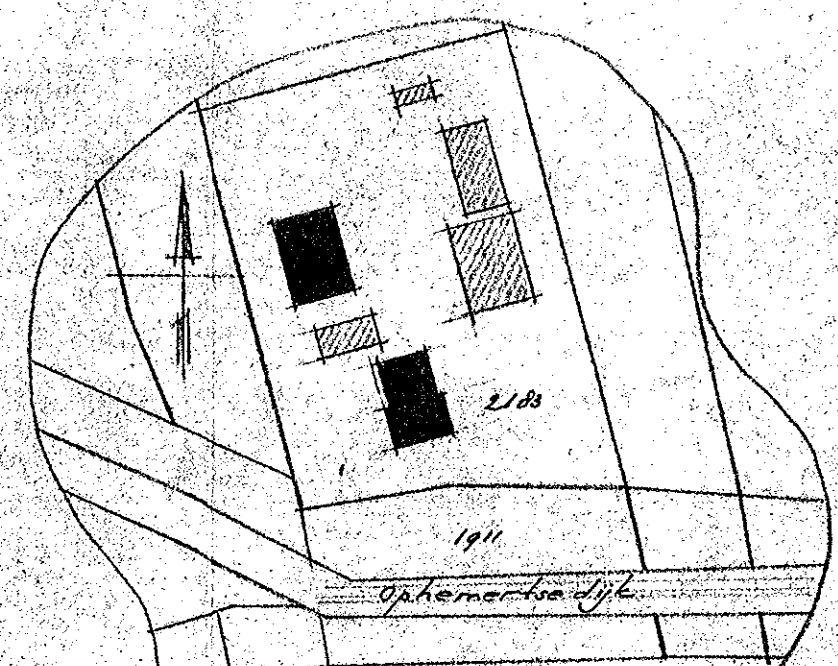
Doorsnede C-D



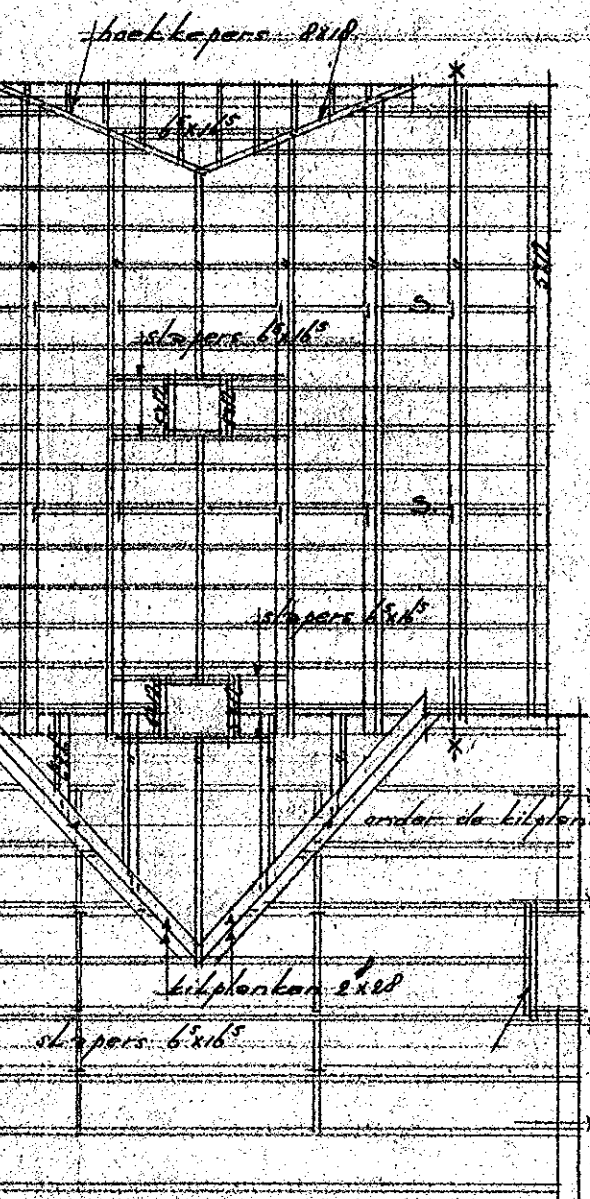
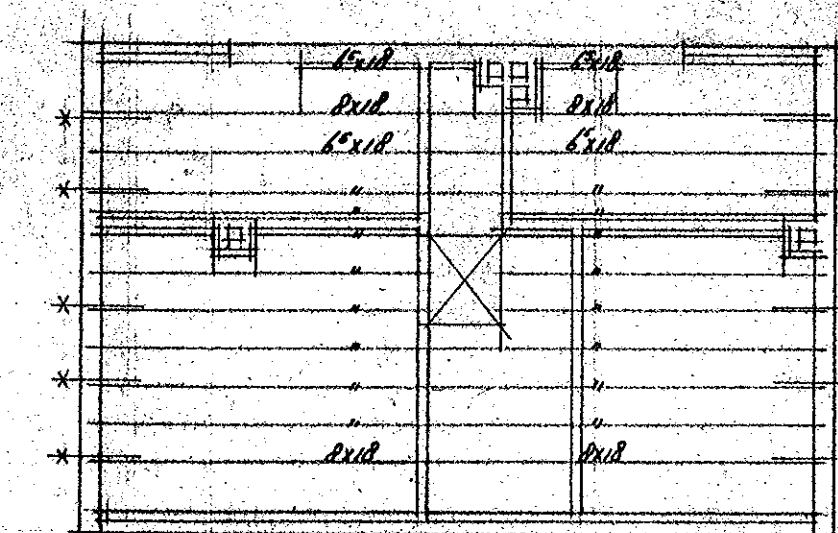
1ste balkvloer - beg. gr. vloeren



2de balkvloer - verd. vloeren



3de balkvloer (vloering)



Dakplan

Behoort bij besluit van Burgemeester en Wethouders van TIEL dd. 5 April 1950 No. 76. De Secretaris.

1.798.511
 27.460

Vergadering B. en W. 5 SEP. 1950 76

district: Arnhem	bouw n ^o : Tiel 3.
eigenaar: W. Visser	bestel n ^o : 396.
Architectenbureau A. v. Ommen	Gravelweg 60-62. Rheden tel. 380.
Plan n ^o . bouwen re. boerderij en het versouwen en definitief herstellen re. schuur te Tiel.	voortel. vloeren 3.
Texttektoering v.d. boerderij	voortel. 3.
schaal: 1:100	gevestigd door op
datum: 8.5.50	
getekend: J. v. Ommen	
gecontroleerd: J. v. Ommen	
de architect: J. v. Ommen	
opmerkingen:	





C. Bepaling stijghoogte

D. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het rekenmodel in Plaxis van de langsconstructie. Naam van het model is: "INFR200121-B-010 201218 Maatwerk 5B_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

E. Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
Documenten	INFR200121-B-010 201120 Maatwerk 5B_rev0
Datum levering	20-11-2020
Datum review	23-11-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie lv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
γ_{water}	9,81 kN/m ³	10kN/m ³	Staat op 10kNm/3		
Soil	- Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)	- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand - add 4 onverankerd niet van toepassing	-		
Soil layers	- Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam	-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect - add 2 onderbouwd in rapportage - add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal maar ook obstakels i.v.m. inbrengbaarheid			
Plate	- Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - Gewicht (w) - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit	- add 1 AZ24-700 - add 2 zone op NAP -5,40 t.p.v. kruising opbolling dagelijks - add 3 Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO - add 4 EA 2,48E6/79,56E3 is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability) - add 5 - add 6 n.v.t. - add 7 staat uit			
Anchor	- Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA:	- add 1 101,6x17,5mm - add 2 6,0mm - add 3 2,8m - add 4 586,3E^3			
Embedded beam row	-Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam	- add 1 massive circular beam - add 2 350mm - add 3 10,0m			
Anchor_puntveer	- EA - Lspacing	- add 1 10E^5 - add 2 1,0m			
Mesh	- Fine global mesh - Quality	- add 1 medium - add 2 kwaliteit algemeen oke echter paar scherpe wiggen aanwezig die voor lokaal lagere kwaliteit zorgen			
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	- add 1 0,25			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	- add 1 0,125			

Flow conditions	- Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - situatie Overslag - Situatie opdrijven - Verloop waterspanningen over aanwezige lagen	- add 1 conform TUN - add 2 geen effect gemodeleerd aandachtspunt EA damwand in DO - add 3 akkoord - add 4 PL 1 volgt niet maaiveld 0,1m onder kruin - add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan >0kN/m2 - add 5 conform TUN			
Verkeesbelasting	- STBI WBN 13kN/m2 - STBI Overslag 0kN/m2 -STBU 6kN/m2	- add 1 13kN/m2 - add 2 0kN/m2 - add 3 n.v.t.			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			

Project	VVA Stad Tiel deonting
Documenten	INFR200123-B-010 201120 Maatwerk SB, rncd
Datum levering	25-11-2020
Datum review	17-11-2020

№	Titel	W	V	D	Aan	Uit	Reactie	Reactie WSRL	
1a	RD concessies	-	-	-	-	-	Akkoord		
1b	Nuistap	V	V	V	D	D	Akkoord		
1c	Beoordeling 3650 dagen	V	V	V	D	D	Akkoord		
2a	Aanbrengen damwand met anker	V	V	V	D	Aan	Uit	Akkoord	
2b	Aanbrengen ophoging	V	V	V	D	Aan	Aan	Akkoord	
3a	Bodemdeling 3650 dagen bepaling 5 aakvendinggrond	V	V	D	D	Aan	Aan	Reset displacements lijkt hier aan te staan dit is niet correct	
3b	Zakkende grond op laten v. Press stress	V	V	V	D	Aan	Aan	In overleg besproken, vinjke staat aan tem geloozen modellering van de bodemdeling.	
4a	IRIN	V	V	V	D	Aan	Aan	Akkoord	
4b	Belech SHANKEL	-	-	-	-	-	Akkoord		
5a	Constructieve toets	-	-	-	-	-	Aan	Aan	
6a	Puntveer deactiveren	-	-	-	-	-	Uit	Uit	
6b	PH C	-	-	-	-	-	Uit	Uit	
Controle met tolerantie error (SDS) meet (very fine)		Staat uit actie DD							
Time Interval bij SSC		0.0						Akkoord	
Controle WVD		WVD met beschouwd onderbouwing ontbrekt in rapportage m.b.t. effecten							
Opmerken		Er wordt aangegeven dat een reduprofile ontstaat in fase na de zandwicht toer geen plaats aan dat er geen falen is opgetreden, klopt dit?						In overleg besproken, in TUN voor DD fase dit aanscherpen.	

№	Titel	W	V	D	Aan	Uit	Reactie	Reactie WSRL	
1a	RD concessies	-	-	-	-	-	Akkoord		
1b	Nuistap	V	V	V	D	D	Akkoord		
1c	Beoordeling 3650 dagen	V	V	V	D	D	Akkoord		
2a	Aanbrengen damwand met anker	V	V	V	D	Aan	Uit	Akkoord	
2b	Aanbrengen ophoging	V	V	V	D	Aan	Aan	Akkoord	
3a	Bodemdeling 3650 dagen bepaling 5 aakvendinggrond	V	V	D	D	Aan	Aan	Reset displacements lijkt hier aan te staan dit is niet correct	
3b	Zakkende grond op laten v. Press stress	V	V	V	D	Aan	Aan	In overleg besproken, vinjke staat aan tem geloozen modellering van de bodemdeling.	
4a	IRIN	V	V	V	D	Aan	Aan	Akkoord	
4b	Belech SHANKEL	-	-	-	-	-	Akkoord		
5a	Constructieve toets	-	-	-	-	-	Aan	Aan	
6a	Puntveer deactiveren	-	-	-	-	-	Uit	Uit	
6b	PH C	-	-	-	-	-	Uit	Uit	
Controle met tolerantie error (SDS) meet (very fine)		Staat uit actie DD							
Time Interval bij SSC		0.0						Akkoord	
Controle WVD		WVD met beschouwd onderbouwing ontbrekt in rapportage m.b.t. effecten							
Opmerken		Er wordt aangegeven dat een reduprofile ontstaat in fase na de zandwicht toer geen plaats aan dat er geen falen is opgetreden, klopt dit?						In overleg besproken, in TUN voor DD fase dit aanscherpen.	

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
Documenten	INFR200121 201119 R-10 VO-rapportage maatwerk 5B_rev0
Datum levering	20-11-2020
Datum review	23-11-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI WBN	1.17	1.1				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI overslag	1.33	1.0				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBU val WBN	n.v.t.	n.v.t.				
GEO-2	Snijden	n.v.t.	n.v.t.	Controle bij toepassen openingen conform PPL			
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				
Algemeen				Opnemen check PPL methode en CUR166 methode i.v.m. wijzigingen lokaal			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 5b
Documenten	INFR200121 201119 R-10 VO-rapportage maatwerk 5B_rev0
Datum levering	20-11-2020
Datum review	23-11-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.4.1	T.b.v. VO 5a groene dijk afstemmen Barbera Bouwan van Tauw hoe om is gegaan met de bodempopbouw met name t.h.v. het pand lijken meer organische lagen voor te komen. Van belang is dat voor 5a een representatieve opbouw wordt gekozen.	Dit punt is met Tauw besproken, ook de overgangen zijn op elkaar afgestemd.		
2	2.5	Ook hier afstemmen aanpak groene dijk en integrale aanpak i.v.m. overgangen en modelering waterspanningen/bodempopbouw	Aanpak is afgestemd.		
3	2.6	Is de positie van de damwand en keuze onverankerd ook nog beschouwd lager in het profiel met i.r.t. ontstaan restprofiel? deze afweging mede i.r.t. realisatie is goed om toe te voegen in het ontwerp	Locatie damwand is gekozen o.b.v. bereikbaarheid met een Quatro Piler vanaf de kruin. Hiervoor is ca. 3 m vanaf binnenkruinlijn aangehouden.		
4	3.1	In VO opnemen som met configuratie die voldoet op basis van verticaal draagvermogen	Is verwerkt.		
5	3.2	Effecten hydrologie i.r.t. damwand in DO verderbeschouwen heeft mogelijk impact op ontwerp	Wordt verwerkt in het DO.		
6	tabel 3-4	Effect fluideren is niet meegenomen in ontwerp kan gevolgen hebben voor vervolg fase en benodigde configuratie	Hiervoor wordt een risicoreservering opgenomen (bv in raming uitgaan van langere plank of zwaarder profiel).		
7	tabel 3-5	Voorstel om overgang LC/Groene dijk te hanteren conform PPL bijlage C	Is verwerkt.		
8	5.2.5	Er wordt aangegeven dat er hoge conus weerstanden aanwezig zijn t.h.v. het betreffende deel hoe verhoudt dit zich tot het niet direct meenemen van effecten van fluideren voorboren in het ontwerp? De kans is immers groot dat maatregel nodig zijn zoals beschreven 4.2	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
9	Ankercontrole	Qc t.b.v. groutlichaam lijkt ongecorrigeerde waarde dit moet t.b.v. MHW worden aangepast net zoals bij verticaal draagvermogen	Deze correctie is wel meegenomen, factor wordt toegevoegd op het printbereik van de rekensheets.		



Waarderweg 40
2031 BP Haarlem
Nederland

Pettelaarpark 10-15
5216 PD 's-Hertogenbosch
Nederland

Fultonbaan 30
3439 NE Nieuwegein
Nederland

iv-Infra b.v.
Trapezium 322
3364 DL Sliedrecht
Nederland

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a
9190 Stekene
België

Westervoortsedijk 73
Gebouw CB
6827 AV Arnhem
Nederland

Postbus 135
3360 AC Sliedrecht
www.iv-infra.nl