



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R08

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

Iv-Infra b.v.

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

r

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel

Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 4C

Referentie: INFR200121-R08

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever: INFR200121

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	23-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	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	12
2.3.	Geometrie	13
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	14
2.4.1.	Bodemopbouw	14
2.4.2.	Bodemopbouw 4C1	15
2.4.3.	Bodemopbouw 4C3	16
2.4.4.	Stijfheid zandlagen	16
2.4.5.	Impactanalyse labonderzoek	17
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	17
2.6.	Omgang panden 4C1	18
2.7.	Modellering	19
3	Ontwerpresultaten	21
3.1.	Ontwerp verbouw bestaande langsconstructie (4C2 en 4C3)	21
3.2.	Ontwerp nieuwe langsconstructie 4C1	22
3.3.	Ontwerpkeuzes	23
3.4.	Verificatierapport	23
3.5.	Risico's	24
3.6.	Raakvlakken	25
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	25
3.7.1.	Uitvoeringsfase	25
3.7.2.	Gebruiksfase	25
3.8.	Duurzaamheid	26
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	26
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO ₂ , NO ₂ , etc.)	26
3.9.	Beheer en onderhoud	26
4	Uitvoering	27
4.1.	Fasering 4C2 en 4C3	27
4.2.	Fasering 4C1	27
4.3.	Installeerbaarheid damwand 4C1	27



4.3.1.	Schadevrij installeren damwand 4C1	27
4.3.2.	Trillingspredictie	28
4.3.3.	Materieel	28
4.4.	Aandachtspunten uitvoering	29
4.5.	Monitoring	29
5	Ontwerptoetsingen	30
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	30
5.2.	Ontwerptoetsingen traject 4C1	31
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	31
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand/combiwand	32
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	32
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	33
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	33
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	35
6	Overdracht DO-fase	36
6.1.	Nader te detailleren	36
6.2.	Niet-beheerste risico's	37
6.3.	Openstaande raakvlakken	37
6.4.	Afgeleide eisen	38
6.5.	Risicoreservering DO-fase	38
BIJLAGEN		39
A.	Ontwerptoetsingen 4C1	39
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	39
A.2.	Sterkte verankering	40
A.3.	Sterkte gording	41
A.4.	Verticaal draagvermogen	42
B.	Ontwerptoetsingen 4C3	43
B.1.	Doorsnede toetsing damwand	43
B.2.	Sterkte verankering	44
B.3.	Sterkte gording	45
B.4.	Verticaal draagvermogen	46
C.	Archiefinformatie panden	47
D.	Stijghoogte bepaling	48
E.	Drukcapaciteit damwand 4C1	49
F.	Rekenresultaten	50
G.	Review revisie 0	51

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 in deeltraject 4C. Dit deeltraject is onderverdeeld in drie delen (4C1, 4C2 en 4C3). In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een demontabele kering vastgesteld. Hierbij wordt in 4C2 en 4C3 een bestaande damwand uitgebreid met een deksloof waarin staanders en schotten aangebracht kunnen worden. In 4C1 wordt een nieuwe damwand aangebracht. Deze damwand wordt in de buitenkruinlijn aangebracht, met functies ten aanzien van hoogte en stabiliteit binnenwaarts. De keuze voor deze oplossing is onderbouwd in [15]. Deeltraject 4C start vanaf de dijkpaal DT219 en loopt tot dijkpaal TG000. In Figuur 1-1 betreft dit de blauwe lijn (aangegeven met 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 in deeltraject 4C 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 (voor deel van het traject wordt gebruik gemaakt van een bestaande constructie)
- Verankeringstype en dimensies;
- Anker Gording.

De uitwerking van de demontabele kering en bijbehorende betonnen deksloof wordt in een separate rapportage uitgewerkt. Het aspect betrouwbaarheid sluiting is geen onderdeel van deze rapportage. Dit wordt uitgewerkt in een separate rapportage met de overige kunstwerken in het traject.

In de navolgende fase (DO) worden de verbindingen tussen de onderdelen en de aansluitingen op de naastgelegen deeltrajecten uitgewerkt. Ook worden in de DO fase waar nodig aanvullende rekenesnes beschouwd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 4C en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [17] en [18].

1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 1) 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 G.

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 [15]. 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. golfvoerslag 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, Dijkversterking: Veiligheid tijdens de uitvoering en werken in het gesloten seizoen, 19 augustus 2014.

Overige referenties

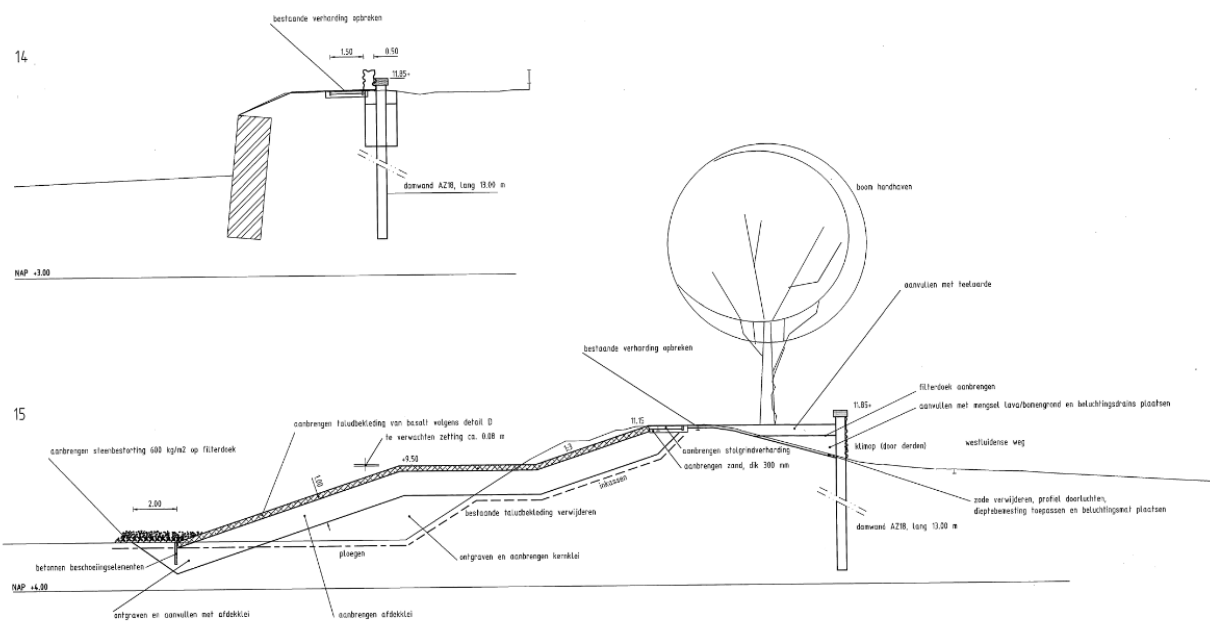
- [14] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [15] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 18 december 2020
- [16] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 18 december 2020
- [17] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 18 december 2020
- [18] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 18 december 2020
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status concept, 18 december 2020
- [20] Tauw, Integrale veiligheidsanalyse Stad Tiel, samenvatting, actualisatie en aanscherping, 27-02-2020
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020 ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [22] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 01, 18-12-2020
- [23] Iv-Infra b.v., VO_rapportage coupures en deksloof 4C, INFR200121 R-11, revisie 0, 18-12-2020
- [24] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [25] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [26] Heidemij advies, Hoogwaterkering Tiel stadswallen, besteknummer 95.01, augustus 1995

2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [15]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 4C is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. In deeltraject 4C1 is het buitentalud voorzien van basalt bekleding. Het buitentalud in 4C2 en 4C3 bestaat uit een gemetselde muur die begroeid is met wilde wingerd. In deeltraject 4C1 en 4C2 is bebouwing op korte afstand van de binnenkruinlijn aanwezig. In deeltraject 4C2 en 4C3 is in de binnenkruinlijn een bestaande damwand constructie aanwezig, zie Figuur 2-1. In 4C1 is geen constructie aanwezig. Over de kruin van de dijk loopt een wandelpad. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-3. Hierin is de splitsing in trajecten 4C1, 4C2 en 4C3 aangegeven.

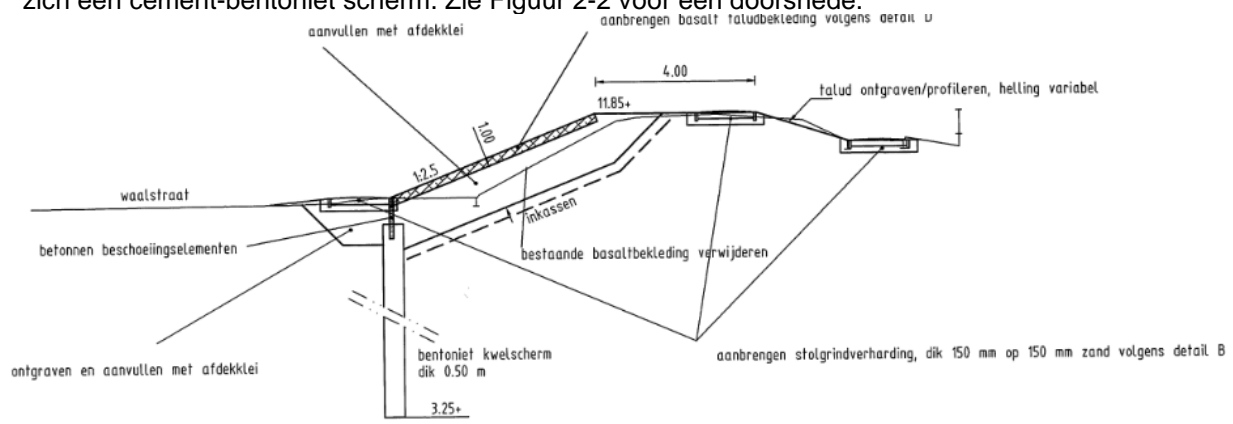


Figuur 2-1: Doorsnede bestaande langsconstructie in traject 4C2 (linksboven) en 4C3 (onderin) [26]

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

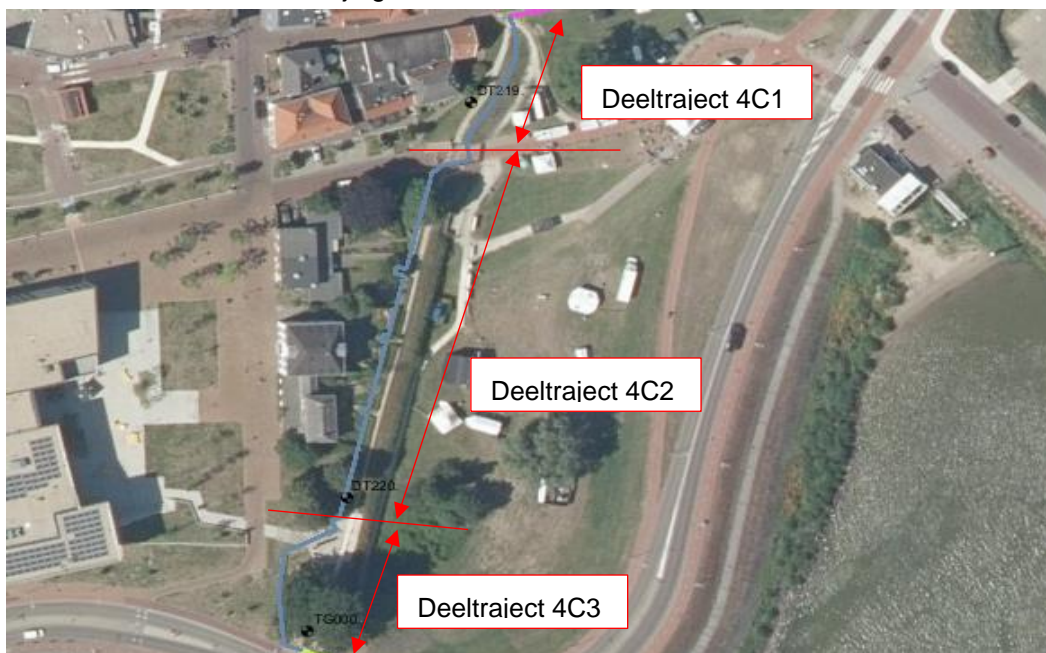
- Net naast DT219 bevindt zich de coupure Waalstraat. Deze coupure is de overgang tussen traject 4C1 en 4C2. De bestaande damwand in 4C2 sluit aan op deze coupure. De nieuwe damwand in traject 4C1 dient aan te sluiten op deze coupure.
- Op ca. 15 m naast de coupure Waalstraat bevindt zich een oorlogsmonument in het buitentalud van de kering. Een eis is dat dit monument niet mag beschadigen tijdens de uitvoering.

- Het buitentalud van deeltraject 4C1 is bekleed met basalt. In de buitenteen van deeltraject 4C1 bevindt zich een cement-bentoniet scherm. Zie Figuur 2-2 voor een doorsnede.



Figuur 2-2: Doorsnede deeltraject 4C1 [26]

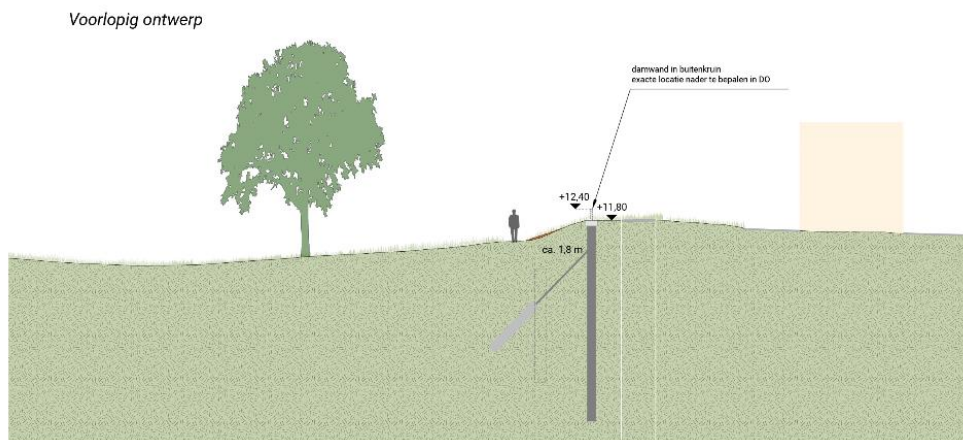
- Op de kruin in deeltraject 4C3 staat een monumentale beuk. Deze boom dient behouden te blijven. De damwandconstructie is hier tijdens de vorige dijkversterking omheen gezet.
- Het dijklichaam bevindt zich in het voormalige tracé van de stadsmuur. Er geldt een verhoogd risico op obstakels in de ondergrond.
- De volgende kabels en leidingen zijn aanwezig:
 - Bij de overgang van deeltraject 4C1 naar de Tolhuiswal is een datakabel aanwezig.
 - Direct naast de coupure Waalstraat (in deeltraject 4C2) kruist een drietal middenspanningskabels en een laagspanningskabel. In de bestaande damwand is een sparing aangebracht waar deze kabels doorheen zijn gevoerd.



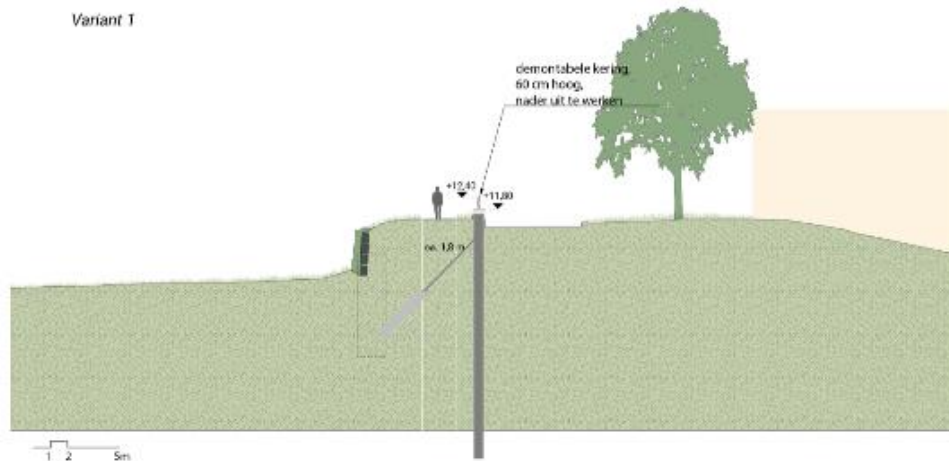
Figuur 2-3: Bovenaanzicht deeltraject 4C

2.2. Nieuwe situatie

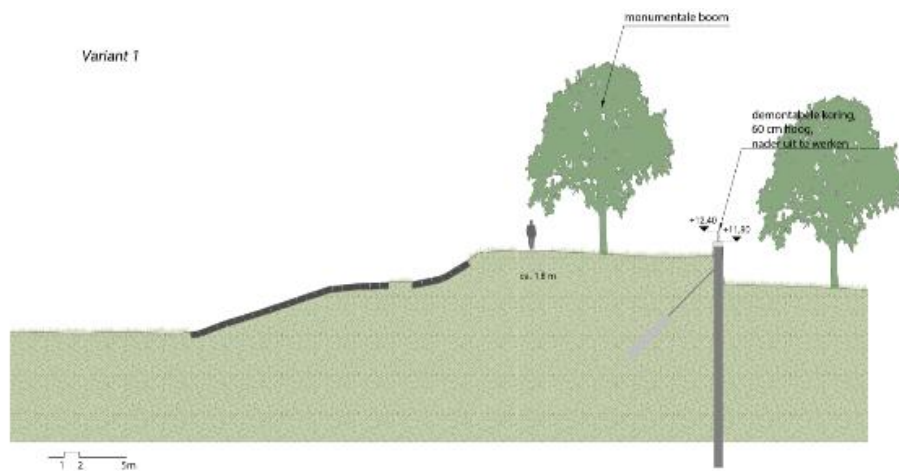
In de nieuwe situatie bestaat de waterkering in deeltraject 4C uit een demontabele kering. Hiertoe wordt in deeltraject 4C1 een nieuwe verankerde damwand aangebracht. Deze damwand wordt aan de bovenzijde voorzien van een betonnen deksloof. In deze deksloof zijn voorzieningen aanwezig voor het aanbrengen van schotten en staanders. Daarnaast wordt de aanwezige basalt bekleding vervangen voor een grasbekleding, mogelijk wordt hiervoor ook het aanwezige talud verflauwd. In deeltraject 4C2 en 4C3 wordt de bestaande langconstructie uitgebreid. In de huidige deksloof worden voorzieningen aangebracht voor de schotten en staanders. Daarnaast worden er schroefinjectieankers aangebracht. Doorsnedes van de nieuwe situatie zijn weergegeven in Figuur 2-4, Figuur 2-5 en Figuur 2-6.



Figuur 2-4: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C1



Figuur 2-5: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C2

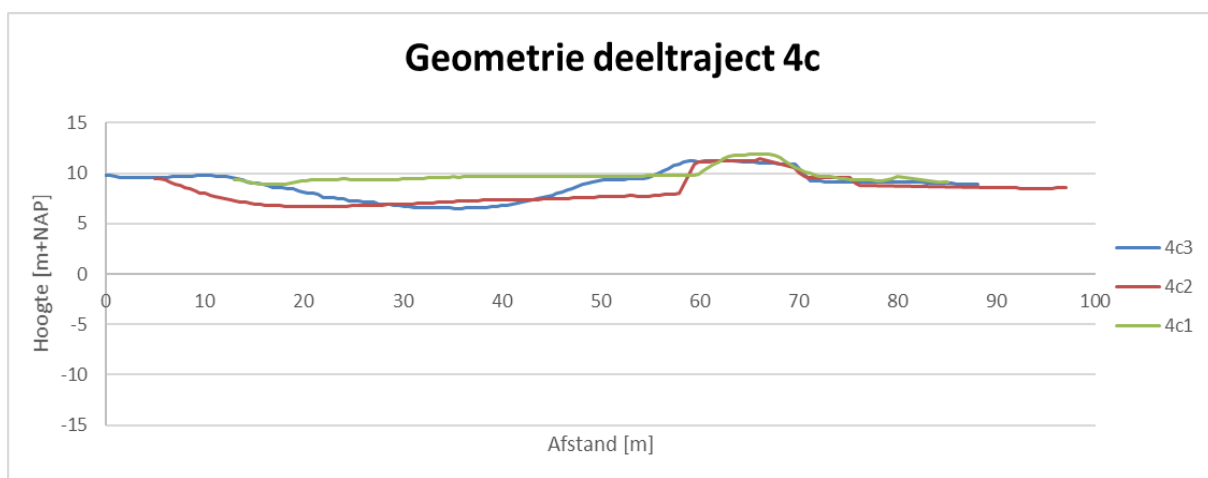


Figuur 2-6: Doorsnede nieuwe situatie deeltraject 4C3

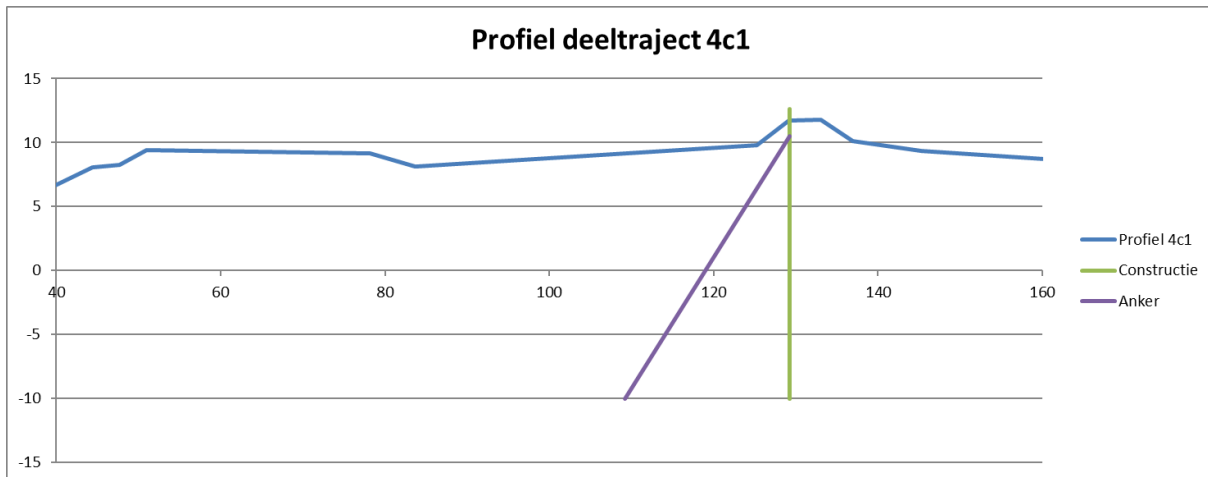
2.3. Geometrie

De kruinhoogtes en niveaus van het achterland zijn vergelijkbaar in deeltraject 4C. De kruinhoogte bedraagt ca. NAP+11,0 m en het achterland ligt op ca. NAP+8,80 tot NAP+9,00 m. In deeltraject 4C1 ligt de kruin hoger, ca. NAP+11,8 m. Een kenmerkend verschil is dat in de huidige situatie in deeltraject 4C3 de bestaande damwand een hoogte van ca. 2 m keert. In deeltraject 4C2 is er geen kerende hoogte. In dit deeltraject is echter wel bebouwing dicht achter de damwand aanwezig. Deze bebouwing dient beschouwd te worden als een niet-waterkerend-object (NWO) en mag geen invloed hebben op de stabiliteit van de kering. Rekenkundig wordt daarom uitgegaan van een 'bezweken pand'. In deze situatie zijn de verschillen qua geometrie tussen 4C2 en 4C3 beperkt.

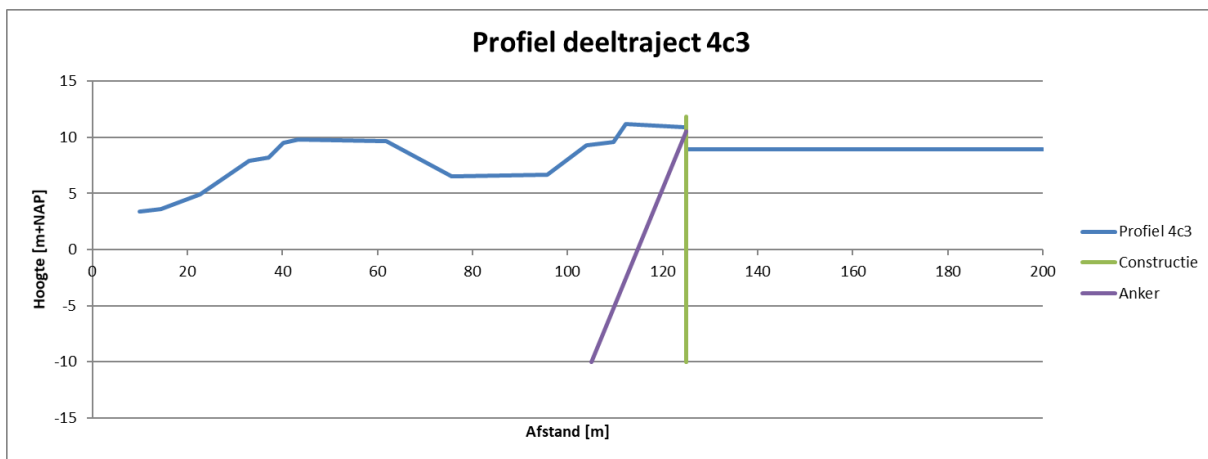
In Figuur 2-7 is voor ieder deeltraject een profiel weergegeven. Omdat het verschil tussen 4C2 en 4C3 minimaal is (vanwege de modellering van de NWO's), is in het VO gerekend met één snede ter plaatse van deeltraject 4C3. Daarnaast is een snede berekend in deeltraject 4C1. De berekende snedes zijn weergegeven in Figuur 2-8 en Figuur 2-9.



Figuur 2-7: Dijkprofiel 4C3



Figuur 2-8: Profiel deeltraject 4C1

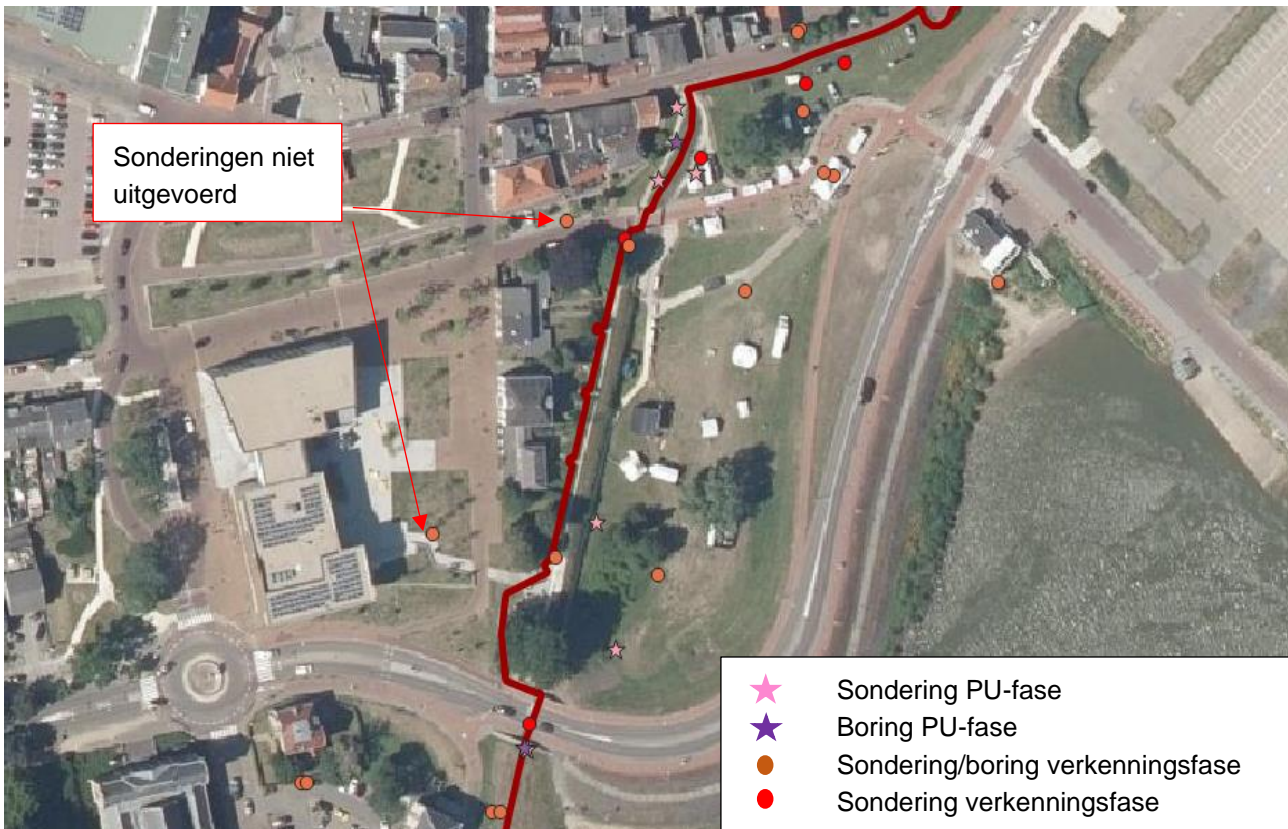


Figuur 2-9: Profiel deeltraject 4C3

2.4. Geotechnische uitgangspunten

2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er afwisselend siltige tot humeuze klei aanwezig. In deeltraject 4C1 is een tussenzandlaag aanwezig (niveau ca. NAP+2,0 en NAP+0,5 m). Vanaf een niveau van ca. NAP-1,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [24] en [25], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-10. Er is een bodemopbouw vastgesteld in deeltraject 4C1 (voor het ontwerp van de nieuwe constructie) en in deeltraject 4C3 (bestaande constructie).



Figuur 2-10: Grondonderzoekspunten deeltraject 4C

2.4.2. Bodemopbouw 4C1

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

- Kruijn: 75629_DKMP035_(DT219.+002_DKMP2_BIK) (sondering) & 75629_DT218.+098_B_BIK (boring)
- Achterland: Geen onderzoek beschikbaar bodemopbouw uit kruijn overgenomen, met toplaag klei-siltig 16-17,5 kN/m³
- Voorland: 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw DT4C1

Grondopbouw kruijn		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
6,5	Zand, holoceen	6,5	Zand, holoceen
5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
2,0	Zand, holoceen	2,0	Zand, holoceen
0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	0,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
-1,5	Zand, pleistoceen	-1,5	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal
6,5	Zand, holoceen
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
2,5	Zand, holoceen
1,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
-1,0	Zand, pleistoceen

2.4.3. Bodemopbouw 4C3

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

- Kruin: DT220.+002_DKMP_KR
- Achterland: Geen onderzoek beschikbaar, bodemopbouw uit kruin overgenomen, met toplaag klei-siltig 16-17,5 kN/m³
- Voorland: DT220.+001_DKMP_BUT

Tabel 2-2: Gehanteerde grondopbouw DT4C3

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
6,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	3,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
3,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³	-1,0	Zand, pleistoceen
-1,0	Zand, pleistoceen		
Grondopbouw voorland			
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort		
Maaiveld	Zand, holoceen		
3,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³		
2,0	Zand, pleistoceen		

2.4.4. Stijfheid zandlagen

In de TUN [15] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. Er is uitgegaan van de volgende gemeten conusweerstand:

- 4C1: zand holoceen NAP+6,50 tot NAP+5,50 : **12 MPa** 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2_BUT)
- 4C1: zand holoceen NAP+2,00 tot NAP+0,50 : **10 MPa** 75629_DKMP035_(DT219.+002_DKMP2_BIK)
- 4C1: zand pleistoceen vanaf NAP-1,00 m : **12 MPa** 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2_BUT)
- 4C3 zand holoceen (buitentalud) : **5 MPa** DT220.+001_DKMP_BUT
- 4C3 zand pleistoceen : **20 MPa** DT220.+002_DKMP_KR

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

Tabel 2-3: Gehanteerde stijfheidsparameters zandlagen

Laag	Q_c gemiddeld	$E_{oed;gem}$	$E_{oed;kar;laag}$	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}
4C1: zand holoceen NAP+6,50 tot NAP+5,50	12	44	29	29	29	87
4C1: zand holoceen NAP+2,00 tot NAP+0,50	10	40	26	26	26	78
4C1: zand pleistoceen vanaf NAP-1,00 m	12	44	29	29	29	87
4C3 zand holoceen (buitentalud)	5	20	13	13	13	39
4C3 zand pleistoceen	20	60	40	40	40	120

2.4.5. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [25] is labonderzoek uitgevoerd. De resultaten van dit onderzoek zijn beschikbaar gekomen gedurende het opstellen van het VO. Er is gekozen om deze resultaten nog niet direct te verwerken in het VO, maar wel de invloed op het VO te onderzoeken. In het DO worden de resultaten van het labonderzoek verwerkt in het ontwerp. Voor deeltraject 4C1 zijn bij de boring 75629_MB108_BOV_DT218.+098_B_BIK monsters genomen waarvan de volumieke gewichten in het lab zijn bepaald. Op basis van het labonderzoek is er de enige afwijking t.o.v. de huidige schematisatie een organische laag tussen NAP-0,00 m en NAP-0,60 m. Hier is een (nat) volumiek gewicht van 13 kN/m³ bepaald, de overige kleilagen hebben een (nat) gewicht tussen de 16 en 17 kN/m³. Het modelleren van deze laag zal een negatieve invloed hebben op het ontwerp. Omdat het een relatief dunne laag betreft is de impact naar verwachting niet significant.

In de deeltrajecten 4C2 en 4C3 is geen labonderzoek uitgevoerd en is er geen impact op het ontwerp.

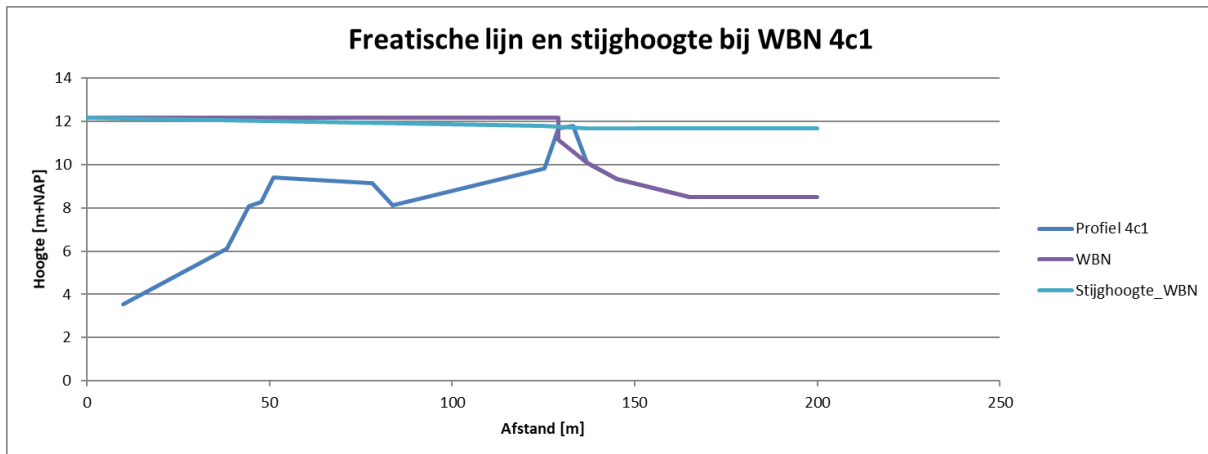
2.5. Hydraulische randvoorwaarden

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 4C:

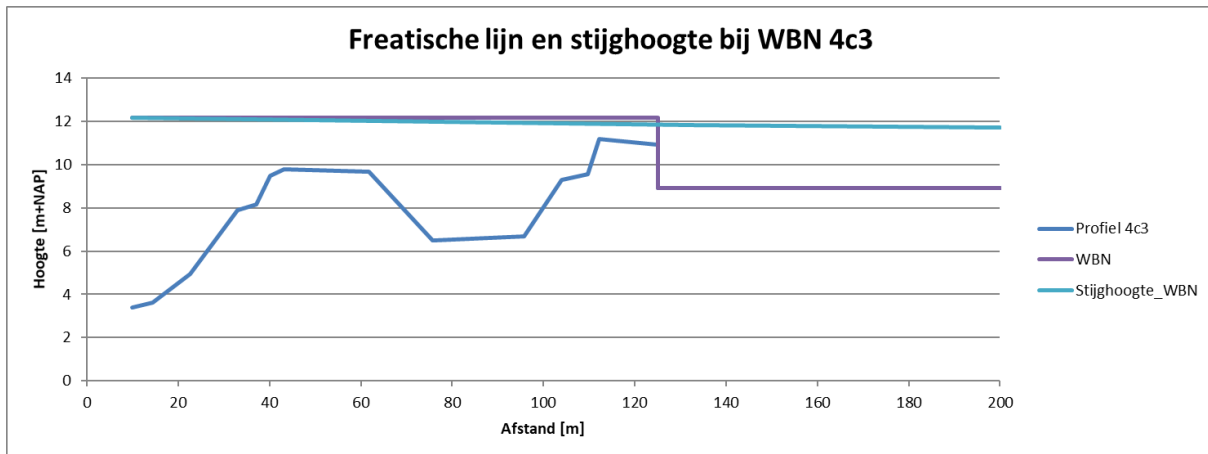
- WBN NAP+12,16 m (zichtjaar 2125)
- WBN overslag NAP+12,16 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,70 m
- HBN 2075 NAP+12,37 m
- HBN 2125 NAP+12,63 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [15]. De modellering voor deeltraject 4C1 is weergegeven in Figuur 2-7 en voor 4C3 in Figuur 2-12.

Specifiek voor het traject 4C1 geldt dat in het bepalen van de stijghoogte is uitgegaan dat de stijghoogte volledig indringt tot in de zandige laag tussen NAP+2,5 m en NAP+1,0 m. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage D. Voor wat betreft de zandlaag tussen NAP+6,5 m en NAP+5,5 m is het aannemelijk dat dit de funderingslaag is van de oorspronkelijke stadsmuur. Deze laag is lokaal aanwezig en daarom wordt verondersteld dat deze laag niet in verbinding staat met de diepere zandlagen.



Figuur 2-11: Waterstanden bij WBN 4C1



Figuur 2-12: Waterstanden bij WBN 4C3

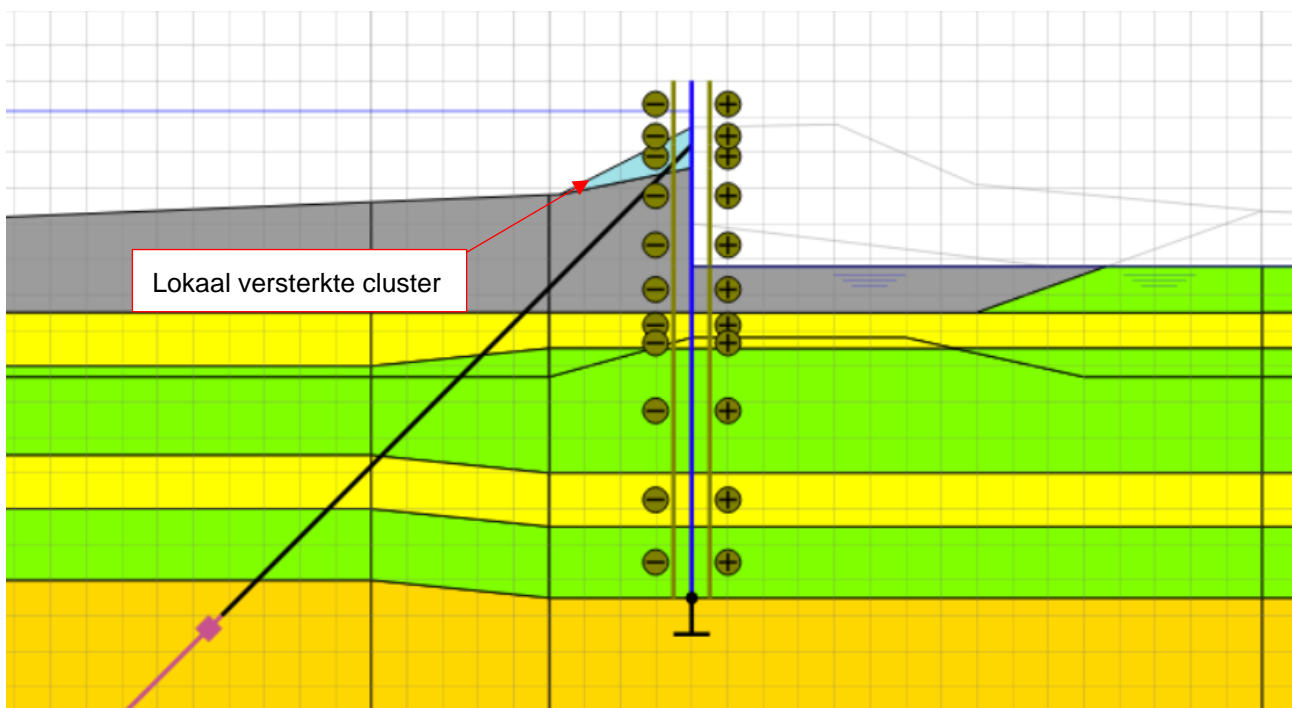
2.6. Omgang panden 4C1

De woningen direct achter het deeltraject 4C1 worden gezien als een NWO. Het bezwijken of verwijderen van de woningen mag geen invloed hebben op de stabiliteit van de waterkering. De aanwezige woningen in het traject zijn:

- Tolhuiswal 2
- Waalstraat 3
- Waalstraat 5

Van deze panden is geen gedetailleerde archiefinformatie beschikbaar over de fundering of eventueel aanwezige kelders. De beschikbare tekeningen zijn opgenomen in bijlage C. Het is echter wel aannemelijk dat de onderste bouwlaag van de woningen gelijk is aan het maaiveldniveau van het achterland. De woningen in het traject 4C2 zijn op staal gefundeerd. Het is daarmee ook aannemelijk dat de hierboven benoemde woningen ook op staal gefundeerd zijn. Deze fundering zal vorstvrij onder maaiveld aangebracht zijn. Als uitgangspunt wordt voor de woningen in 4C1 aangehouden dat het funderingsniveau 100 cm onder het maaiveld achterland bevindt, het aangehouden funderingsniveau bedraagt NAP+7,80 m. In de

modellering is uitgegaan van een horizontaal maaiveld op het niveau van de onderzijde van de fundering van de panden, zie Figuur 2-9. De freatische lijn is zowel in de situatie met beperkt overslag als significant overslag verlaagd tot dit niveau. In eerste instantie is er een restprofiel gemodelleerd tussen damwand en onderzijde fundering. In het restprofiel ontstaat echter niet kritische instabiliteit, daarom is er gerekend met een horizontaal maaiveld. De 70% sterkte reductie is in deze zone niet toegepast, omdat er geen sprake is van een geotechnisch bezwijkvlak in het binnentalud, maar het bezwijken van het pand. In de toetsing STBI i.c.m. significante overslag is geen erosiekuil gemodelleerd. Het gelijktijdig optreden van zowel het bezwijken van het pand en een erosiekuil is zeer onwaarschijnlijk.



Figuur 2-13: Modelling panden 4C1

2.7. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [15]:

- 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.
- In het buitentalud van 4C1 is een cluster lokaal versterkt om instabiliteit in deze zone te voorkomen. Omdat dit cluster zich aan de buitenzijde van de damwand bevindt heeft deze aanpassing geen invloed op de toetsingen van de binnenwaartse stabiliteit. Het versterkte cluster is aangegeven in Figuur 2-13.
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i,LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{63.945} = \frac{1}{374}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 2,79$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,83$$

Omdat het product van de schadefactor (0,83) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Er is geen verkeersbelasting in rekening gebracht omdat de kruin niet toegankelijk is voor verkeer en tijdens WBN-situatie onderwater staat.
- Voor de bestaande constructie in 4C2 en 4C3 is rekening gehouden met een totaal van 129 jaar corrosie. (realisatie: 1996, zichtjaarversterking is 2125, totale levensduur 129 jaar)
De afname bedraagt:
Boven de dagelijkse grondwaterstand: 5,70 mm (totaal)
Onder de dagelijkse grondwaterstand: 3,10 mm (totaal)
- In [26] is opgenomen dat in 4C3 achter de damwand is aangevuld met een combinatie van bomengrond en lavasteen. Dit mengsel is naar verwachting lichter dan het nu gemodelleerde dijksmateriaal direct achter de damwand. De positieve bijdrage van dit lichtere ophoogmateriaal is niet meegenomen.
- De damwand is gemodelleerd tot aan het HBN voor het zichtjaar 2125. In werkelijkheid is het bovenste deel een demontabele kering. De modellering is op deze wijze gekozen om de invloed van de hoogwater belasting op de damwand in rekening te brengen.
- In het VO is nog geen rekening gehouden met eventuele belasting vanuit de monumentale beuk in 4C3.
- Er is geen golfbelasting op de langsconstructie gemodelleerd.

3 Ontwerpresultaten

3.1. Ontwerp verbouw bestaande langsconstructie (4C2 en 4C3)

De langsconstructie in het gehele deeltraject 4C zal op hoofdlijnen bestaan uit een damwand met daarboven een betonnen deksloof met demontabele kering. De damwand verzorgt de binnenwaartse stabiliteit. De demontabele kering verzorgt de hoogte. In het gedeelte 4C1 dient er nog een damwand aangebracht te worden, in 4C2 en 4C3 kan gebruik worden gemaakt van een bestaande damwandconstructie. Op de bestaande damwandconstructie is reeds een deksloof aanwezig, deze wordt in principe gehandhaafd [23]. In de betonnen deksloof worden voorziening aangebracht voor schotten en staanders om een demontabele kering te kunnen opbouwen. DPS2000 wordt toegepast als sluitingsmateriaal. In de DO fase moet nog door de leverancier van het systeem bevestigd worden dat het systeem inpasbaar is in de bestaande deksloof, zie [23]. Daarnaast wordt er verankering aangebracht. Deze verankering is noodzakelijk om de langsconstructie te stabiliseren vanwege de kerende hoogte in 4C3 en vanwege de aanwezige bebouwing in 4C2¹. De eigenschappen van de bestaande langsconstructie zijn opgenomen in Tabel 3-1. De eigenschappen van de nieuwe verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

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 schotten en staanders kunnen uitgebreid worden tot minimaal de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2125 (=NAP+12,63 m). Het uitgangspunt is dat het omliggende maaiveld op het huidige niveau blijft.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-1: Eigenschappen bestaande damwand [26]

Damwand	
Type	AZ18
Staalkwaliteit	S 320 GP
Niveau bovenkant demontabele kering	NAP+12,63 m
Niveau teen damwand	NAP-1,45 m
Planklengte	ca. 13 m

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) 4C3

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	76,1 mm x 17,5
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,45 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 24 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m

¹ In het DO wordt nader onderzocht of het gehele traject 4C2 verankerd dient te worden of dat dit beperkt kan blijven tot alleen de zones waar er bebouwing achter de damwand aanwezig is.

Diameter groutlichaam	300 mm
Lengte groutlichaam	8,00 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 240 B
Niveau hart gording	NAP+9,75 m
Staalkwaliteit	S355

3.2. Ontwerp nieuwe langsconstructie 4C1

In traject 4C1 wordt hetzelfde constructieprincipe toegepast. Een verankerde damwand met daarboven een demontabele kering. In dit traject is echter geen bestaande constructie aanwezig die gebruikt kan worden. De aan te brengen constructie in dit vak bestaat uit een AZ24-700 damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in de buitenkruinlijn. 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 eigenschappen van de nieuw aan te brengen damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-4, Tabel 3-5 en Tabel 3-6.

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 schotten en staanders kunnen uitgebreid worden tot minimaal de vereiste hoogte voor het zichtjaar 2125 (=NAP+12,63 m). Het uitgangspunt is dat het omliggende maaiveld op het huidige niveau blijft.

Voor dit deeltraject is ook een variant met een onverankerde damwand onderzocht. Bij een onverankerde damwand is echter een aanzienlijk langere en zwaardere damwand noodzakelijk. Een dergelijke damwand zal moeilijker te installeren zijn in deze trillingsgevoelige omgeving met kwetsbare bebouwing en verdient daarom niet de voorkeur. De keuze voor een verankerde damwand zorgt er voor dat de damwand korter kan worden uitgevoerd. Hierbij geldt wel dat er afgeweken is van de wens om de damwand 2,0 m in het pleistocene zand aan te brengen. Voor de stabiliteit van de constructie is het voldoende om de damwand tot bovenkant van het pleistocene pakket aan te brengen. De damwand is hierbij ook zettingsvrij. Omdat de damwand hierdoor korter uitgevoerd kan worden, is de kans groter dat de damwand trillingsvrij (drukkend) geïnstalleerd kan worden.

Het voorlopig ontwerp van de langsconstructie is opgenomen op de tekeningen met referentie: [19].

Tabel 3-4: Eigenschappen nieuwe damwand

Damwand	
Type	AZ24-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+11,7 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-1,50 m
Planklengte	ca. 13 m

* Bovenkant damwand is een variabel niveau, de bovenzijde van de deksloof dient gelijk te zijn met het huidige maaiveld.

Tabel 3-5: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) 4C1

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	82,5 mm x 17,5
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+11,05 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 29 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m
Diameter groutlichaam	350 mm
Lengte groutlichaam	10,00 m

Tabel 3-6: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 280 B
Niveau hart gording	NAP+11,35 m
Staalkwaliteit	S355

3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- In het ontwerp is uitgegaan van het drukkend trillend installeren van de damwand.
- De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een betonnen deksloof. In de betonnen deksloof worden voorzieningen aangebracht voor een demontabele kering. het niveau van de bovenzijde van de deksloof is nog nader te bepalen.
- Om beïnvloeding van de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen wordt de nieuwe damwand waterdoorlatend gemaakt op het niveau van de dagelijkse freatische lijn. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.
- Er is gekozen om de nieuwe damwandconstructie in 4C1 in de buitenkruinlijn aan te brengen. Hierbij wordt er zoveel mogelijk afstand tot de panden gehouden.
- Om kwel langs de ankerbuis te voorkomen, wordt het groutlichaam aangebracht tot 1,0 m in de holocene lagen.
- Om de invloed van bodemdaling op de ankerbuizen 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 ankerbuis door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerbuis.
- 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.

3.4. Verificatierapport

Het ontwerp van de langsconstructies dient te voldoen aan de Klant Eisen Specificatie (KES). Deze verificatie is uitgevoerd in [17].

3.5. Risico's

De belangrijkste technische risico's met betrekking tot de realisatie en het ontwerp van de langsonstructie 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 3-7: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	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
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) Fluideren* 3) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren
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	Dijklichaam instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) 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 fluideren 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.

Tabel 3-8: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4C1 bevindt zich een cement benontnietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met de verankering.	Mogelijke oplossingen zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen (mits het raakvlak met het anker niet te diep zit) of het scherm doorboren. Er dient ander onderzocht te worden of dit scherm doorboort/gedeeltelijk verwijderd mag worden.
2	Kabels en leidingen	Er ligt een datakabel ter plaatse van aansluiting tussen de Tolhuiwal en deeltraject 4C1.	Omgang nader te bepalen in het DO.
3	Aansluitingen nieuwe damwand	De nieuwe damwand dient aangesloten te worden op coupure Waalstraat aan de ene zijde en op de Tolhuiswal aan de andere zijde.	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Boom 4C3	Ter plaatse van DT4C3 staat een bestaande boom op de kruin. De wortels van de boom conflicteren mogelijk met de aan te brengen verankering.	Er wordt een boom effect analyse uitgevoerd om dit raakvlak verder uit te werken. Indien de verankering niet toepasbaar is, wordt een alternatieve oplossing uitgewerkt met schoorpalen aan de binnenzijde van de damwand.

3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

3.7.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien voor veiligheid, gezondheid en milieu (VGM) gedurende de uitvoeringsfases worden nader uitgewerkt in vervolgfasen. 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.

3.7.2. Gebruiksfase

Het niveau van de bovenkant van de deksloof is nader te bepalen. Bij de keuze van het niveau van de bovenzijde van de deksloof dient er rekening mee gehouden te worden dat de verankeringspunten van de demontabele kering altijd bereikbaar zijn.

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. De bestaande damwand wordt hergebruikt.

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 damwand geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. De deksloof en het sluitingsmateriaal voor de demontabele kering dient regelmatig geïnspecteerd te worden en geconstateerde schades dienen hersteld te worden. Het is aanbevolen om in ieder geval twee jaarlijks de deksloof en keermiddelen te inspecteren. Aanvullend is het regelmatig oefenen van het sluiten van de demontabele kering aanbevolen. Hierop wordt nader ingegaan in [23].

4 Uitvoering

4.1. Fasering 4C2 en 4C3

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

- 1 Graven sleuf tot ca. 1 m onder huidige maaiveld
- 2 Verwijderen bestaande deksloof
- 3 Aanbrengen ankers (over de kop vanaf de kruin in 4C2 en vanaf achterland in 4C3)
- 4 Aanbrengen gording (locatie anker Gording nader te bepalen)
- 5 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 60 kN per anker)
- 6 Aanbrengen nieuwe deksloof
- 7 Aanbrengen nieuw voetpad op kruin

4.2. Fasering 4C1

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

- 1 Verwijderen steenbekleding en vervolgens gedeeltelijke ontgraven buitentalud en creëren werkplatform
- 2 Graven ontlast-, heisleuf in buitenkruinlijn
- 3 Aanbrengen damwand (drukkend)
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf het buitentalud)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 80 kN per anker)
- 7 Aanbrengen nieuwe deksloof
- 8 Herstellen en profileren buitentalud en terugbrengen bekleding

4.3. Installeerbaarheid damwand 4C1

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

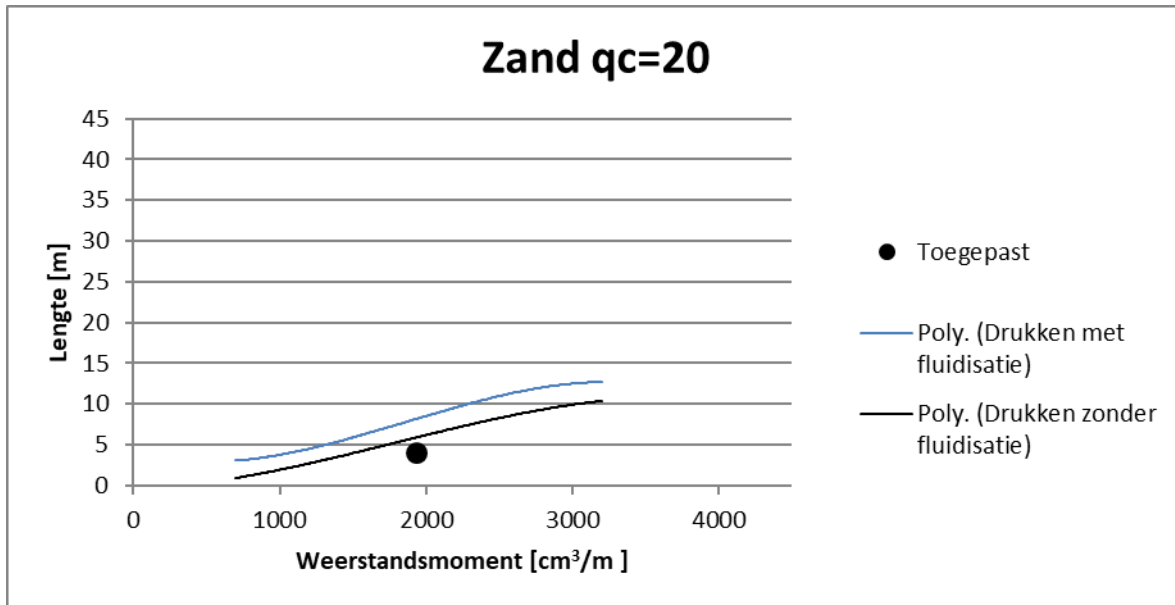
- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

4.3.1. Schadevrij installeren damwand 4C1

Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2_BUT). In deze sondering zijn twee relatief vaste zandlagen aanwezig. Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 15 MPa gemeten met uitschieters naar 20 MPa. De totale laagdikte van deze zandlagen bedraagt ca. 4,0 m. Er is daarom uitgegaan van Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 4,0 m. De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ24-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8². Conform de grafiek, zie Figuur 4-1, zijn de planken schadevrij te

² Correctiefactor bedraagt $\left(\frac{600}{700}\right)^{1,5} = 0,8$

installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ24-700 profiel aangegeven met gecorrigeerd weerstandsmoment. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.



Figuur 4-1: Schadeverwachting drukken in zand (20 MPa)

4.3.2. Trillingspredictie

Omdat de nieuwe damwand op zeer korte afstand van bebouwing aangebracht wordt, is uitgegaan van het drukkend installeren. Hiervoor is geen trillingspredictie uitgevoerd.

4.3.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage E is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sondering is 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2_BUT), de berekende drukcapaciteit bedraagt 110 ton.

Gangbare drukcapaciteit van een Silent Piler is ca. 100 ton. Deze drukcapaciteit wordt naar verwachting licht overschreden. In het ontwerp dient daarom rekening gehouden te worden met maatregelen om de weerstand te verlagen. Hierbij kan gedacht worden aan:

- Toepassen bitumineuze slotvulling om de wrijving in het slot te verminderen
- Fluïderen
- Geheel of gedeeltelijk voorboren (bijvoorbeeld tot het niveau onderzijde van de eerste zandlaag, ca NAP+5,00, vermoedelijk het oude funderingsniveau van de stadsmuur)

De invloed van bovenstaande maatregelen op het ontwerp en de maakbaarheid wordt in het DO onderzocht. Een alternatief is om de damwanden te drukken met een Quattro Piler. Dit materieel beschikt over het

algemeen over een hogere drukcapaciteit, maar is lastiger op deze locatie met zeer beperkte ruimte te positioneren.

De enige mogelijkheid voor het aan- en afvoeren van materialen en materieel lijkt vanaf buitendijks. Voor het installeren van de damwand dient daarom rekening gehouden te worden met het tijdelijk verwijderen van de steenbekleding en het ontgraven van het buitentalud. Mogelijk is voor deze ontgraving een tijdelijke hulpconstructie in de kruin van de dijk noodzakelijk.

4.4. 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 in 4C1 bedraagt 80 kN, in 4C3 60 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

4.5. Monitoring

Het wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren en de trillingen en verplaatsingen tijdens realisatie te monitoren. In het DO wordt nader bepaald voor welke panden 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 F. Omdat er twee rekensneden zijn beschouwd zijn beide rekenresultaten opgenomen in Tabel 5-1. De toetsingen zijn in deze rapportage alleen uitgewerkt voor de snede in deeltraject 4C1. De toetsingen voor 4C3 zijn op dezelfde wijze uitgevoerd en het resultaat van deze toetsingen is opgenomen in bijlage B. In paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel voor deeltraject 4C1 beschreven.

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

Rekenresultaat	Eenheid	Deeltraject 4C1		Deeltraject 4C3	
		Waarde	Maatgevende rekenfase	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	1,14	6b	1,46	6b
Moment	[kNm/m]	389	6a	80	6a
Dwarskracht	[kN/m]	150	6a	85	8
Normaalkracht	[kN/m]	167	5	163	8
Ankerkracht	[kN/m]	218	6a	200	8
Horizontale vervorming constructie	[mm]	63	4C	52	7c
Horizontale verschilvervorming binnenteen-buitenteen	[mm]	63	4C	52	7c
Verticale vervorming*	[mm]	4	4C	25	7c

*Omdat de constructie een hoogte functie heeft, is de verticale verplaatsing van de constructie aangehouden.

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.

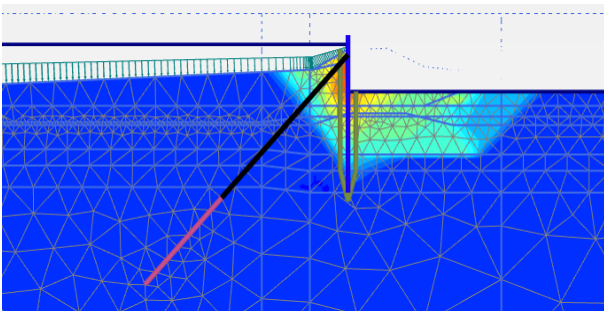
5.2. Ontwerptoetsingen traject 4C1

5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

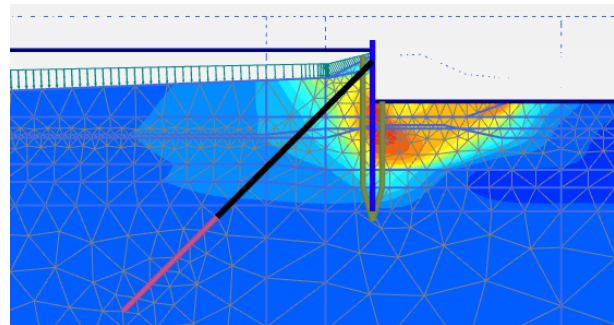
De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag. Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2. Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

- Geen significant overslag : 1,14
- Significant overslag 1,47

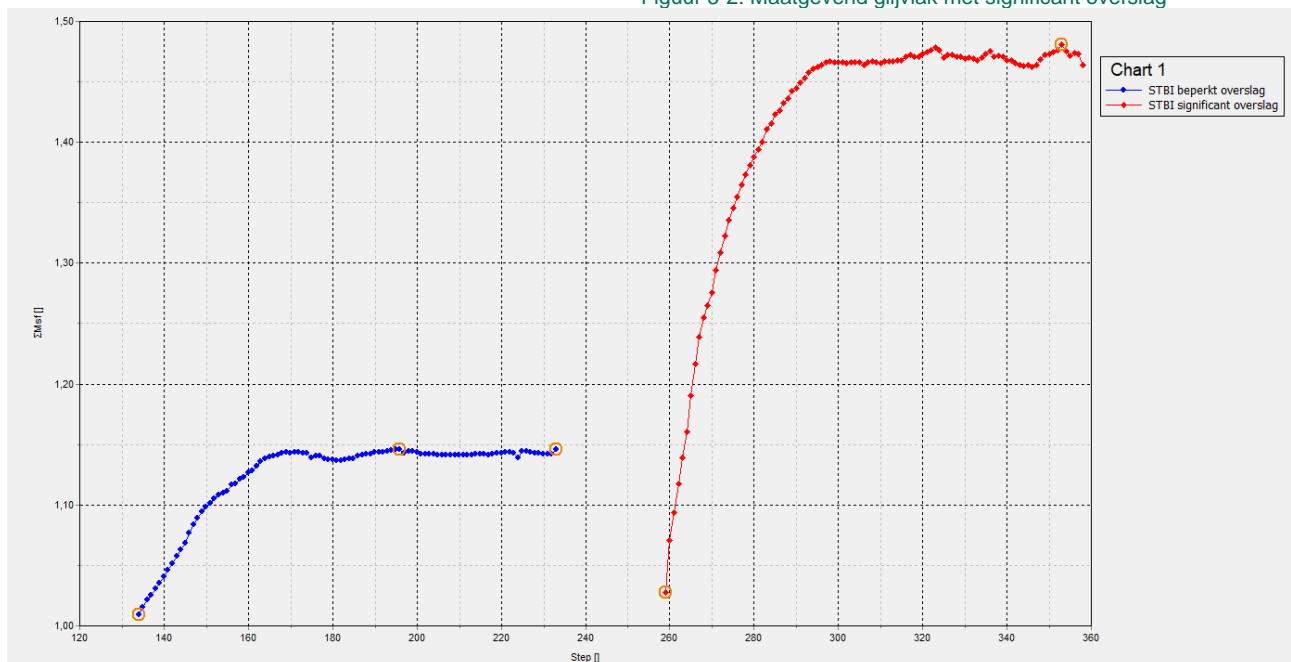
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.



Figuur 5-1: Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant 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 [21]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand $\frac{w_{\text{gecorrodeerd}}}{w_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{1650}{2430} = 0,68$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand $\frac{w_{\text{gecorrodeerd}}}{w_{\text{ongecorrodeerd}}} = \frac{2005}{2430} = 0,82$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
 - Zone A: $M_{\text{ed}} = 389 \cdot 1,1 = 428$ kNm/m Maximum in fase 6a
 - Zone B: $M_{\text{ed}} = 367 \cdot 1,1 = 404$ kNm/m Maximum in fase 6a
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B) $V_{\text{ed}} = 150 \cdot 1,1 = 165$ kN Maximum in fase 6a,
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B) $N_{\text{ed}} = 167 \cdot 1,1 = 184$ kN Maximum in fase 5

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 8,9 m. De afstand tussen de teen van de damwand en het aangrijpingsniveau van het anker bedraagt 12,7 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met een 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 8,9 m.

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:

- $P_{\text{max}} = 218 \cdot 1,1 = 240$ kN/m berekend in fase 6a
- P_{max} voor ankeruitval $= 202 \cdot 1,1 = 222$ kN/m berekend in fase 4C

De maatgevende sondering is de sondering "75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)". In dit deeltraject is slechts één sondering beschikbaar voor het ontwerp van het groutlichaam. De overige sonderingen zijn niet diep genoeg. Er is een gemiddelde conusweerstand van ca 9 MPa in de zone van het groutlichaam bepaald. De bepaling van de gemiddelde conusweerstand is ook opgenomen in bijlage A.2. In de bepaling van de gemiddelde conusweerstand zijn de gemeten conusweerstand groter dan 15 MPa afgesneden 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 18%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{\text{qc}} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$: 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 bovenkant groutlichaam in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
 - $\sigma'_i = 142$ 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 bovenkant groutlichaam in fase 4a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met de WBN-situatie.
- $\sigma'_d = 95 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{95}{142}} = 0,82$

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 [15]. De berekening van de ankerkracht toename is opgenomen in bijlage A.2. Er is een berekende toeslag ten gevolge van zakkende grond van 84 kN/anker³ bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 80 kN per anker bepaald (= ankerkracht in fase 3a). De totale toename bedraagt: 80+84=164 kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 164 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'.
- 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:

- $P_{\max} = 218 * 1,1 = 240 \text{ kN/m}$ berekend in fase 6a
- P_{\max} voor ankeruitval = $202 * 1,1 = 222 \text{ kN/m}$ berekend in fase 4C

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

5.2.5. SSI-1: Lengte langsconstructie

De lengte van de langsconstructie wordt 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

³ Toeslag is inclusief modelfactor $\gamma_{zb} = 1,25$.

1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

Er is gekozen om niet te voldoen aan de wens om de damwand 2,0 m in het zand aan te brengen. Het aanbrengen twee meter in het zand verkleint de kans dat drukkend installeren haalbaar is.

2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het dijklichaam in deeltraject 4C1 voldoet aan het criterium van Sellmeijer [20]. Er is dus in dit deeltraject geen opgave ten aanzien van piping/heave.

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_DKMP035_(DT219.+002_DKMP2_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-1,50 m bedraagt 308 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 155 kN/m en is berekend in fase 6a. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-1,50 m.

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 17%. De reductie is als volgt bepaald:

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

- 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 de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
 $\sigma'_i = 190 \text{ kN/m}^2$
- 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.

$$\sigma'_d = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{131}{190}} = 0,83$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt $(1 - 0,7 \cdot 0,83) \cdot 100\% = 42\%$

Met het teenniveau van NAP-1,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

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; (omdat de damwand hier zelfstandig waterkerend is, is getoetst aan de verticale vervorming van de damwand)
- 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 verticale vervorming van de damwand in fase 4C bedraagt 0,004 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,01 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4C bedraagt 0,06 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,08 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4C bedraagt 0,06 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,08 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:

- De betonnen deksloof met voorzieningen voor demontabel kering dient ontworpen te worden.
- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording. De locatie (binnenzijde of buitenzijde) van de Gording is een aandachtspunt voor het DO. Eventueel kan overwogen worden om de betonnen deksloof als Gording te dimensioneren.
- Het aangrijpingsniveau van de verankering in deeltraject 4C2 dient nader bepaald te worden. Om zo min mogelijk te ontgraven is een hoog aangrijpingspunt van de verankering wenselijk. In deeltraject 4C3 kan het aangrijpingsniveau lager liggen (zoals nu is aangehouden) vanwege de beschikbare ruimte aan de binnenzijde van de damwand.
- In het DO wordt nader onderzocht of de modellering van de NWO's aangescherpt kan worden. Daarnaast dienen er mogelijk nog NWO's ingemeten te worden.
- Er is extra grondonderzoek noodzakelijk om het ontwerp van de verankering te kunnen maken in deeltraject 4C1 en 4C2. De nu beschikbare sonderingen zijn niet diep genoeg uitgevoerd om de houdkracht van het groutlichaam te bepalen.
- De invloed van een belasting afkomstig van de monumentale beuk in deeltraject 4C3 dient in het DO-nader onderzocht te worden.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- De afgeleide bodemopbouw dient gecontroleerd te worden op basis van de bepaalde volumieke gewichten in het labonderzoek.
- De aansluiting van de langsconstructie op de coupure Waalstraat en de Tolhuiswal dient uitgewerkt te worden.
- Aanvullende rekensneden beschouwen in deeltraject 4C2 t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp door op bepaalde delen de verankering niet toe te passen.
- De impact van maatregelen om de weerstand van de plank tijdens het installeren te verminderen op het ontwerp onderzoeken.
- Detail doorvoer van de ankerbuizen door de damwand ontwerpen, rekening houden met autonome bodemdaling.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden
- Invloed van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren;
 - Gekozen meshfijnheid controleren
 - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
 - Toegepaste tolerantie controleren
 - Invloed modelgrenzen controleren

6.2. Niet-beheerste risico's

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

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond (het tracé van de nieuwe damwand kent een hoog risico op obstakels vanwege mogelijke restanten van de oude stadsmuur)	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
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) Indien mogelijk laatste meters trillend installeren
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	Dijklichaam instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken 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.

6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolffase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	In de buitenteen van DT4C1 bevindt zich een cement benontrnietscherm. Dit scherm conflicteert mogelijk met de verankering.	Mogelijke oplossingen zijn: scherm gedeeltelijk opgraven en verwijderen (mits het raakvlak met het anker niet te diep zit) of het scherm doorboren. Er dient ander onderzocht te worden of dit scherm doorboort/gedeeltelijk verwijderd mag worden.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
2	Kabels en leidingen	Er ligt een datakabel ter plaatse van aansluiting tussen de Tolhuiwal en deeltraject 4C1.	Omgang nader te bepalen in het DO.
3	Aansluitingen nieuwe damwand	De nieuwe damwand dient aangesloten te worden op coupure Waalstraat aan de ene zijde en op de Tolhuiswal aan de andere zijde.	De aansluitingen worden in het DO uitgewerkt.
4	Boom 4C3	Ter plaatse van DT4C3 staat een bestaande boom op de kruin. De wortels van de boom conflicteren mogelijk met de aan te brengen verankering.	Er wordt een boom effect analyse uitgevoerd om dit raakvlak verder uit te werken. Indien de verankering niet toepasbaar is, wordt een alternatieve oplossing uitgewerkt met schoorpalen aan de binnenzijde van de damwand.

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 80 kN in traject 4C1 en 60 kN in traject 4C3.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld voorboren 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:

- AZ26-700 S355GP, lengte 15,0 m.



BIJLAGEN

A. Ontwerptoetsingen 4C1

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 Dijkvak 4c1
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ24-700
 type damwandprofiel Z-plank
 staalsoort S 355 GP
 Toelaatbare staalspanning f_y 355 N/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)* I 8.90 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
optredende moment	M_{ed}	428	404	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	184	184	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	165	165	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.	0.73	0.57	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.23	0.19	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.04	0.04	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	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.	0.29	0.20	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

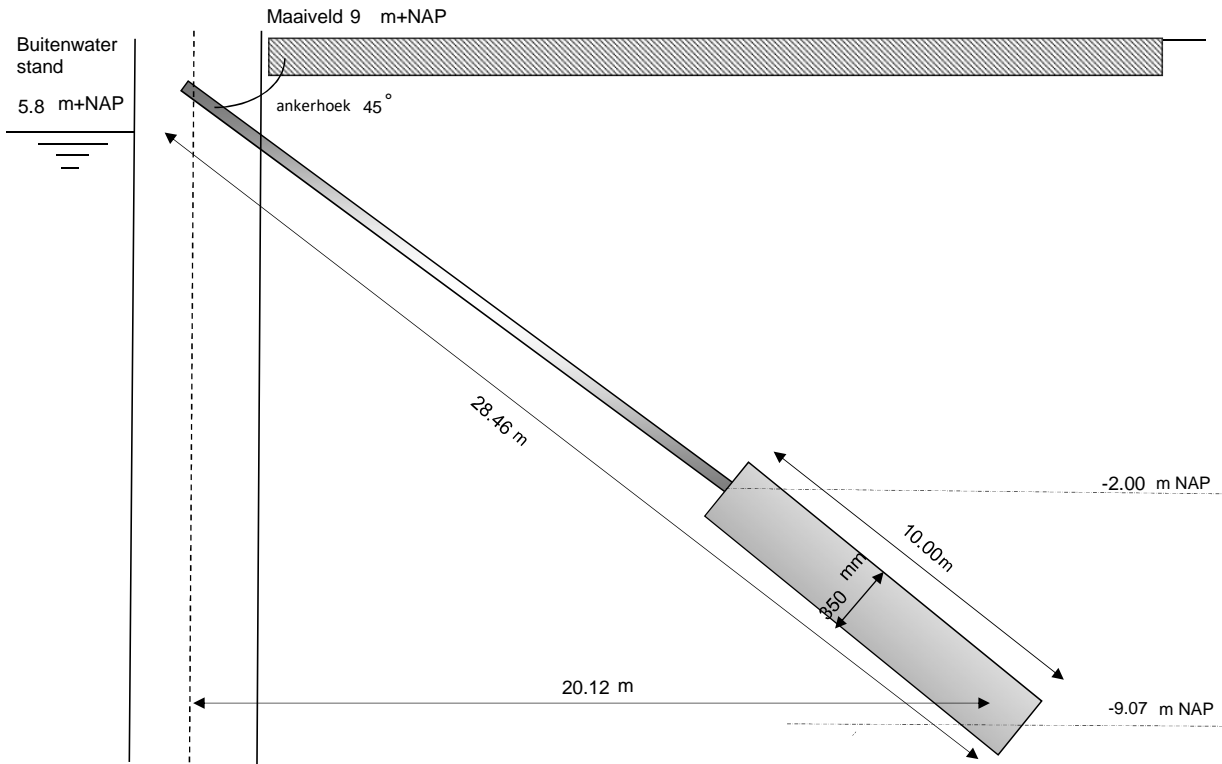
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c1
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø82,5x17,5	mm	
Buitendiameter	82.50	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	3503	mm ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	81.22	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	2085	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
Diameter groutlichaam	350	mm	omtrek 1100 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	8.00	Deq	
Insteekniveau	11.05	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -9.07 m NAP
Lengte prop	10.00	m	hart -5.54 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	28.46	m	
Fictieve ankerlengte	23	m	
Massa totale ankerstang	778	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.91	m ³	

Gehanteerde factoren

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 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	0.95	
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	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.2	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.3	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.4	238	238	2.80	666	1.10	1.25	733	833
stap 6.5 x 1,2	222	222	2.80	622	1.10	1.25	684	777
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	185	185	4.20	777	1.00	1.00	777	777

Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1460 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	1043 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloe;rep}$	1043 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloe;d}$	1043 kN	$R_{r:vloe;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	1043 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$; $(R_{r:vloe;rep}/1)$
P_d	833 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

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

$$1043 > 833$$

Unity Check 0.80

Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	9 MPa	75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand γ_{sc}	0.82 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1440 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1140 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
P_d	777 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

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

$$1140 > 777$$

Unity check 0.68

Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

R _{a,min,d}	1140 kN
Diameter groutlichaam	350.00 mm
L _{grout}	10.00 m
q _c	9.19
τ _{grout/grond}	0.10

0,3 N/mm² τ_{grout/grond}
 0.30 > 0.10
 Unity check **0.35**

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

Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

R _{a,min,d}	1140 kN
diameter staal	82.50 mm
L _{grout}	10.00 m
τ _{grout/staal}	0.44
τ _{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 τ_{grout/staal}
 1.50 > 0.44
 Unity check **0.29**

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

Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP033_(DT218.+087_DKMP2_BIK)	-2.00	-9.07	9.19	10.00
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	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 anker vak 4c1
Revisie	1
Datum	18-12-2020

Gegevens doorsnede

Type voorwand	AZ24-700
Type anker	Ankerbuis 82,5x17,5
Methode	PPL

Invoer constructie

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	D_0	0.083 [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	19.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	96306 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	80 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	27.874 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	3.57E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	750448 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	4.25E+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	30.6 [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	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	90 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	17.85 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	q_0	23.08 [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

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

7496.1921 [-]

Dus moet gelden dat:

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

3.1193 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha =$		18.91010 [-]
golf lengte	λ	2.49 [m]
doorbuiging anker	y_0	0.530 [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:

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

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

1.2917 [-]

Dus moet gelden dat:

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

1.2917 [-]

Hieruit volgt:

$\alpha_n =$		0.838268243 [-]
factor	n	17.66 [-]

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

Additionele ankerkracht	ΔF	67 [kN]
Ankerkracht per anker	F	80 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 147 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond 84 kNToeslag kruip (ankerkracht fase 3a) 80 kNTotaal (invoer Prestress fase 3b) 164 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 Gording dijkvak 4c1
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	$\gamma_{M0} = 1.0$	
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

$F_{A,d} = 240$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 222$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 222$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profieleigenschappen 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)	

==> 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				
$P_{g,d}$	=	187 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	173 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	157 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	146 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	314 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	308 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	527 [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}	=	314 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2904 \times 205}{1.0} = 595 \text{ kN}$	
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd}$	=	dwarskracht	$314 / 595 = 0.53$	$0.53 > 0.5$ $0.53 \leq 1.0$ (6.17)

Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden

Reductie op momentcapaciteit

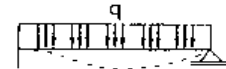
Doorsnedeklasse 1 en 2	
Buiging en dwarskracht	
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$	
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$	0.0029 reductie [1 - p]
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] = 1145680 \text{ mm}^3$

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}	=	146 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1146 \times 355}{1.0} = 407 \text{ kNm}$	
*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	$146 / 407 = 0.36$	$0.36 \leq 1.0$ (6.30)

Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)

Vervorming:	$w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely} = \frac{2}{384} \frac{173 \times 2800}{210000 \times 1.45E+08} = 2 \text{ mm}$
-------------	--



Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval					
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as					
$V_{Ed} =$	527 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	527 / 595 =	0.89	>	0.5
			0.89	≤	1.0 (6.17)
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ nodig					
$\rho = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			0.5968	reductie [1 - ρ]	
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$	1110886 mm ³			
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as					
$M_{Ed} =$	308 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{1146 \times 355}{1.0}$	= 407 kNm
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$	buiging + dwarskracht	308 / 407 =	0.76	≤	1.0 (6.30)
Toetsing kipweerstand, unity checks					
		normale situatie	0.37		
		calamiteit	0.83		

A.4. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundationsrekenmodel van 4C1. Naam van het model is: "INFR200121 B-016 201218 Draagvermogen_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

B. Ontwerptoetsingen 4C3

B.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 Dijkvak 4c3
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ18
 type damwandprofiel Z-plank
 staalsoort S 320 GP
 Toelaatbare staalspanning* f_y 174 N/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)** I 9.10 m
 factor scheve buiging (weerstandsmoment)*** β_B 1.0
 factor scheve buiging (traagheidsmoment)*** β_D 1.0

* Er is gerekend met een gereduceerde vloeispanning I.v.m. klasse 4 profiel

** 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)

Definitie zones damwand

Zone	
A	Boven dagelijkse waterstand
B	Onder dagelijkse waterstand

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 0.58
 corrosiefactor Zone B 0.76
 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
optredend moment	M_{ed}	82.5	88	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	179.3	179.3	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	93.5	93.5	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.	0.45	0.32	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.45	0.35	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.12	0.09	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	0.51	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.	n.v.t.	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

B.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

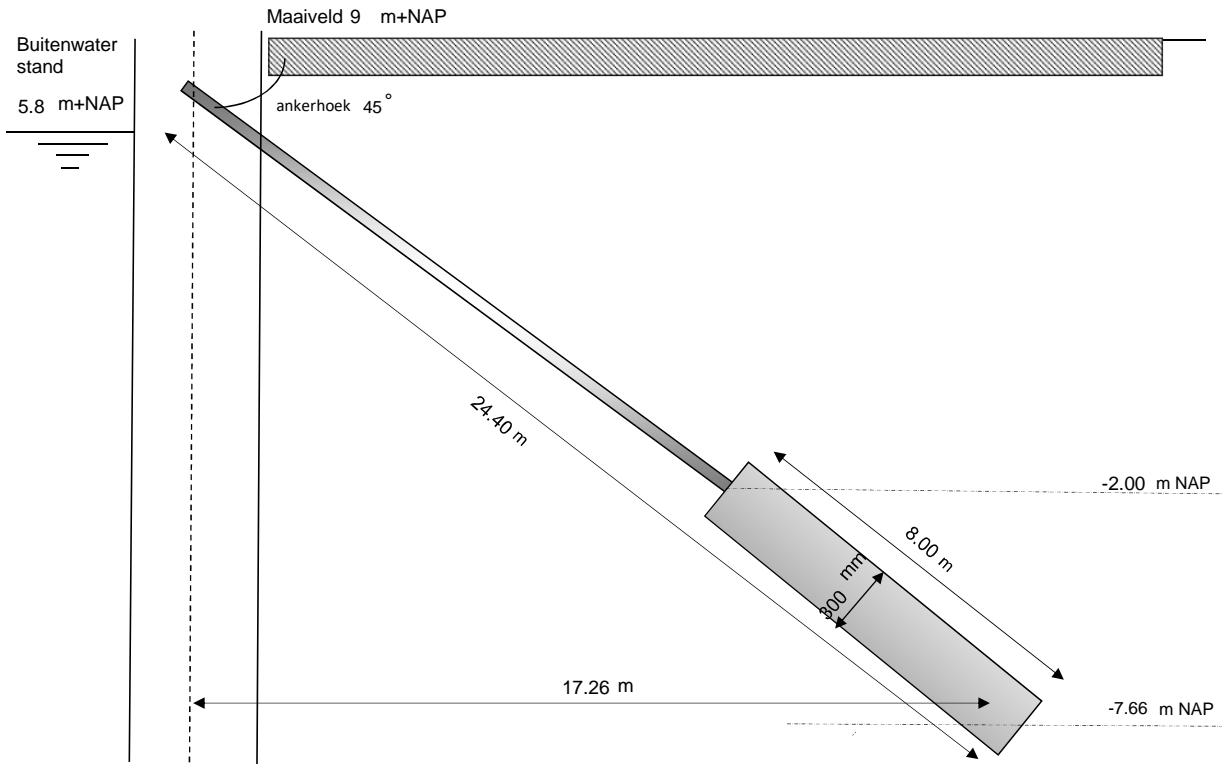
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Voorlopig ontwerp schroefinjectie anker vak 4c3
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø76,1x17,5	mm	
Buitendiameter	76.10	mm	
Wanddikte	17.50	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	3190	mm ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	75.52	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	1880	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
Diameter groutlichaam	300	mm	omtrek 942 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	9.33	Deq	
Insteekniveau	9.60	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -7.66 m NAP
Lengte prop	8.00	m	hart -4.83 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	24.40	m	
Fictieve ankerlengte	20	m	
Massa totale ankerstang	607	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	0.53	m ³	

Gehanteerde factoren

CUR 166 deel 2 art 4.9.6	0.014 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	0.95	
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	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.2	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.3	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.4	220	220	2.80	616	1.10	1.25	678	770
stap 6.5 x 1,2	147	147	2.80	410	1.10	1.25	451	513
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	122	122	4.20	513	1.00	1.00	513	513

Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	1316 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	940 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	940 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	940 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	940 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4) ; (R_{r:vloei;rep}/1)$
P_d	770 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

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

$$940 > 770$$

Unity Check 0.82

Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	11 MPa	75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)
Correctiefactor conusweerstand γ_{sc}	0.80 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	1150 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	911 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
P_d	678 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

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

$$911 > 678$$

Unity check 0.74

Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

$R_{a,min,d}$	911 kN
Diameter groutlichaam	300.00 mm
L_{grout}	8.00 m
q_c	10.71
$\tau_{grout/grond}$	0.12

0,3 N/mm² $\tau_{grout/grond}$
 0.30 > 0.12
 Unity check **0.40**

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

Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

$R_{a,min,d}$	911 kN
diameter staal	76.10 mm
L_{grout}	8.00 m
$\tau_{grout/staal}$	0.48
τ_{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 $\tau_{grout/staal}$
 1.50 > 0.48
 Unity check **0.32**

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

Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP036_(DT219.+105_DKMP2_BUT)	-2.00	-8.36	10.71	8.00
75629_DKMP037-A_(DT220.+035_DKMP2_VL)	-2.00	-8.36	11.90	8.00
DT220.+001_DKMP_BUT	-2.00	-8.36	13.83	8.00
DT220.+002_DKMP_KR	-2.00	-8.36	12.12	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

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 anker vak 4c3
Revisie	1
Datum	18-12-2020

Gegevens doorsnede

Type voorwand	AZ18
Type anker	Ankerbuis 76,1x17,5
Methode	PPL

Invoer constructie

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	D_0	0.076 [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	16.5 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	54348 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	170 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	25.086 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	3.22E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	675403 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	3.15E+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	44.2 [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	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	130 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	23.75 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	q_0	30.56 [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

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

868.2524 [-]

Dus moet gelden dat:

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = 3.1193 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha = 8.88526 [-]$$

golflengte	λ	2.16 [m]
------------	-----------	----------

doorbuiging anker	y_0	0.502 [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:

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

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) = 0.1670 [-]$$

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = 0.1670 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha_n = 0.351503294 [-]$$

factor	n	16.72 [-]
--------	-----	-----------

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

Additionele ankerkracht	ΔF	60 [kN]
Ankerkracht per anker	F	170 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 230 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	75 kN
------------------------	-------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	170 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	245 kN
-----------------------------------	--------

B.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 Gording dijkvak 4c3
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 240 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{M0} = 1.0$	
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

$F_{A,d} = 220$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 147$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 147$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

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

$h = 235.6$ mm (240 mm)	$A_{resterend} = 7579$ mm ² = 71 % van: (10600 mm ²)
$b = 235.6$ mm (240 mm)	$A_{corrosie} = 3021$ mm ²
$t_w = 5.6$ mm (10.0 mm)	$A_v = 2297$ mm ² = 69 % van: (3323 mm ²)
$h_w = 164$ mm (164 mm)	$I_y = 8288$ cm ⁴ = 74 % van: (11259 cm ⁴)
$t_t = 12.6$ mm (17.0 mm)	$W_{y,el} = 704$ cm ³ = 75 % van: (938 cm ³)
$r = 23.2$ mm (21 mm)	$W_{pl,y*} = 770$ cm ³ = 73 % van: (1053 cm ³)
$i_y = 104.6$ mm (103 mm)	

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

Doorsnedeklasse

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{164}{5.6} = 29.3 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{92}{12.6} = 7.3 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

Horizontale belasting op gording

$P_{g,d}$	=	171 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$	=>> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	114 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$		
$P_{g,d}$	=	104 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$		
$M_{s,g,d}$	=	134 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$		
$V_{s,g,d}$	=	287 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$		
$M_{s,g,d,cal}$	=	203 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval	
$V_{s,g,d,cal}$	=	348 [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

$$V_{Ed} = 287 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2297 \times 205}{1.0} = 471 \text{ kN}$$

toetsing:

6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$ dwarskracht $287 / 471 = 0.61 > 0.5$
 $0.61 \leq 1.0$ (6.17)

Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden**Reductie op momentcapaciteit**

Doorsnedeklasse 1 en 2

Buiging en dwarskracht

Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ nodig

$p = (2 * V_{Ed}/V_{c,Rd} - 1)2 =$ **0.0490** reductie [1 - p]

$W_{pl,V} =$ $W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$ 768331 mm³

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

$$M_{Ed} = 134 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{768 \times 355}{1.0} = 273 \text{ kNm}$$

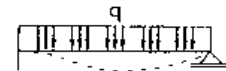
*reductie W_{pl} doordat dwarskracht $> 0,5 V_{c,Rd}$ conform NEN-EN 1993-1-1+C2-6.2.8

toetsing:

6.2.8: $M_{Ed}/M_{c,Rd} =$ buiging + dwarskracht $134 / 273 = 0.49 \leq 1.0$ (6.30)

Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)

$$\text{Vervorming: } w = \frac{2 \cdot qL^4}{384 \cdot Ely} = \frac{2}{384} \frac{114 \times 2800}{210000 \times 8.29E+07} = 2 \text{ mm}$$

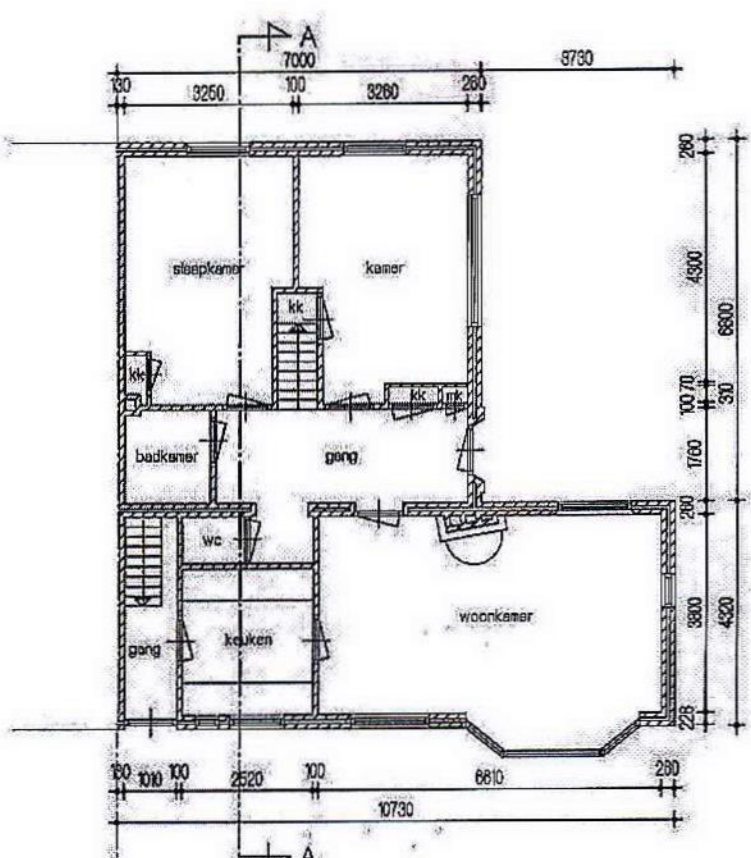


Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval					
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.6 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as					
$V_{Ed} =$	348 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{2297 \times 205}{1.0}$	= 471 kN
toetsing					
6.2.6: $V_{Ed}/V_{c,Rd} =$	dwarskracht	348 / 471 =	0.74	>	0.5
			0.74	≤	1.0 (6.17)
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$ nodig					
$\rho = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$			0.2295	reductie [1 - ρ]	
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$		761534 mm ³		
NEN-EN 1993-1-1+C2+A1-6.2.5 Enkele buiging met afschuiving; doorsnedeklasse 1, 2 sterke as					
$M_{Ed} =$	203 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}}$	=	$\frac{770 \times 355}{1.0}$	= 273 kNm
toetsing:					
6.2.8: $M_{Ed} / M_{y,V,Rd} =$	buiging + dwarskracht	203 / 273 =	0.74	≤	1.0 (6.30)
Toetsing kipweerstand, unity checks					
		normale situatie	0.50		
		calamiteit	0.84		

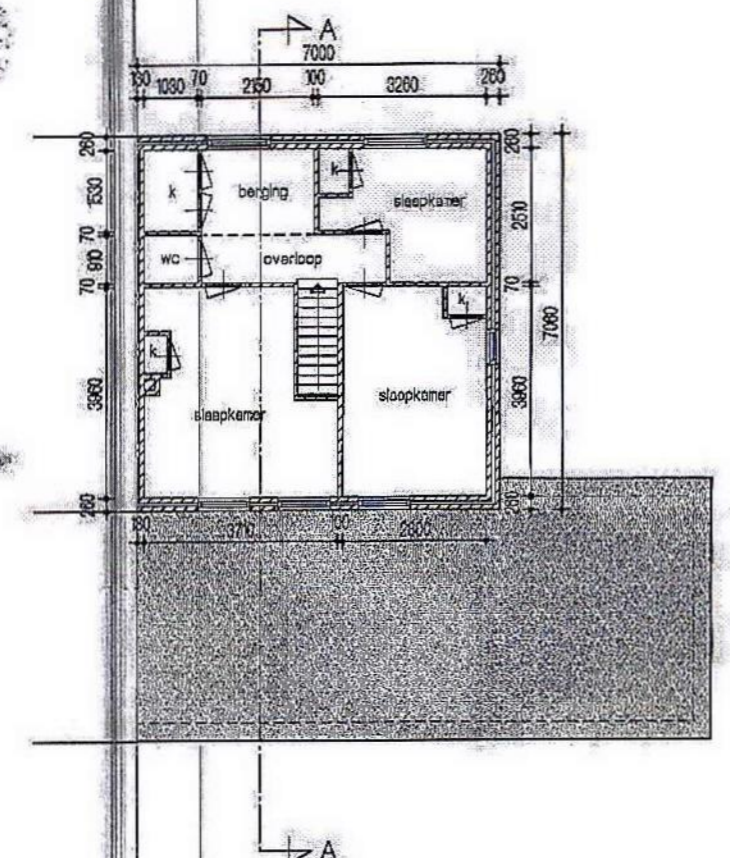
B.4. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundationsrekenmodel van 4C3. Naam van het model is: "INFR200121 B-016 201218 Draagvermogen_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

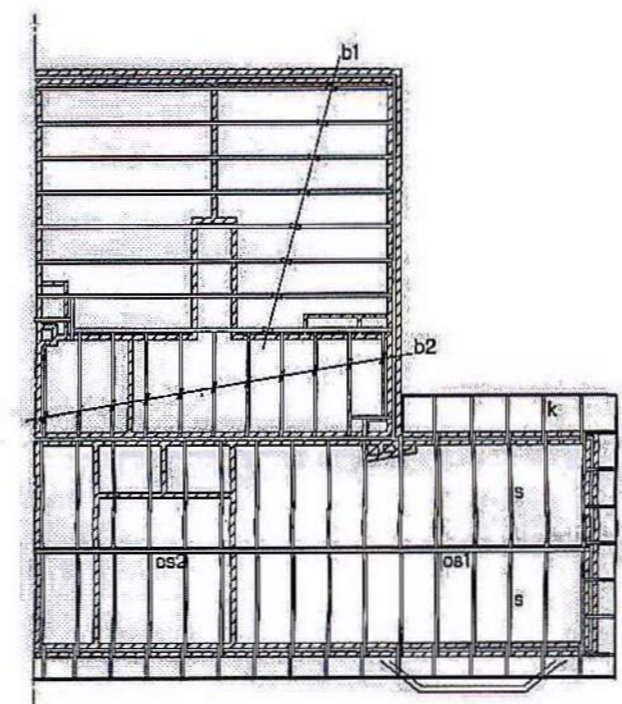
C. Archiefinformatie panden



began grond bestaand

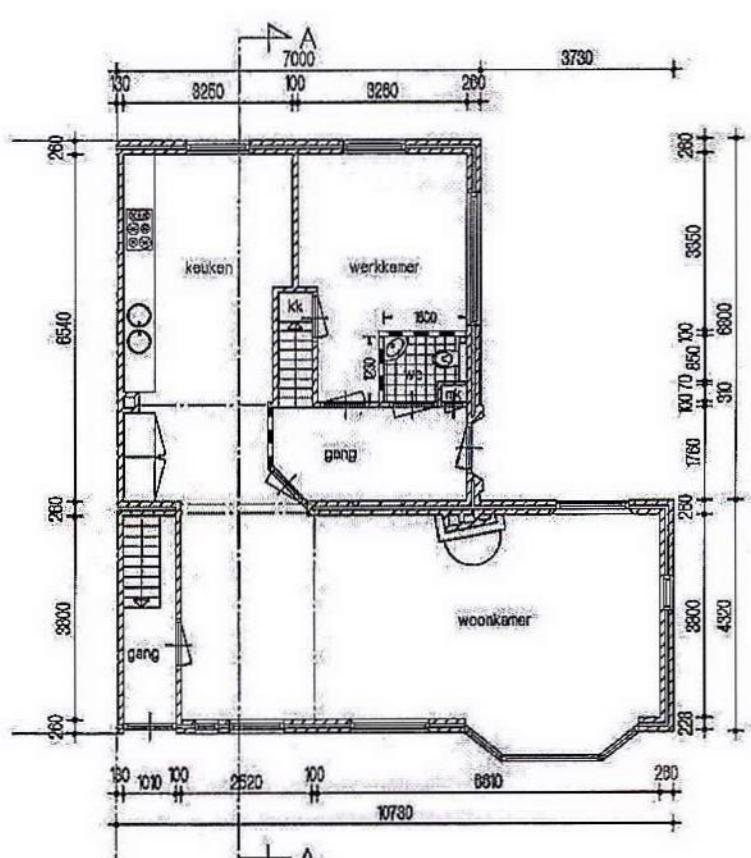


verdieping bestaand

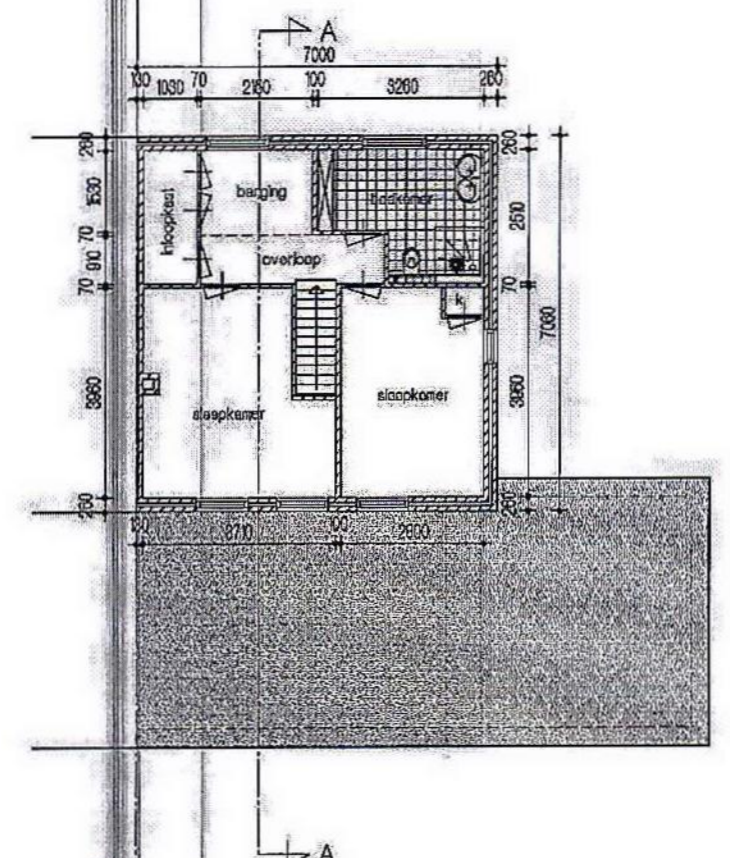


kapplan + vloerbalklaag nivo 5050+ bestaand

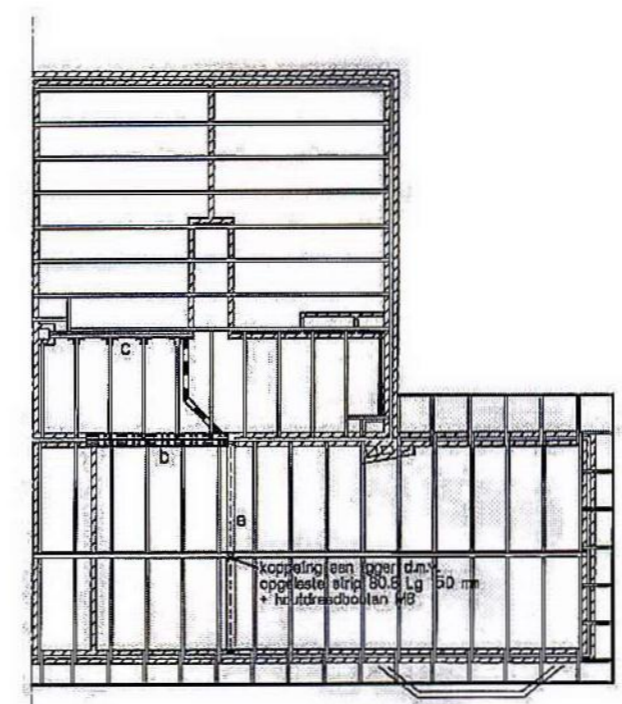
- b1 bekleeg 63x165 mm h.o.h. 850 mm
- b2 bekleeg 60x125 mm h.o.h. 850 mm
- os1 onderslag 80x250 mm
- os2 onderslag 63x165 mm
- s sporen 60x100 mm h.o.h. 890 mm
- k kloppen 60x100 mm h.o.h. ca. 600 mm



began grond gewijzigd

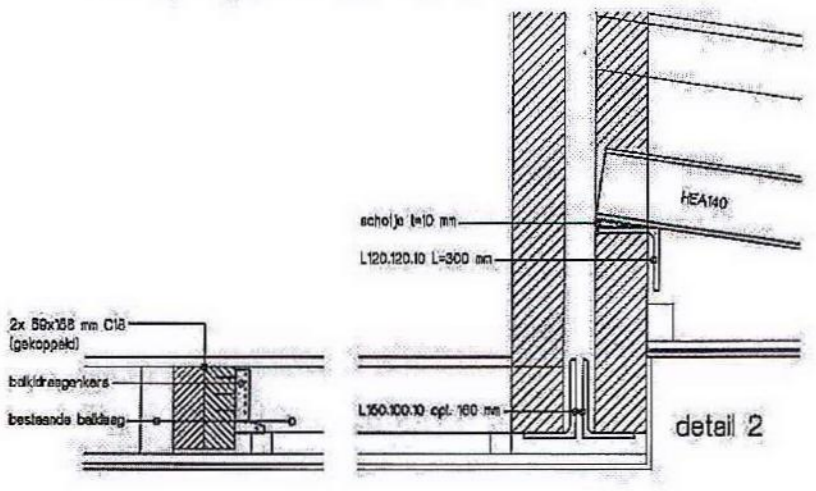


verdieping gewijzigd

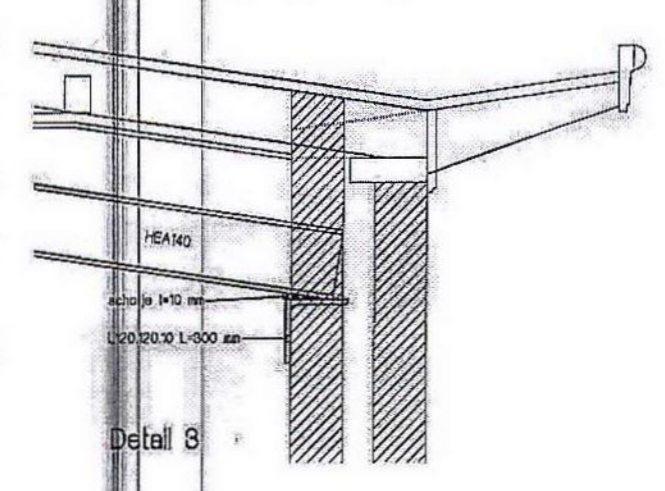


kapplan + vloerbalklaag nivo 5050+ gewijzigd

- stalen liggers:
- a - HEA 140 + nameratuk L120,120,10
 - b - L150,100,10 2x min. 180 mm opl.
 - c - 2x 69x168 mm C18



detail 1



detail 2

Technische voorschriften

- elektrische installatie
- gasinstallatie
- drinkwaterinstallatie
- warmwaterinstallatie vlg. aansluitvoorwaarden VEWIN
- binnenriolering
- buitenriolering
- mechanische ventilatie keuken, toilettruimte en badruimte
- roosters en kanalen in muisdichte uitvoering, gevelopeningen niet groter dan 1 cm.

NEN-normen /NPR

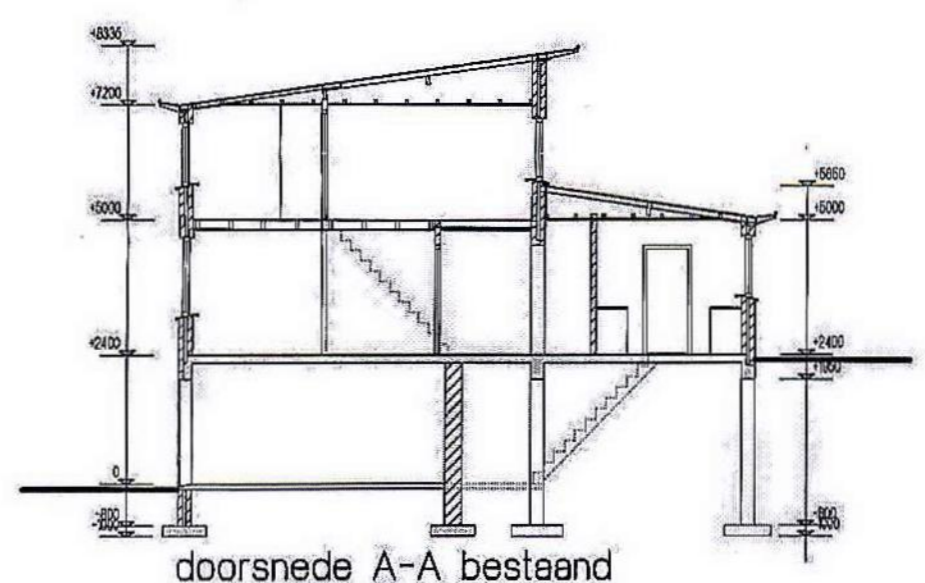
1010	5310
1078,8078	3378
1006	1006
3215,3216	
1087	1088

Constructie-eisen materialen:

- Staalconstructies:
- profielstaal: staalsoort S235
 - kokers en buizen: staalsoort S235
 - bouten + moeren: sterkteklasse 8.8 gevulde draad
 - ankers: sterkteklasse 4.6 gevulde draad

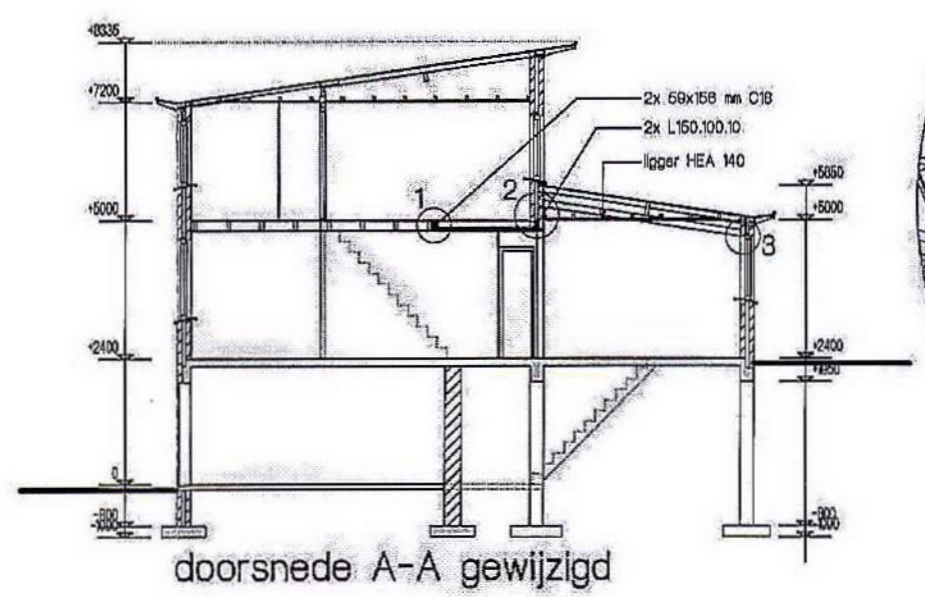
Constructie-eisen algemeen:

- Staalconstructies algemeen:
- staalconstructies brandwerend bekleden volgens opgave fabrikant/leverancier bekledingsmateriaal

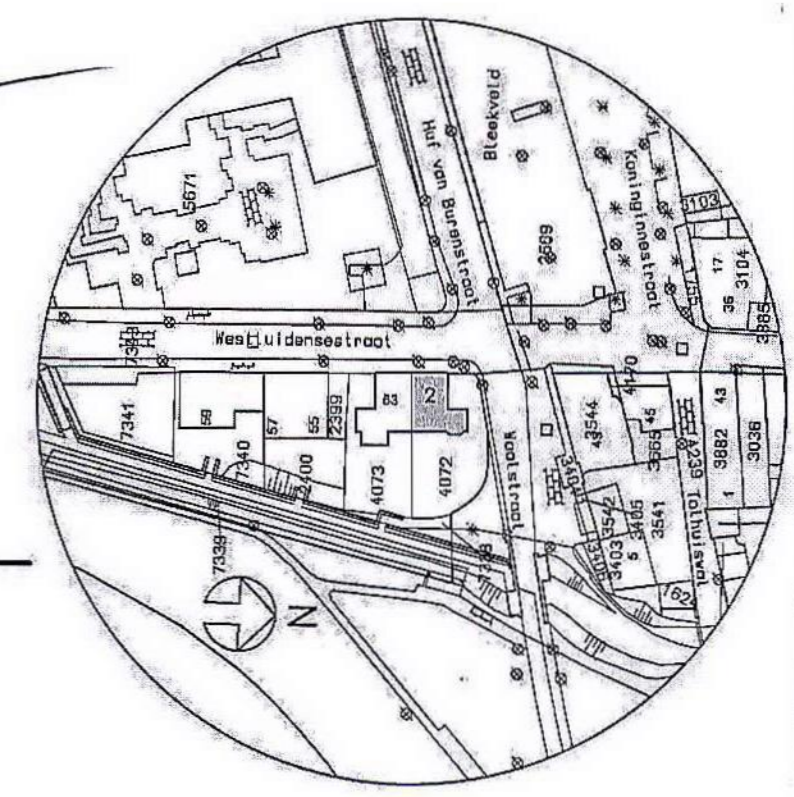


doorsnede A-A bestaand

Gewaarmerkt als behorende bij het besluit van burgemeester en wethouders van Tiel d.d. **31 MAART 2011** medewerker Bouwen en Milieu, productgroep Bouwen,



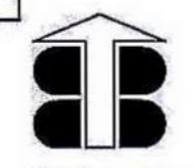
doorsnede A-A gewijzigd



Situatie:
kadastraal bekend gemeente sectie: nummer:
schaal 1:1000

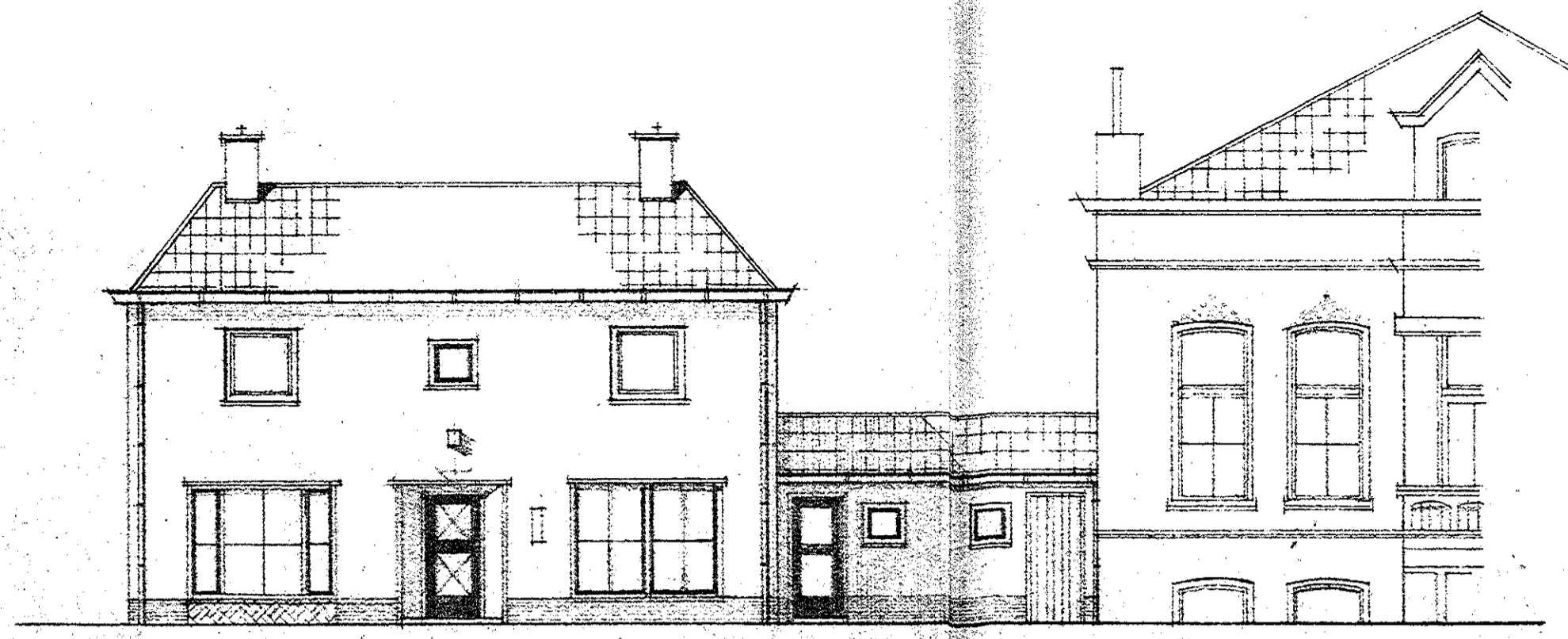


gemeente Tiel
- 8 MAART 2011

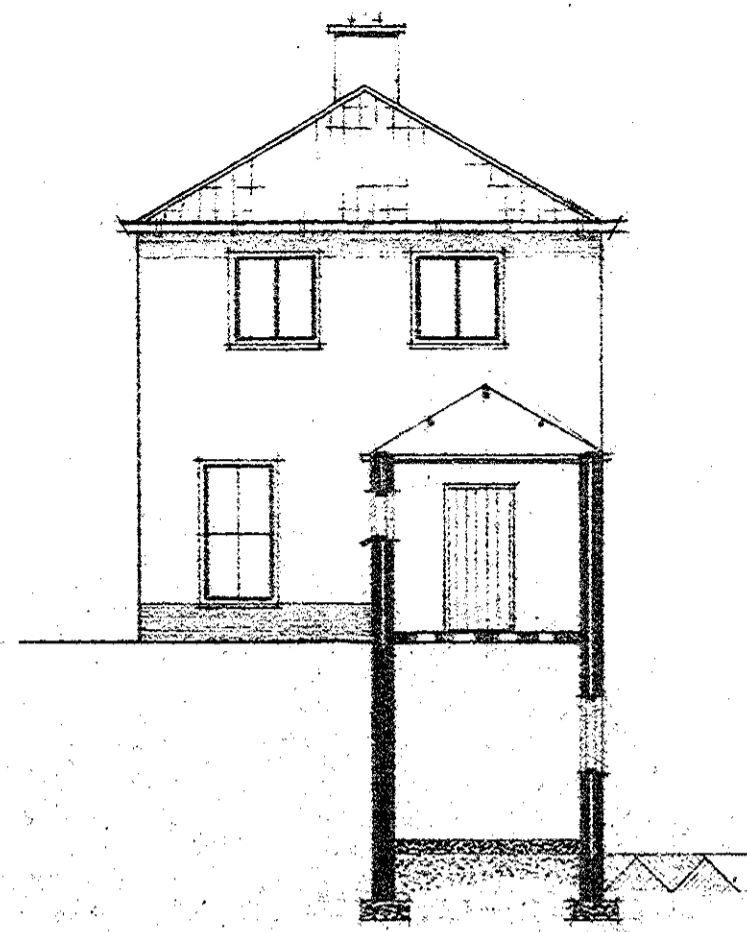


Burg. Meulan B5
4003 CA Tiel
Tel: 0344 - 81628
E-mail: tokenburomegens@planet.nl
Website: www.tokenburomegens.nl

BOUWKUNDIG ADVIES- & TEKENBURO
E. MEGENS
datum: 10-01-2011
schaal: 1:100
getekend: J.V.
project: Interne verbouwing woning
Waalstraat 2 te Tiel
opdrachtgever: dhr. A. Janson
Waalstraat 2, 4001 LM Tiel
Plattegronden, doorsneden, situatie
werk no: 1043
blad no: G1 A



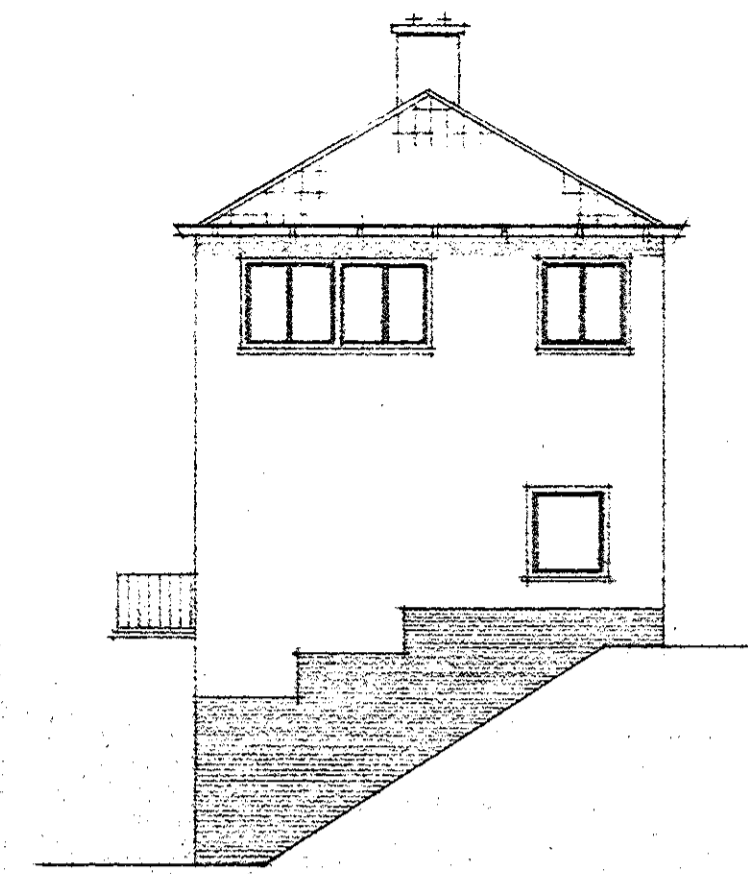
GEVEL WAALZUDE



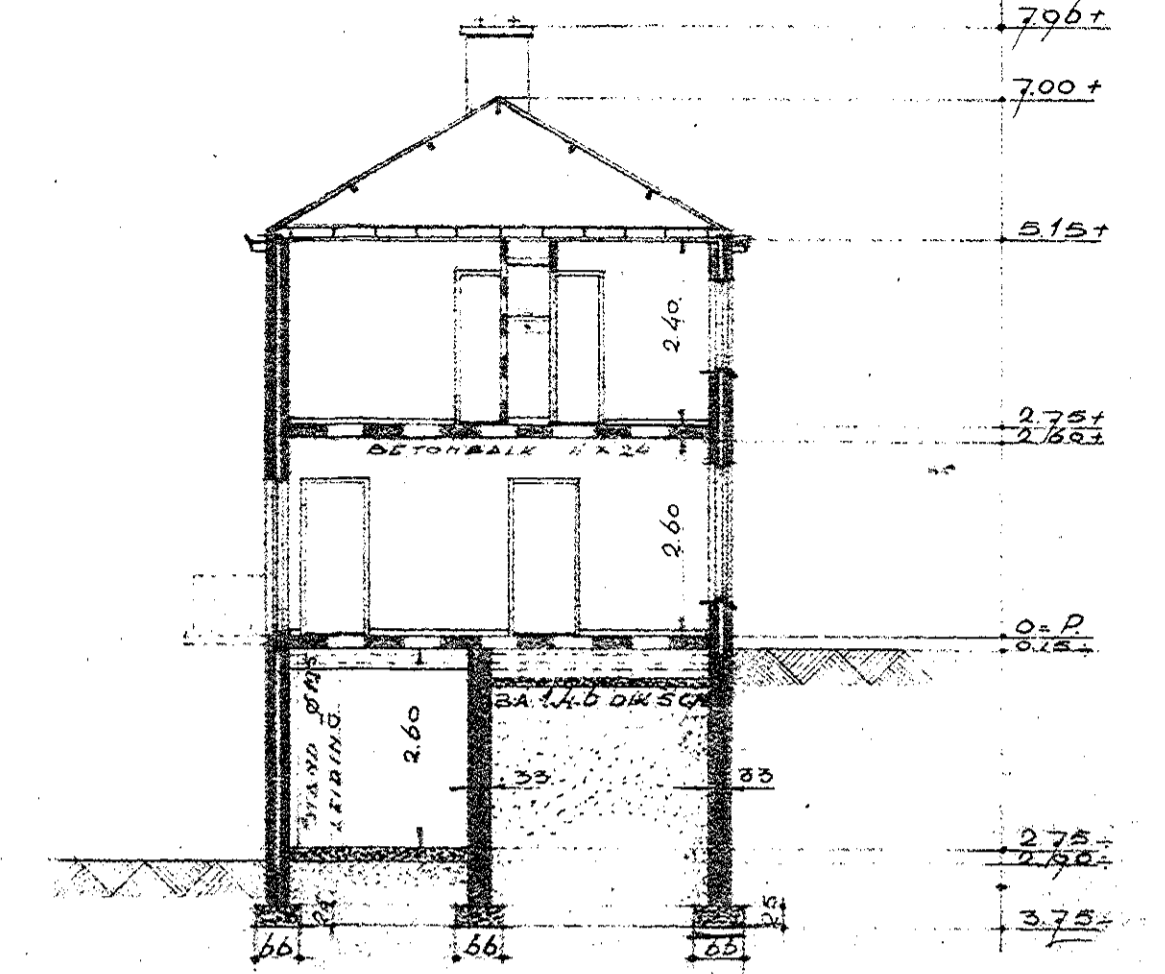
ZIJGEVEL



GEVEL WESTLUIDENSESTRAAT



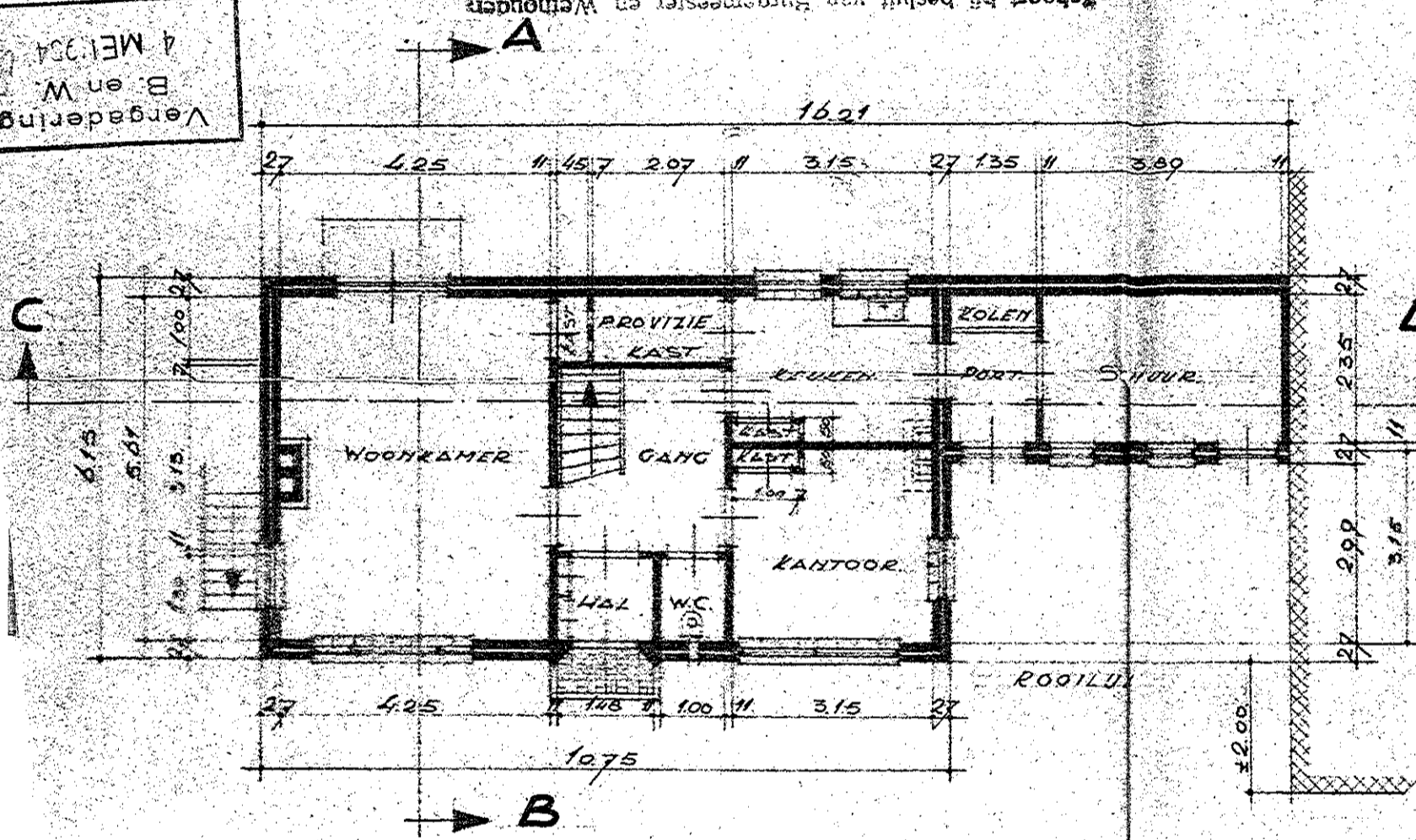
ZIJGEVEL



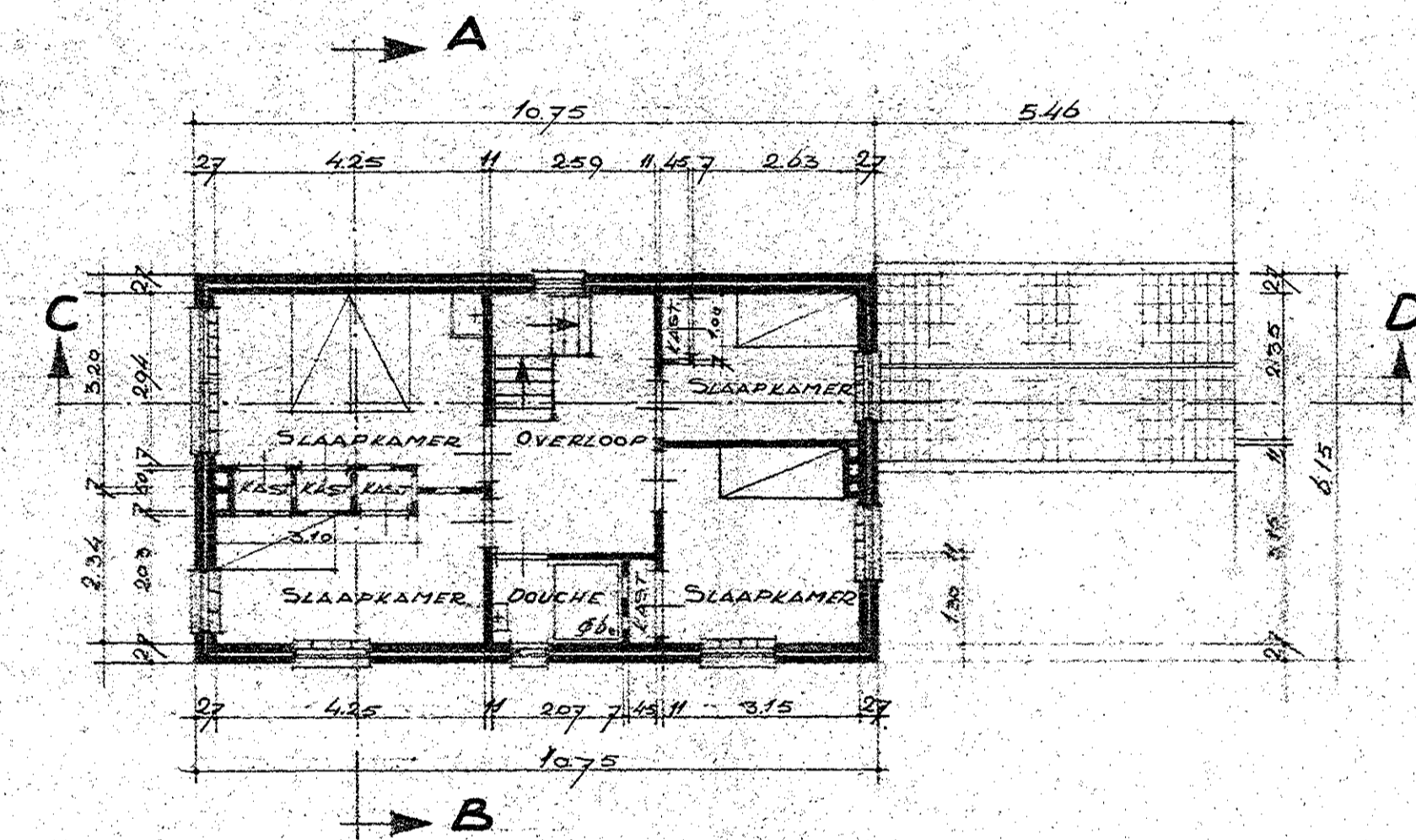
DOORSNED E A - B

Vergoeding B. en W. 1 MEI 1934

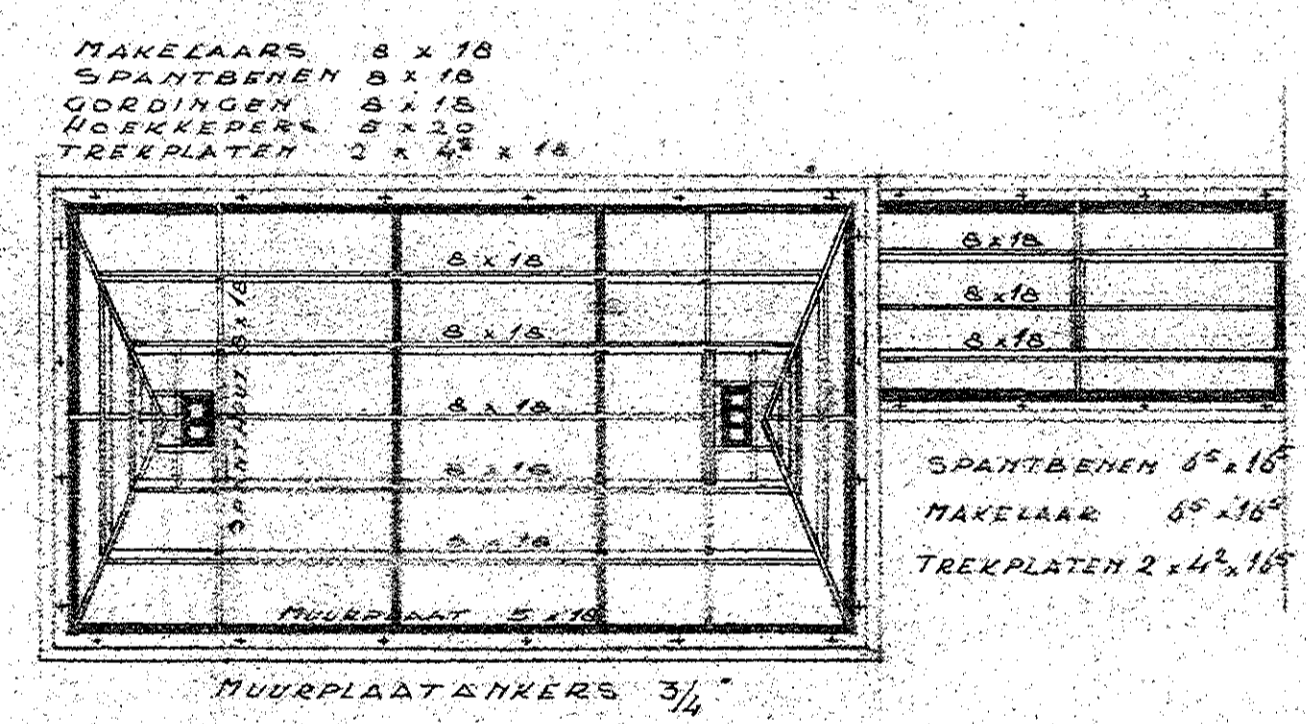
De Secretaris van TIEL dd. 19 Mei 1934 No. 10 behoort bij besluit van burgemeester en wethouders



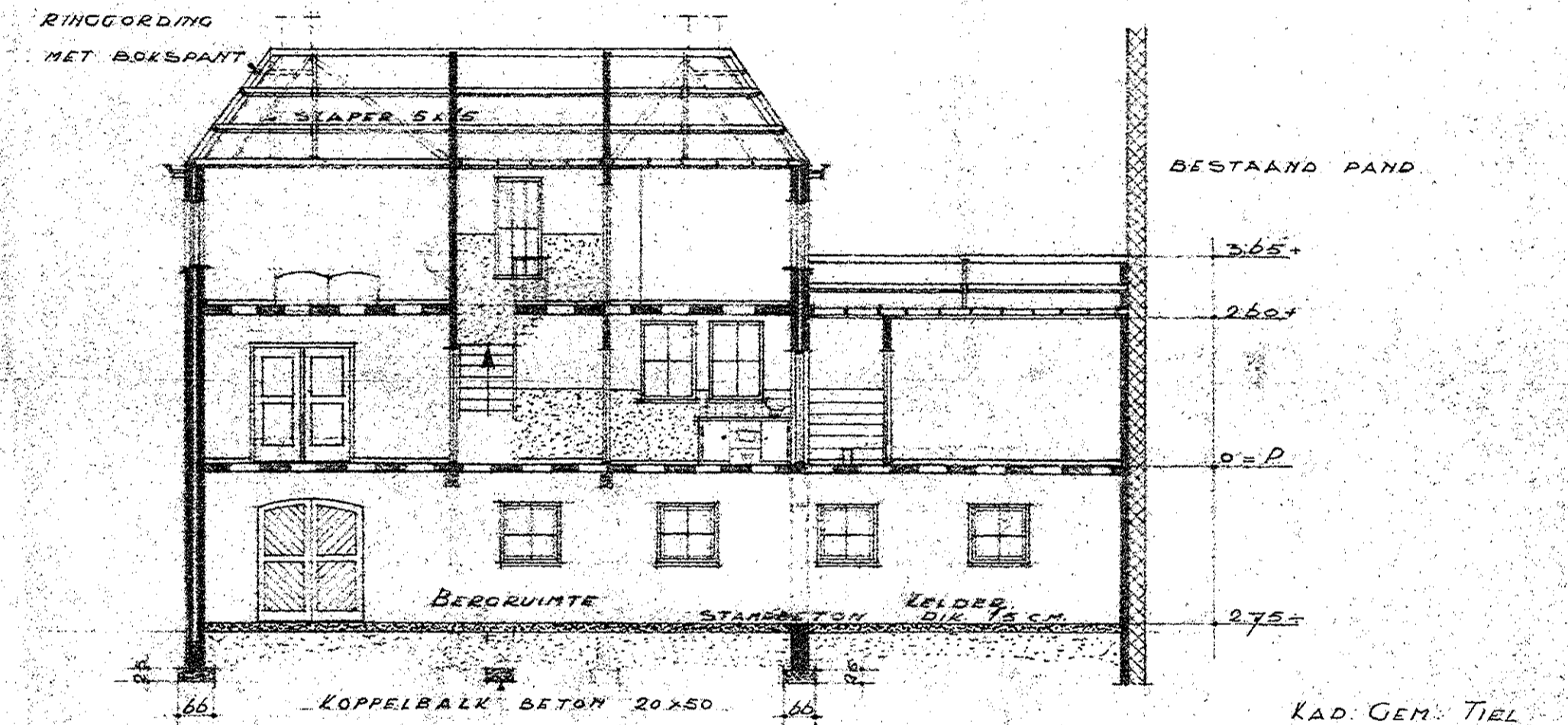
BEGANE GROND



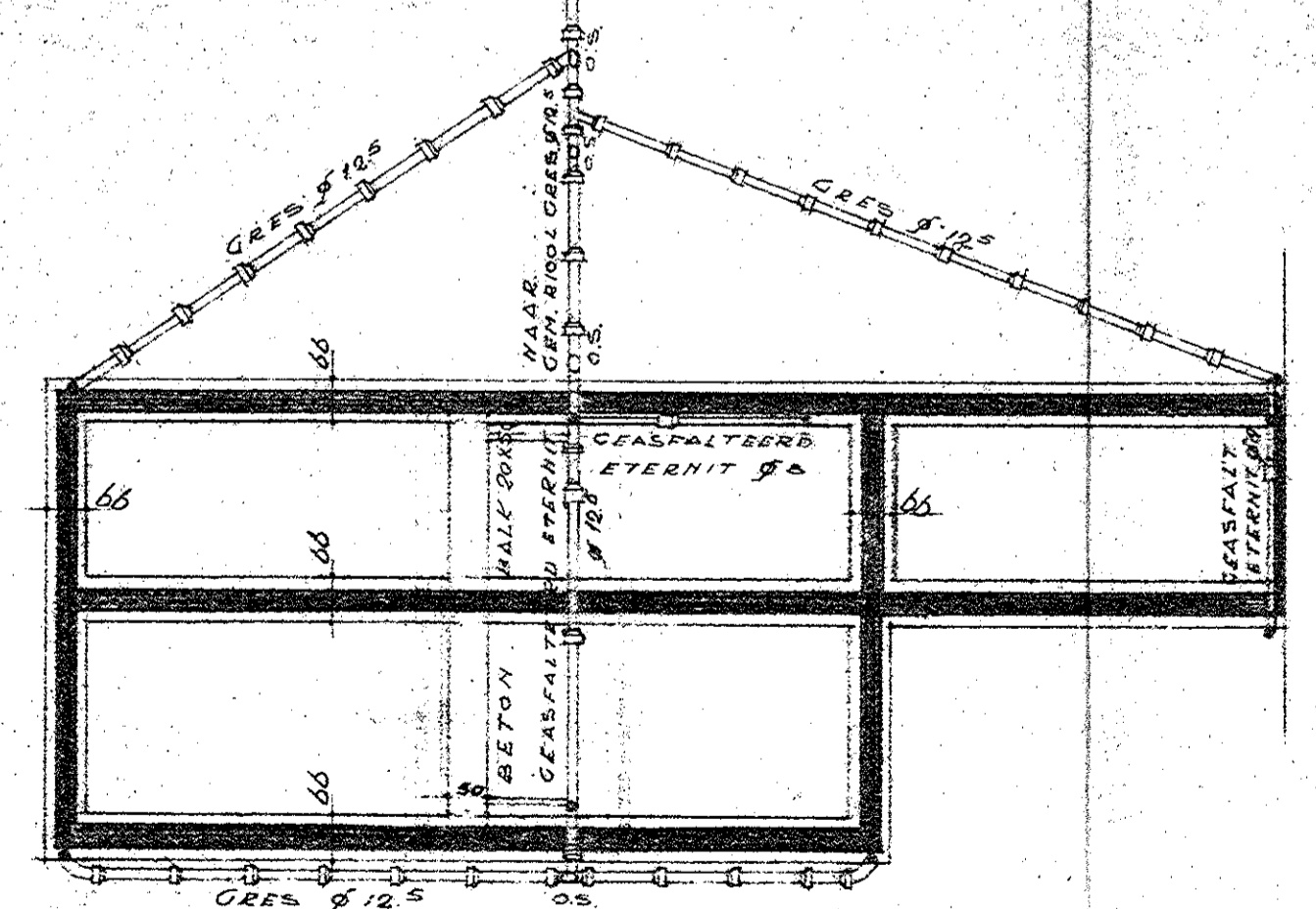
VERDIEPING



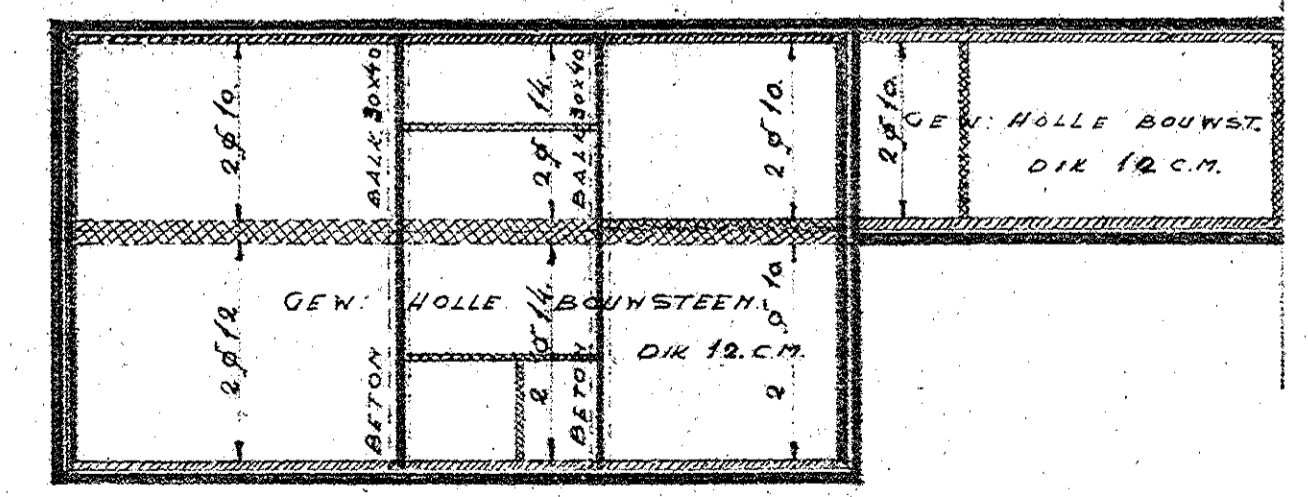
KAPPLAN



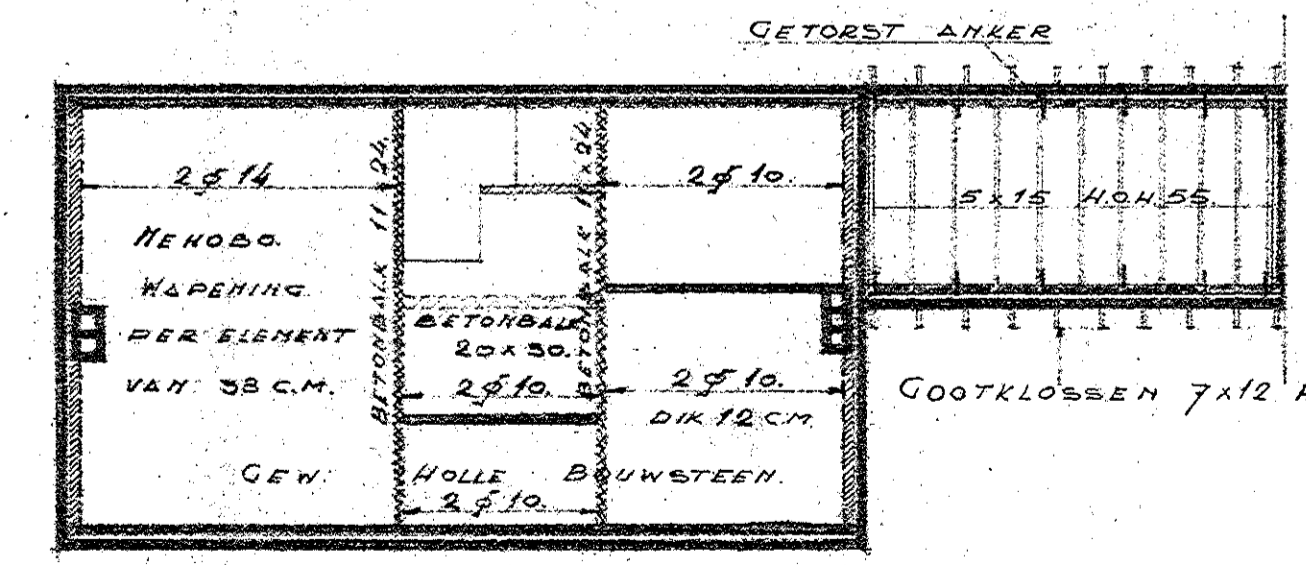
DOORSNED E C - D



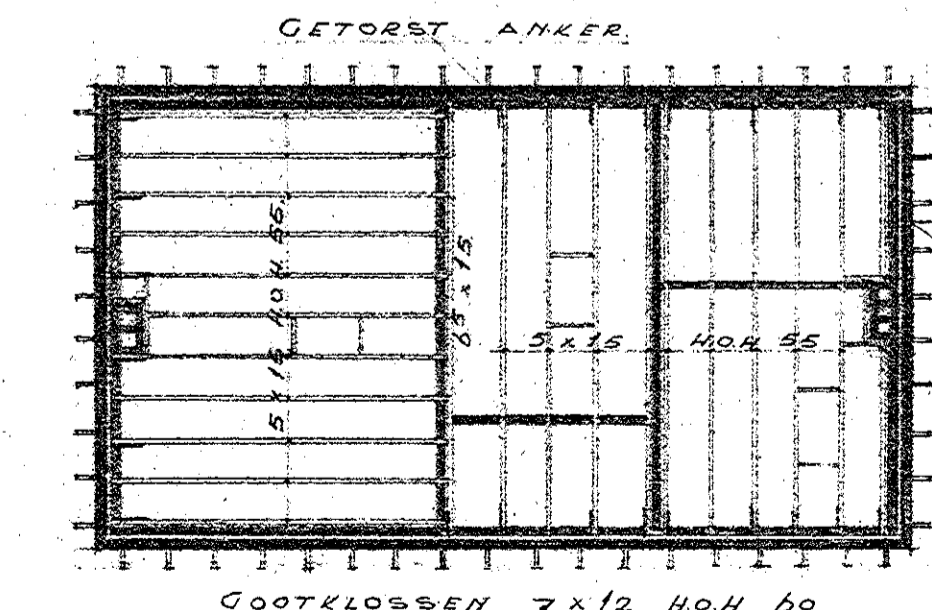
FUNDERING - RIOLERING



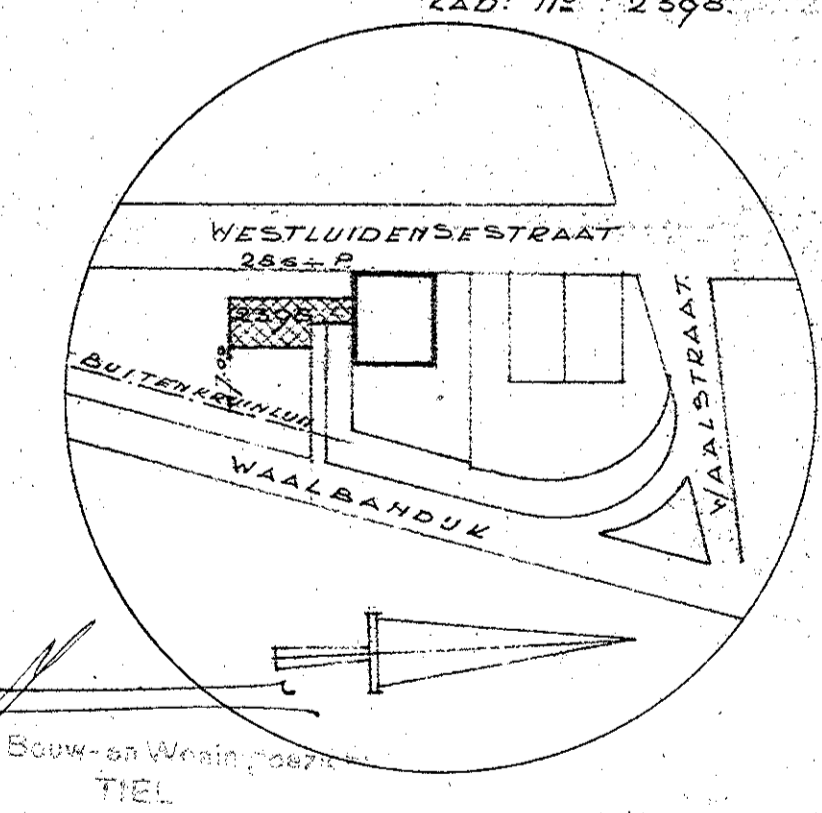
VLOER BEGANE GROND



VLOER VERDIEPING



VLIERINGBALKLAAG

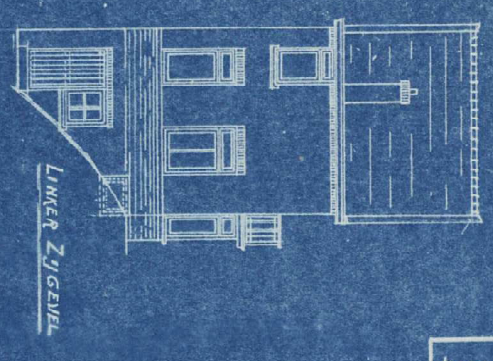


SITUATIE SCHAAL 1:1000

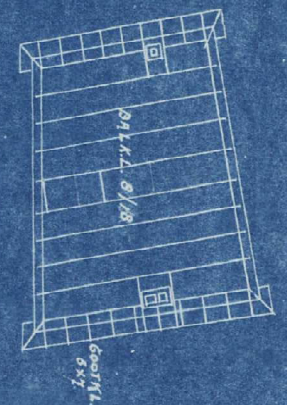


GEMEENTEWERKEN TIEL	
BESTEKTEKENING	
BENAMING	VEERBAASWONING
SCHAAL	1:100 GEZIEH
GETEKEND	R. STRIKWERDA GEWUZIJD.
DIENTJAAR	1933
BESTEK NR.	5
DE DIRECTEUR	BLAD NR. 1

PLAN TOT HET BOUWEN VAN EEN WONING OP DE FUUNDEERING VAN HET BEST. PLAN
 SECTIE ■ N° ■ VOOR DEN HEER C. BLANKSTEIN, QUHIER SCHIJNDIJK.

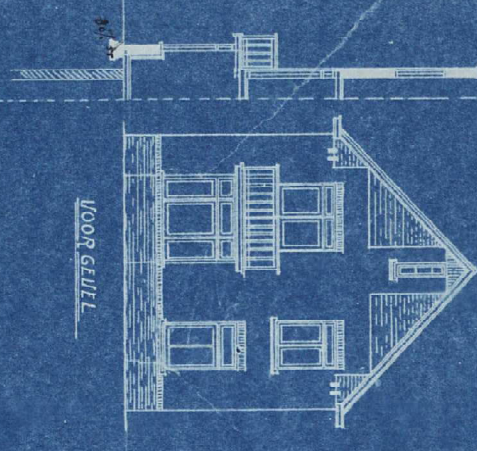


LINKER ZYGEVEL

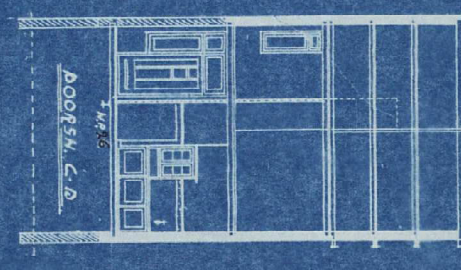


VLIERING BALK

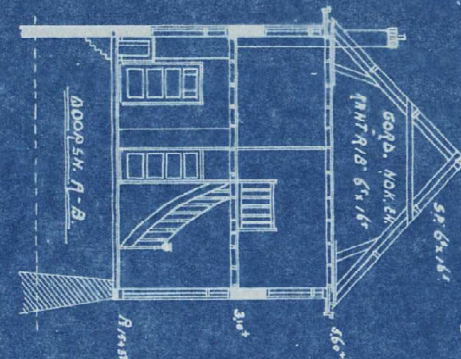
- REYCOOL
- NIJEU
- GESTAND
- RIJZAPUNTEN



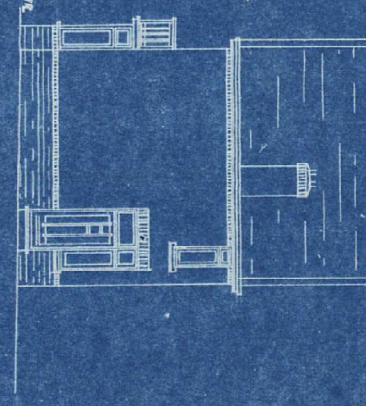
VOOR GEVEL



DOORSN. C-D

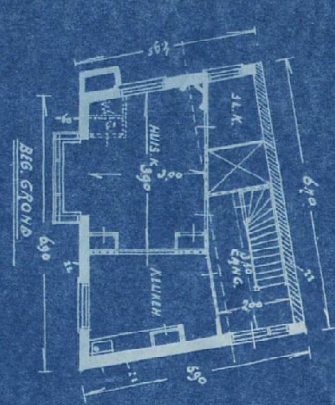


DOORSN. A-B

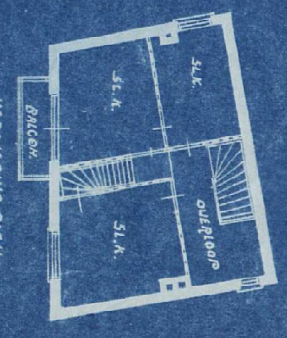


RECHTER ZYGEVEL

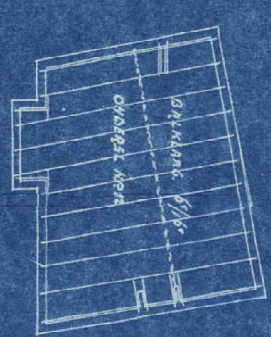
PRINCIPAL
 DE BUREAU



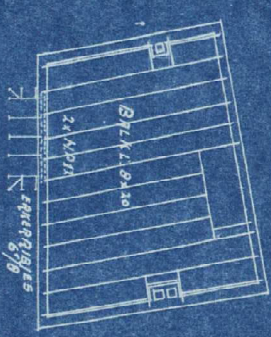
BIG. GROUND



1ER DEPING PLAN



DE GR. BALKING

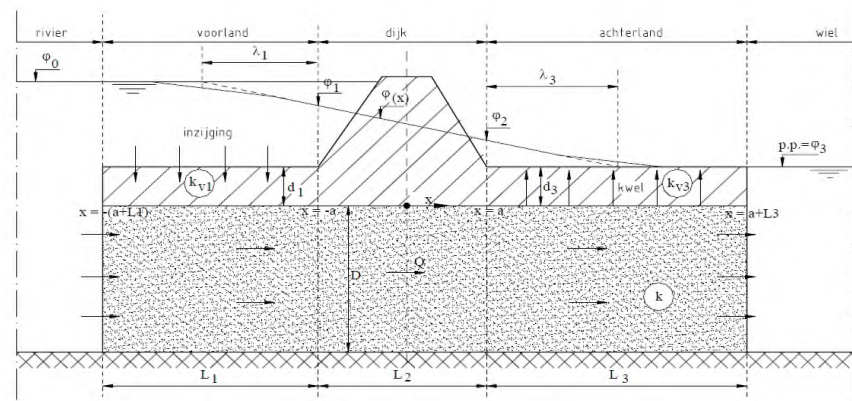


1ER. BALKING

D. Stijghoogte bepaling

nr	[m+NAP]	D [m]	d ₁ [m]	d ₃ [m]	k _{v1} [m/d]	k _{v3} [m/d]	k _{sand} [m/s]	k _{sand} [m/d]	kD [dagen]	c1	c2	L ₁ [m]	L ₂ [m]	L ₃ [m]	a	φ ₀ [m+NAP]	h ₀ = φ ₃ [m]	γ _{nat} [kNm ³]	γ _w [kN/m ³]	λ ₁ [m]	λ ₃ [m]	φ _{2.0} [m+NAP]	stijg. binnent. GEEN OPBARSTEN			stijg. ter plaatse van de binnent.						
																							φ ₁ [m+NAP]	φ ₂ [m+NAP]	φ ₃ [m+NAP]	φ ₁ [m+NAP]	φ ₂ [m+NAP]	φ ₃ [m+NAP]				
DT219	2.5	20	0.2	6.4	0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	490	120	25	0	2000	20	12.16	8.8	16.82	10	1.2	161.2	798.1	13.12	1	1	11.79	11.69	13.06	13.06	1.2	
					0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	650					20		6	16.5	10	1.2	161.2	919.2	10.25	0	1	11.89	11.47	11.05	10.43	0.9	
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##

invoeren
 formule
 standaard waarde



De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnentoezijde van de dijk volgt dan uit:

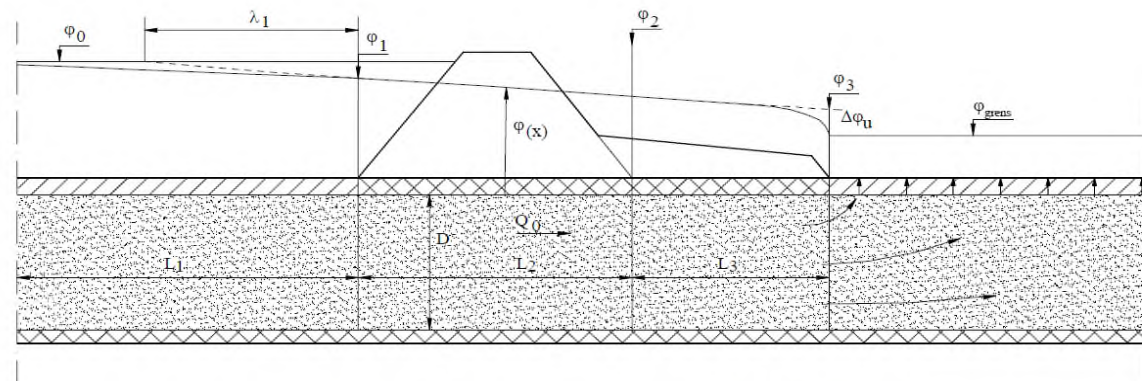
$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitentoezijde geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

Het totale stijghoogteverschil is $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$. De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

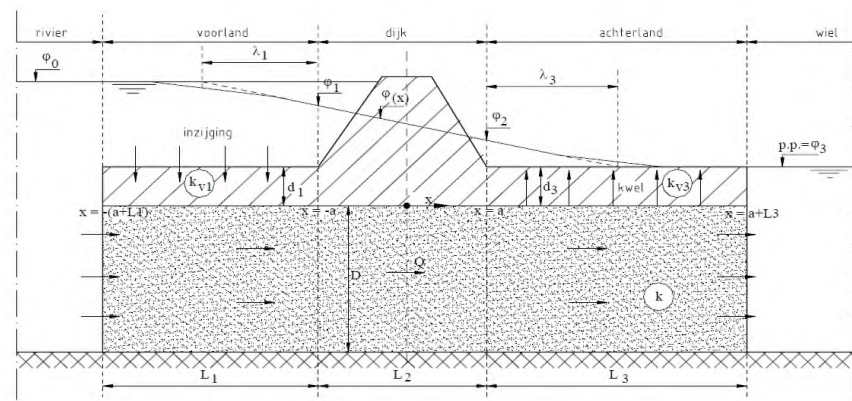
$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left(\frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnentoezijde wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left(\frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

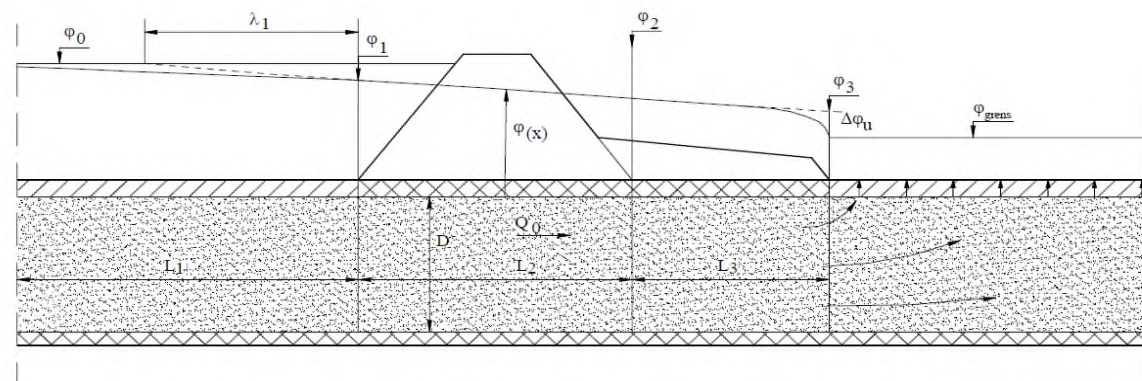
nr	[m+NAP]	D [m]	d ₁ [m]	d ₃ [m]	k _{v1} [m/d]	k _{v3} [m/d]	k _{sand} [m/s]	k _{sand} [m/d]	kD [dagen]	c1	c2	L ₁ [m]	L ₂ [m]	L ₃ [m]	a	φ ₀ [m+NAP]	h ₀ ≈ φ ₃ [m]	γ _{nat} [kNm ³]	γ _w [kN/m ³]	λ ₁ [m]	λ ₃ [m]	φ _{2.0} [m+NAP]	φ ₁ [m+NAP]	φ ₂ [m+NAP]	φ ₃ [m+NAP]	Opbarsterium						
																											tan(L ₁ /λ ₁) =	tan(L ₃ /λ ₃) =	φ ₁ [m+NAP]	φ ₂ [m+NAP]	φ ₃ [m+NAP]	
DT220	-1	20	0.2	9.9	0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	490	100	30	0	2000	20	12.16	8.9	16.0655	10	1.2	161.2	798.1	14.94	1	1	11.84	11.73	14.75	14.75	1.3	
					0.01	0.01	0.00075231	65	1300	20	650					20		6	16.5	10	1.2	161.2	919.2	10.25	0	1	11.89	11.47	11.05	10.43	0.9	
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##
					0.01	0.01	0.00049769	43	0	0	0					0		4.59	9.8	1.2	0	0	0.00	##	##	##	##	##	##	##	##	##

invoeren
 formule
 standaard waarde



Figuur b4.4 Schematisering van grondwaterstroming ter plaatse van een kleidijk

Model 4C in geval van opbarsten



Figuur b4.10 Optreden van de grenspotentiaal bij een situatie met een slecht doorlatende laag in het voorland

De stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatse van de binnenteen van de dijk volgt dan uit:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{\lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Voor de stijghoogte aan de buitenteen geldt:

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_2 + W_3}{\Sigma W} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}{\lambda_1 \tanh \frac{L_1}{\lambda_1} + L_2 + \lambda_3 \tanh \frac{L_3}{\lambda_3}}$$

Het totale stijghoogteverschil is $(\varphi_0 - \varphi_{grens})$. De geschematiseerde stijghoogte aan het einde van de berm volgt dan uit:

$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_u = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh \left(\frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

De stijghoogte aan de binnenteen wordt gegeven door:

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 + 0,44D}{\lambda_1 \tanh \left(\frac{L_1}{\lambda_1} \right) + L_2 + L_3 + 0,44D}$$

E. Drukcapaciteit damwand 4C1

Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

bron: CUR166(2012), Damwandconstructies - 6e herziene druk, deel 2 paragraaf 5.3.7



Project Tiel
 Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
 Projectnummer Iv-Infra INFR200121
 Onderdeel DT4c1
 Versie 1
 Datum 18-12-2020

Gegevens

Sondering 75629_DKMP034_(DT218.+102_DKMP2)
 Type damwand AZ24-700 Verfoppervlak damwand (enkele plank) 1.94 m²/m
 Lengte damwand 13 m Niveauleuf 11.7 m+NAP
 Slotwrijving 20 kN/m Bovenkant damwand 11.5 m+NAP
 Reductiefactor slotwrijving 1.0 Inheinniveau damwand -1.5 m+NAP
 Puntoppervlak damwand (enkele plank) 121.9 cm² verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q _{c, gem} [MPa]	α _w [%]	f _{plank} [kN/m ²]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
11.50	-	-	-	-	-	-	-	-
11.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	21.64	12.19	33.83
10.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	43.28	12.19	55.47
10.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	64.92	12.19	77.11
9.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	86.56	12.19	98.75
9.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	108.20	12.19	120.39
8.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	129.84	12.19	142.03
8.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	151.48	12.19	163.67
7.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	184.76	24.38	209.14
7.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	206.40	12.19	218.59
6.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	228.04	12.19	240.23
6.00	6.00	1.00	0.06	34.92	10.00	272.96	73.14	346.10
5.50	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	364.44	170.66	535.10
5.00	5.00	1.00	0.05	29.10	10.00	403.54	60.95	464.49
4.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	425.18	12.19	437.37
4.00	4.00	2.00	0.08	46.56	10.00	481.74	48.76	530.50
3.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	515.02	24.38	539.40
3.00	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	548.30	24.38	572.68
2.50	2.00	2.00	0.04	23.28	10.00	581.58	24.38	605.96
2.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	696.34	219.42	915.76
1.50	16.00	1.00	0.16	93.12	10.00	799.46	195.04	994.50
1.00	14.00	1.00	0.14	81.48	10.00	890.94	170.66	1061.60
0.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	912.58	12.19	924.77
0.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	934.22	12.19	946.41
-0.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	955.86	12.19	968.05
-1.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	977.50	12.19	989.69
-1.50	6.00	1.00	0.06	34.92	10.00	1022.42	73.14	1095.56

Benodigde drukcapaciteit 110 ton

F. Rekenresultaten

Deze bijlage betreffen de Plaxis rekenmodellen van deeltraject 4C1 en 4C3. Namen van de modellen zijn:

- INFR200121 B-016 201218 Dijkvak 4C1_rev1
- INFR200121 B-016 201218 Dijkvak 4C3_rev1

Deze bestanden zijn meegeleverd in de oplevermap.

G. Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
Documenten	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
Datum levering	23-10-2020
Datum review	28-10-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
Y_{water}	9,81 kN/m ³	10kN/m ³	Staat op 10kNm/3		
Soil	<ul style="list-style-type: none"> - 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) 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand - add 4 onverankerd niet van toepassing 	-		
Soil layers	<ul style="list-style-type: none"> - Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam 	<ul style="list-style-type: none"> -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 (oude bekleding 			

Plate	<ul style="list-style-type: none"> - Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - Gewicht (w) - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 AZ24-700 - add 2 zone op NAP - 5,80 t.p.v. keldervloer - add 3Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO - add 4 EA is o.b.v. reductiefactor van Wel bepaald deze is echter minder groot dan voor A (zie durability) - add 5 het gewicht van de plank lijkt op de ongecorroderede waarde te staan - add 6 n.v.t. - add 7 staat uit 			
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> - Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA: 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 82,5x17,5mm - add2 6,0mm - add3 2,8m - 437,9E^3 			
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> -Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 massive circular beam - add 2 350mm - add 3 10,0m 			
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> - EA - Lspacing 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 10E^5 - add 2 1,0m 			
Mesh	Fine global mesh	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 Fine global mesh 			
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 0,50 niet conform PPL 			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 0,125 			

Flow conditions	<ul style="list-style-type: none"> - Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - Situatie opdrijven - Verloop waterspanningen over aanwezige lagen 	<ul style="list-style-type: none"> - add 1 conform TUN - add 2 geen effect gemodeleerd aandachtspunt EA damwand in DO - add 3 conform TUN klopt het dat lagen boven PL1 dagelijks op interpolate staan? wordt hiermee een hydrostatisch verloop gemodeleerd conform TUN? - add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan $>0kN/m^2$ - add 5 conform TUN 			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
Documenten	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
Datum levering	23-10-2020
Datum review	28-10-2020

Fse Model	Fase berekening	Ignore undraind behaviour Model		Reset displacements		Special options		Puntveer		Design approach		Beoordeling	Onderbouwing	Reactie Iv	Reactie WSRL
		DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-				
1a	k0 consolidation	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1b	Nulstap	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
1c	Kruipfase 3650 dagen	DR	DR	Aan	Aan	0	0	-	-	-	-	Akkoord			
2a	Aanbrengen damwand + anker	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Uit	-	-	Akkoord			
2b	Aanbrengen ophoging	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3a	Bodemdaling 36500 dagen bepaling F zakkende grond	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
3b	Zakkende grond op ankers-> Pres stress	DR	DR	Uit	Uit	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4a	WBN	DR	DR	Aan	Aan	0	0	Aan	Aan	-	-	Akkoord			
4b	Switch SHANSEP	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Uit	Uit	-	-	Akkoord			
5a	Constructieve toets	UD	UD	Uit	Uit	1	1	Aan	Aan	Aan	Aan	Akkoord			
6a	Puntveer deactiveren	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
6b	Phi C	UD	UD	Uit	Uit	0	0	Uit	Uit	Aan	Aan	Akkoord			
Controle met tolerated error (0,005) mesh (very fine)	Staat uit actie DO														
Time interval bij SSC	> 0											Akkoord			
Controle NWO	NWO Verwijderd en NWO Aanwezig											NWO verwijderd gemodeleerd dit lijkt wel erg extreem i.c.m. maaiveld verlaging			
Algemeen												Geen			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 4c1
Documenten	INFR200121 B-016 201023 Dijkvak 4c1_rev0.p2dx
Datum levering	23-10-2020
Datum review	28-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
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 4c1
Documenten	INFR200121 201023 R-08 VO-rapportage langsconstructie 4c_rev0
Datum levering	23-10-2020
Datum review	28-10-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	figuur 2-5	Is controle historisch onderzoek beschouwd en zoals mogelijk betonniert wand t.h.v. 4c1 en oude bekleding in 4c3 (obstakels bij uitvoeren sonderingen planfase).		Voor de locatie van de damwand i.r.t obstakels is het voorstel in het DO nader onderzoek uit te voeren. Zowel aanvullende archiefstudie als voorprikken zou kunnen helpen om obstakels in kaart te brengen.	
2	tabel 2-3	o.b.v. sonderingen maatgevende E waarden verschillende diepte per sondering zoals bij zand holoceen lijkt schijn nauwkeurig voor huidige fase (kan bij DO dan worden geoptimaliseerd eventueel).		Klopt, we volgen hierbij de schematisatie conform TUN.	
3	2.5	Is deze inventarisatie nog niet uitgevoerd/uitgezet? Groot risico indien kelder aanwezig richting DO. Openemen in bijlage wat beschikbaar is.		Alleen archiefinformatie is beschikbaar. Inmetingen worden in het DO uitgevoerd. Tekeningen zijn in bijlage opgenomen.	
4	figuur 2-10	Positie wand lijkt gekozen i.v.m. inbrengbaarheid echter lijkt dit wel erg nadelig voor de krachten op de wand i.r.t. het scenario NWO verwijderd. Tevens controle of dit voldoet met eisen aan minimale kruinbreedte voor primaire kering i.r.t. type 1 of type 2 kering.		Aandachtspunt voor het DO.	
5	figuur 2-10	Voor deze snede lijkt het buitentalud stijler dan 1:3 als dit het geval is zal dat moeten worden getoetst coform de memo STBU. De damwand zal in dat geval een positief effect hebben of kans op overstromen bij tweede hoogwater		Aandachtspunt voor het DO.	
6	2.6	Waarom hier geen VB los van de configuratie damwand gekozen i.r.t. tot TUN mede i.r.t. aanbrengen demontabele kering		Onderbouwing voor het niet modelleren van verkeersbelastingen is opgenomen in rapportage.	
7	2.6	Controle metingen nog gecontroleerd m.b.t. corrosie?		Metingen zijn gecontroleerd. Maar deze alleen in de zichtbare zone uitgevoerd en het aantal metingen is beperkt. Daarom is conservatief gekozen om de getallen uit de richtlijn te volgen.	
8	2.6	Hoe is het demontabel deel gemodelerd EA etc. ?		In huidige som als doorgaande damwand. Modelleren demontabele kering is aandachtspunt voor DO.	
9	tabel 5-1	krachten 4c3 buiten shansep controle hoe pakt dit uit?		Levert niet of nauwelijks winst op.	
10	Aanpak zakkende grond	Aanpak zakkende grond bespreken n.a.v vorige review		is besproken in overleg. Aanvullend in samenhang met groene dijk uitgangspunt voor zettingen bespreken.	
11	Ankerkracht houdkracht groutlichaam	Is de waarde van Qc gereduceerd voor WBN condities t.b.v. houdkracht berekening Ruls?		Hier is nog geen reductie toegepast. Wordt toegevoegd in volgende versie.	
12		Stijghoogte lijkt gezien voorland erg hoog, kan dit nader worden onderbouwd?		We volgen hier de aanpak voor de heave schermen. Gevoelsmatig is de stijghoogte inderdaad hoog. De modellering is besproken met Tauw. In de huidige aanpak is er maar beperkte optimalisatie mogelijk. Voorstel is om modellering stijghoogte in DO-fase nog te bespreken.	
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
22					



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