



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 6



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 6

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R06

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 6

Referentie: INFR200121-R06

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever: INFR200121

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	13-11-2020	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.	Gedetailleerde veiligheidsanalyse	11
2.3.	Nieuwe situatie	12
2.4.	Geometrie	13
2.5.	Geotechnische uitgangspunten	14
2.5.1.	Bodemopbouw	14
2.5.2.	Stijfheid zandlagen	16
2.5.3.	Impactanalyse labonderzoek	16
2.6.	Hydraulische randvoorwaarden	17
2.7.	Modellering	18
3	Ontwerpresultaten	22
3.1.	Ontwerp langsconstructie snede 1 en noordoostelijk deel	22
3.2.	Ontwerp langsconstructie snede 2	23
3.3.	Ontwerpkeuzes	24
3.4.	Verificatierapport	24
3.5.	Risico's	24
3.6.	Raakvlakken	25
3.7.	Veiligheid, gezondheid en milieu	26
3.7.1.	Uitvoeringsfase	26
3.7.2.	Gebruiksfase	27
3.8.	Duurzaamheid	27
3.8.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	27
3.8.2.	Beperking uitstoot (CO ₂ , NO ₂ , etc.)	27
3.9.	Beheer en onderhoud	27
4	Uitvoering	28
4.1.	Fasering	28
4.2.	Installeerbaarheid	28
4.2.1.	Schadevrij installeren damwand	28
4.2.2.	Trillingspredictie	29
4.2.3.	Materieel	30

4.3.	Aandachtspunten uitvoering	30
4.4.	Monitoring	30
5	Ontwerptoetsingen	31
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	31
5.2.	Ontwerptoetsingen snede 1	32
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts	32
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand	33
5.2.3.	STR-2 en SSI-2: Sterkte en houdkracht verankering	34
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	35
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	35
5.2.6.	Vervormingen constructie en dijklichaam	36
6	Overdracht DO-fase	37
6.1.	Nader te detailleren	37
6.2.	Niet-beheerste risico's	38
6.3.	Openstaande raakvlakken	39
6.4.	Afgeleide eisen/aandachtspunten uitvoering	40
6.5.	Risicoreservering DO-fase	40
BIJLAGEN		41
A.	Ontwerptoetsingen	41
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	41
A.2.	Sterkte verankering	42
A.3.	Sterkte gording	43
A.4.	Verticaal draagvermogen	44
B.	Ontwerptoetsingen snede 2	45
B.1.	Doorsnede toetsing damwand	45
B.2.	Sterkte verankering	46
B.3.	Sterkte gording	47
B.4.	Verticaal draagvermogen	48
C.	Trillingspredictie	49
C.1.	Trillingspredictie	49
C.2.	Archiefinformatie bebouwing	55
D.	Stijghoogte bepaling	56
E.	Rekenresultaten	57
F.	Review revisie 0	58

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 6. In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een verankerde damwand vastgesteld [15]. Deze damwand wordt in het binnentalud aangebracht ten behoeve van piping en binnenwaartse stabiliteit. Daarnaast wordt de kruin verhoogd. Deze verhoging wordt over . Deeltraject 6 start vanaf de dijkpaal TG008 en loopt tot dijkpaal TG010+50. In Figuur 1-1 betreft dit de lichtroze lijn aan de zuidzijde van het projectgebied.



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 6 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;
- Verankeringstype en dimensies;
- Anker Gording.

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 rekensneden beschouwd en wordt vanwege de complexe geometrie in deeltraject 6 een controleberekening met Plaxis 3D uitgevoerd.

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 6 en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [17] en [18].

1.3. Revisiebeheer

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

Tabel 1-1: Revisietabel

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

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. golfoverslag OI2014v4, 8 maart 2018.
- [6] SBRCURnet, Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken, 2017
- [7] SBRCURnet, Omgevingsbeïnvloeding inbrengen en trekken van damwanden, 2017
- [8] NEN-EN 1993-5:2008/NB:2012, Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden
- [9] EN 1997-1+C2+A1/NB, Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp – Deel 1: Algemene regels, 2016.
- [10] CUR-publicatie 236; Ankerpalen, november 2011

Informatie waterschap Rivierenland

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

[13] Waterschap Rivierenland, 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] Dieseko Group, Variable Moment Vibratory Hammers product range, 2020
- [21] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [22] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Gedetailleerde veiligheidsanalyse dijktraject 6, revisie 1, 05-06-2020
- [23] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 00, 25-09-2020
- [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).

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 6 is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. Zowel het binnen- als het buitentalud is voorzien van een grasbekleding. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-1.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

- Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker. Deze duiker is aangelegd om het achterliggende inundatiekanaal te kunnen vullen. Dit inundatiekanaal is onderdeel van de Hollandse Waterlinie en diende om de achterliggende rivier de Linge te laten overstromen. In de huidige situatie heeft de duiker geen functie meer en is permanent gesloten. Rondom het inundatiekanaal zijn problemen met kwelstromen waardoor mogelijk uitspoeling van zand optreedt. De achtergrond en mogelijke oorzaak van deze problemen zijn beschreven in [18].
- Aan de binnenzijde van de waterkering tussen TG009 en TG010 bevindt zich een keersluis. Deze keersluis is een monumentaal object. Deze keersluis maakte onderdeel uit van de waterkering. In 1960 is de waterkering naar buiten toe verlegd waardoor deze keersluis geen functie ten aanzien van waterveiligheid heeft.
- Ter plaatse van TG010 bevindt zich aan de buitenzijde van de dijk, vanaf de buitenteen, een natura2000 gebied.
- Ter plaatse van TG009 is een woonhuis aan de binnendijkse zijde aanwezig. De tuin van dit woonhuis is gelegen op de waterkering. In de tuin van het woonhuis is een aantal bomen aanwezig. Een deel van deze bomen conflicteert met het aanbrengen van de kruinverhoging.
- Buitendijks van TG010 is een tweetal woonhuizen met tuinen grenzend aan de waterkering aanwezig.
- Tussen TG010 en TG011 zijn de volgende kabels en leidingen aanwezig:
 - Een lage drukgasleiding (kruist het dijklichaam en de langsconstructie)
 - Een drukriolering (kruist het dijklichaam en de langsconstructie)
 - Een laagspanningskabel (naast de verharding van de Ophemertsedijk, kruist de langsconstructie)
 - Riool vrijverval (loopt gedeeltelijk parralel aan de langsconstructie, afhankelijk van de positie van de langsconstructie in het binnentalud geen conflict met constructie)



Figuur 2-1: Bovenaanzicht deeltraject 6

2.2. Gedetailleerde veiligheidsanalyse

In de verkenningsfase is voor dit deeltraject een gedetailleerde veiligheidsanalyse uitgevoerd. Het doel van deze analyse was om de versterkingsopgave mogelijk te verkleinen en de dimensies van de langsconstructie te optimaliseren. Hiervoor zijn berekeningen in Plaxis 2D uitgevoerd met een controle in Plaxis 3D. In deze analyse is vastgesteld dat mogelijk is om in het zuidwestelijke deel te versterken met verankerde damwanden. De 3D analyse laat bovendien zien dat er in Plaxis 2D geen faalmechanismen over het hoofd worden gezien en dat er ruimte is tot verdere optimalisatie van het damwandontwerp. Het noordoostelijke deel kan m.b.t. het faalmechanisme binnenwaartse stabiliteit mogelijk met een grondoplossing versterkt worden. Het faalmechanisme piping kan echter niet in grond opgelost worden.

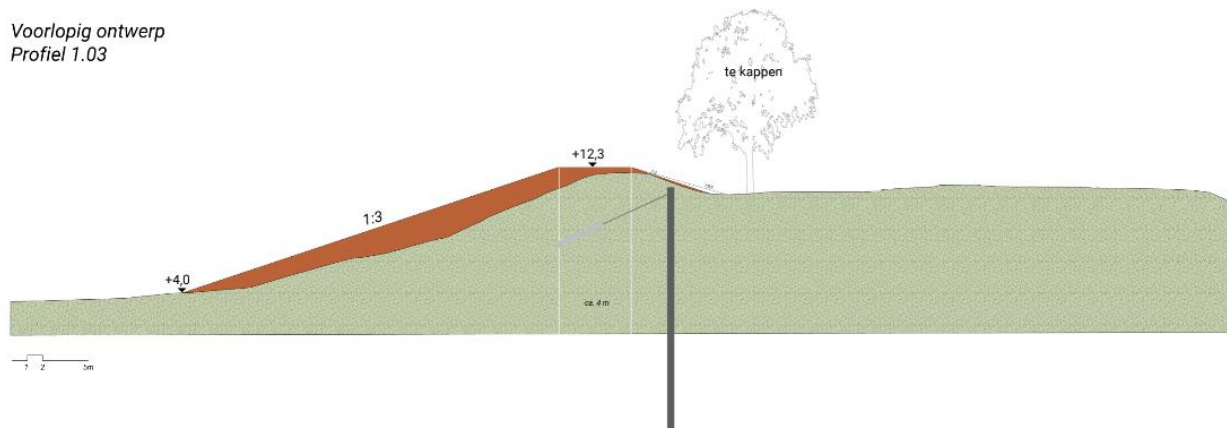
In voorliggende rapportage wordt de versterking uitgewerkt tot een VO. Hiervoor zijn de volgende wijzingen t.o.v. de verkenningsfase:

- Omdat er voor piping toch een constructie noodzakelijk is in het noordoostelijk deel, is gekozen om hier ook een langsconstructie aan te brengen. Daarnaast kunnen hierdoor de aanwezige bomen behouden blijven.
- De schematiseringsfactor is verlaagd naar 1,1.
- De situatie significante overslag wordt getoetst.
- Het aanvullende grondonderzoek is verwerkt in de berekeningen.

2.3. Nieuwe situatie

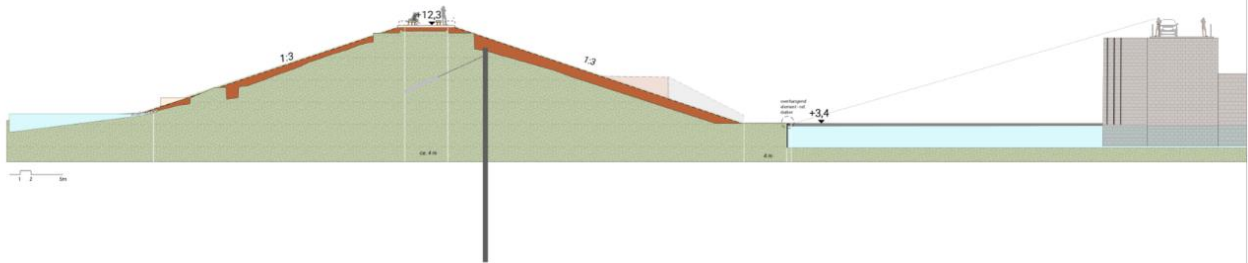
In de nieuwe situatie wordt de kruin van de dijk opgehoogd. Ten westen van de inundatieduiker wordt de verhoging binnenwaarts ingepast en ten oosten van de inundatieduiker wordt de verhoging naar buiten toe ingepast. In het binnentalud wordt een verankerde damwandconstructie aangebracht ten behoeve van stabiliteit en piping. De langsconstructie wordt onder maaiveld afgewerkt. Doorsnedes van de nieuwe situatie zijn opgenomen in Figuur 2-2, Figuur 2-3 en Figuur 2-4 .

Voorlopig ontwerp
Profiel 1.03



Figuur 2-2: Doorsnede ten westen van inundatieduiker

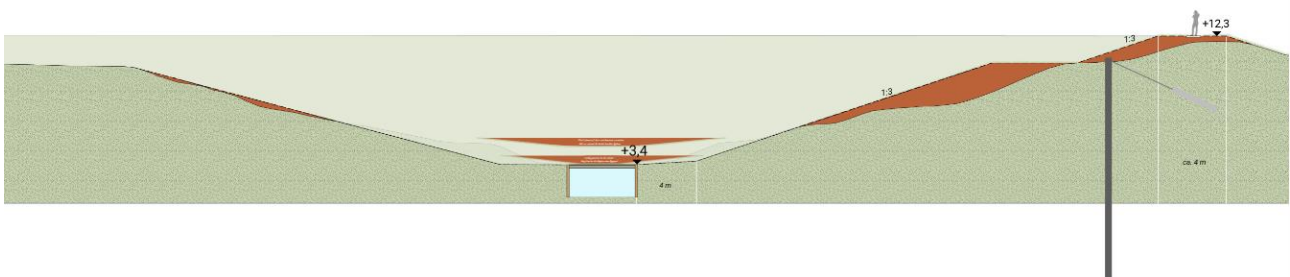
Profiel 1.05
Optie 1: 1:3 talud met 4m berm aan de teen



Figuur 2-3: Doorsnede nieuwe situatie ter plaatse van inundatieduiker

Profiel 1.10

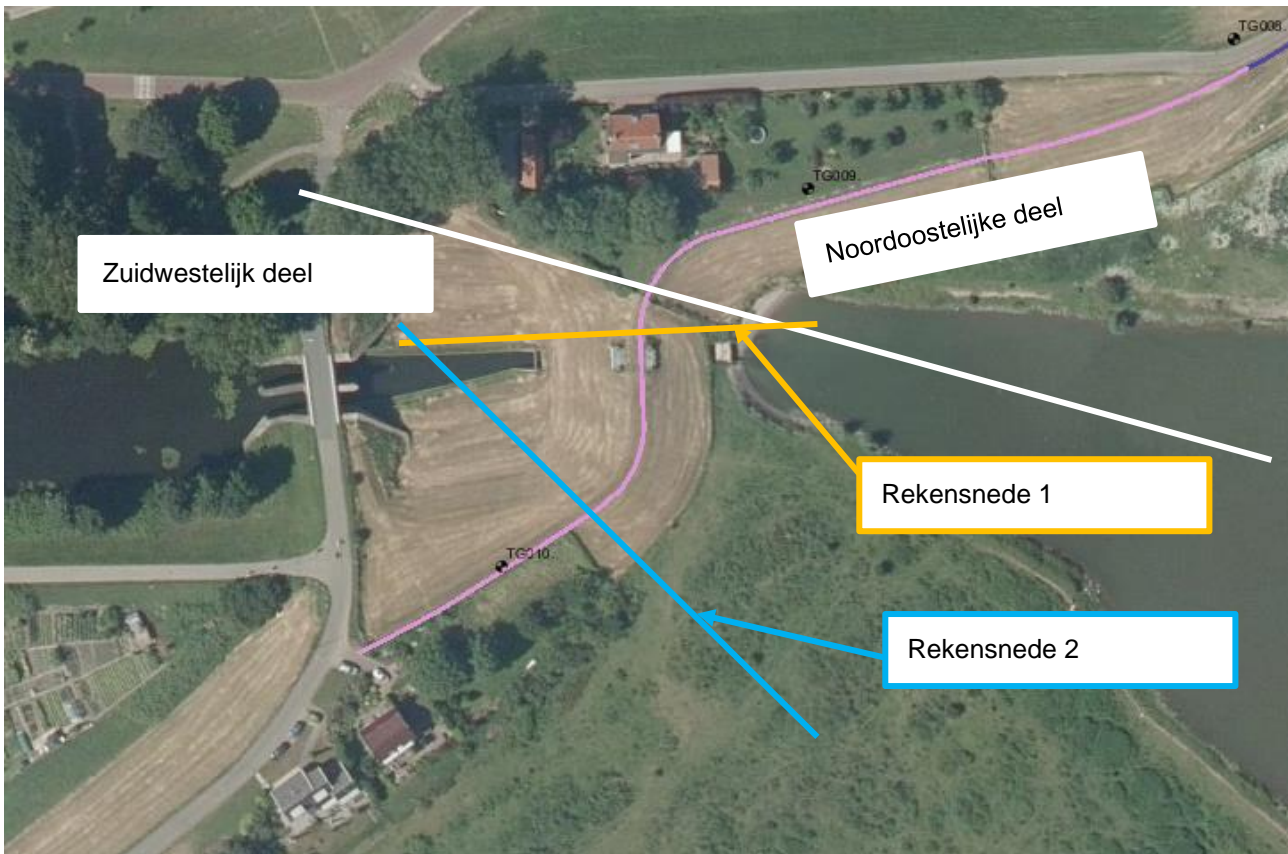
Optie 2: 1:3,5 talud met trapelementen, 4m berm aan de teen



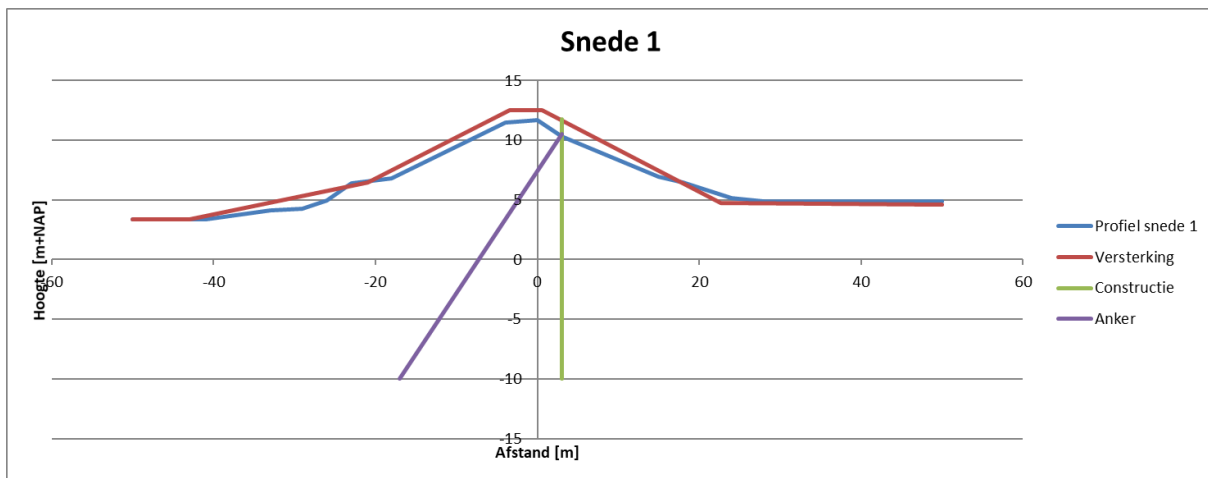
Figuur 2-4: Doorsnede nieuwe situatie ten oosten van inundatieduiker

2.4. Geometrie

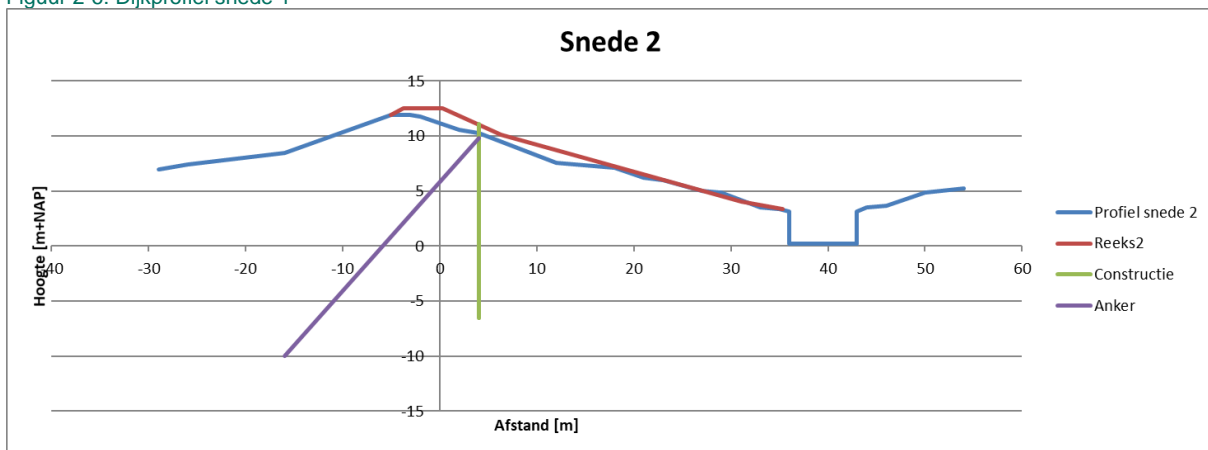
De geometrie in deeltraject 6 is op hoofdlijnen in te delen in twee secties. Sectie één betreft het noordoostelijke deel waar een relatief breed dijklichaam aanwezig is met aan de buitendijkse zijde een tuimelkade. In het zuidwestelijke deel is een smalle dijk met steile taluds aanwezig. In het zuidwestelijke deel is het inundatiekanaal aanwezig en is het maaiveldniveau van het achterland lager gelegen dan in het noordoostelijke deel. In Figuur 2-2 is de scheiding tussen het noordoostelijke en zuidwestelijke deel met de witte lijn aangegeven. Het zuidwestelijke deel is vanwege het smalle dijklichaam en het lagere achterland maatgevend. In het VO worden in deze zuidwestelijke sectie twee rekensneden beschouwd. Een rekensnede waarbij de dijkverhoging deels naar binnen en deels naar buiten wordt ingepast (snede 1 oranje lijn) en een rekensnede waar de versterking naar binnen wordt ingepast (snede 2 blauwe lijn). De sneden zijn weergegeven in Figuur 2-3 en Figuur 2-4. In het VO zijn de resultaten uit snede 1 overgenomen voor het noordoostelijke deel van het deeltraject. In het DO wordt een aanvullende snede in het noordoostelijke deel beschouwd om het scherm waar mogelijk te optimaliseren.



Figuur 2-5: Bovenaanzicht deeltraject 6 verdeling noordoostelijk deel en zuidwestelijk deel en beschouwde rekensneden



Figuur 2-6: Dijkprofiel snede 1

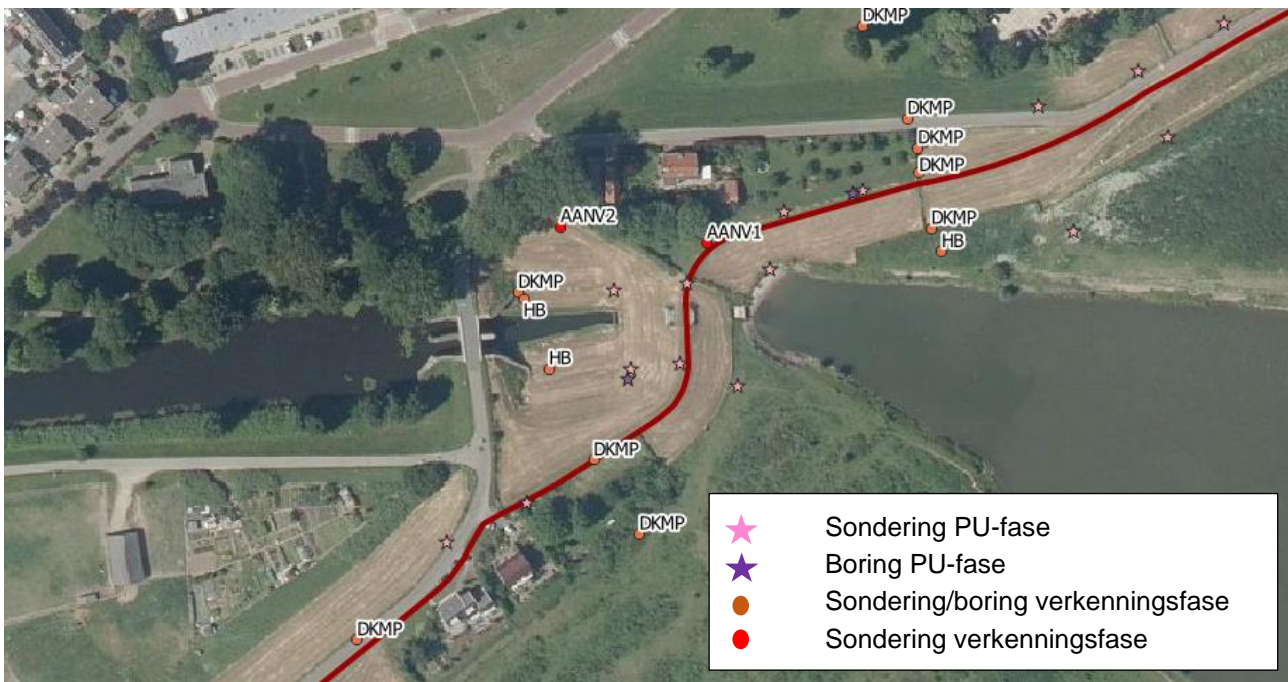


Figuur 2-7: Dijkprofiel snede 2

2.5. Geotechnische uitgangspunten

2.5.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder bevindt zich vooral humeuze organische klei. Vanaf een niveau van ca. NAP-1,00 m wordt het pleistocene zand aangetroffen. De bodemopbouw is bepaald op basis van [20] en [21], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-8: Grondonderzoekspunten deeltraject 6

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

- Kruin: 75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)*
- Achterland: 75629_DKMP068_(TG009.+050_DKMP2_BIT) & TG009.+111_HB_BIT
- Voorland: 75629_DKMP069_(TG009.+077_DKMP2_BUT)

* In sondering TG010.+000_DKMP_BIK is de bovenzijde van het zandpakket op NAP-2,0 m. De kleilagen in deze sondering lijken echter meer siltig en dus sterker dan de in de berekening aangehouden humeuze klei. Het uitgangspunt is dat de bodemopbouw met humeuze klei i.c.m. met een iets hoger niveau van het pleistocene pakket, zoals in sondering "75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)", maatgevend is. In het DO wordt dit nader onderzocht.

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

Grondopbouw kruin		Grondopbouw achterland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort	B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijksmateriaal	Maaiveld	Dijksmateriaal
5,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³	6,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
3,0	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m ³	2,0	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m ³
-1,0	Zand, pleistoceen	1,5	Veen kleilig > 11 kN/m ³
		0,5	Klei siltig humeuze 14-16 kN/m ³
		-1,0	Zand, pleistoceen

Grondopbouw voorland	
B.k. laag [m+NAP]	Grondsoort
Maaiveld	Dijkmateriaal
5,0	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
4,0	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
2,5	Klei siltig 16-17,5 kN/m ³
1,5	Klei siltig humeus 14-16 kN/m ³
-2,0	Zand, pleistoceen

2.5.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [15] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In deeltraject 6 is het globale beeld dat in eerste meters van de pleistocene laag er wat lagere conusweerstand gemeten worden. Daaronder lopen de conusweerstand weer op. Voor het bepalen van de stijfheid is uitgegaan van een gemiddelde conusweerstand van ca. 8 MPa tot NAP-5,00 m en daaronder uitgegaan van 12 MPa. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald voor de laag tot NAP-5,00 m:

- $E_{oed;gem} = 4 * q_c = 32 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;hoog} = E_{oed;gem} * 1,5 = 48 \text{ MPa}$

Voor verankerde langsconstructies wordt gerekend met alleen de lage karakteristieke stijfheid. In Plaxis zijn de volgende invoerparameters gehanteerd:

- $E_{oed;kar;laag} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{50;kar;laag} = E_{oed} = 21 \text{ MPa}$
- $E_{ur;kar;laag} = 3 * E_{oed} = 63 \text{ MPa}$

De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald voor de laag onder NAP-5,00 m:

- $E_{oed;gem} = 2 * q_c + 20 = 44 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 29 \text{ MPa}$
- $E_{50kar;laag} = E_{oed} = 29 \text{ MPa}$
- $E_{urkar;laag} = 3 * E_{oed} = 87 \text{ MPa}$

2.5.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [21] 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 6 zijn bij de volgende boringen met monsters genomen:

- 75629_MB112_(TG008.+082_B_BIK)-C1
- 75629_MB114_(TG008.+094_B_BIT)-C1

- 75629_MB113_(TG009.+096_B_BIT)-C1

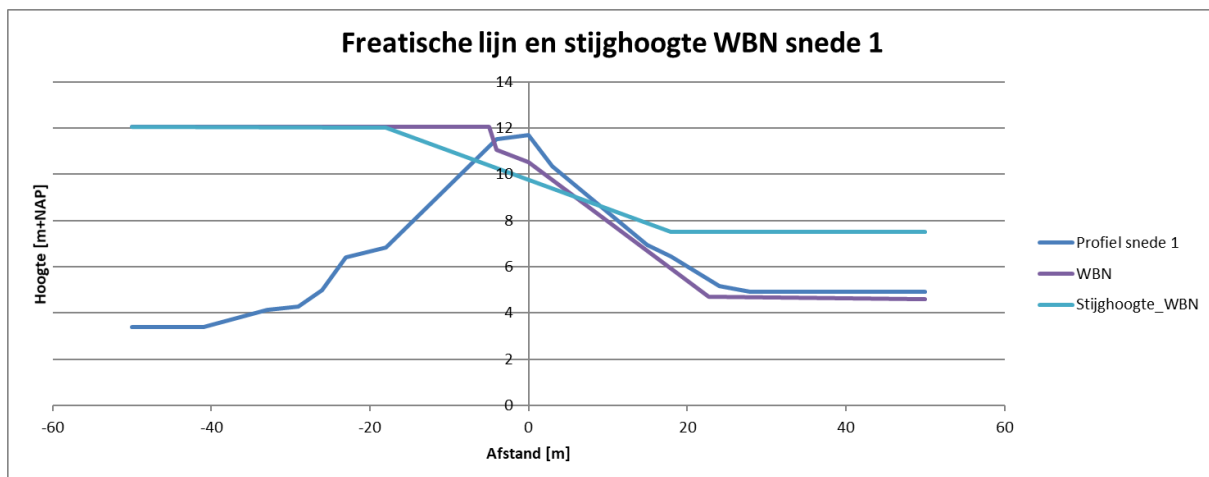
Voornameijk in de bovenste zone tot ca. NAP+3,0 m zijn de bepaalde volumieke gewichten hoger dan aangehouden in de berekeningen. Dit duidt erop dat deze laag te classificeren is als klei-siltig-zandig ipv klei-siltig. Dit heeft een positieve invloed op het ontwerp. Overeenkomstig met de aangehouden bodemopbouw is in de boringen vanaf NAP+3,0 m tot NAP-1,00 m humeuze klei en veen aanwezig. De impact op het ontwerp van de langsconstructie wordt niet significant geacht. Het labonderzoek heeft naar verwachting een licht positieve invloed op het ontwerp van de constructie.

2.6. Hydraulische randvoorwaarden

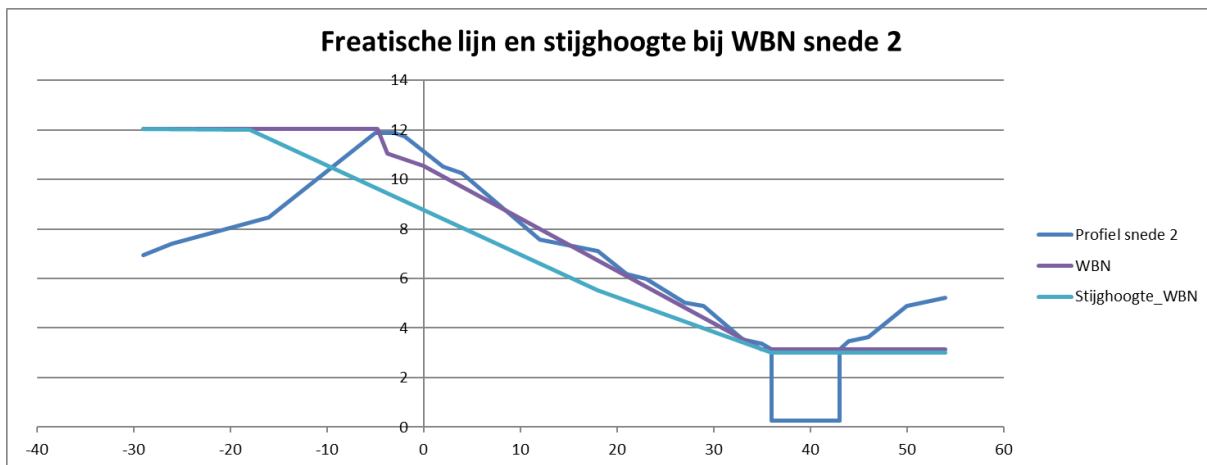
De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 5a:

- WBN NAP+12,04 m (zichtjaar 2125)
- WBN significante overslag NAP+12,04 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand (Waal) NAP+4,15 m
- Polderpeil NAP+2,00 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [15]. De modellering voor deeltraject 6 is per snede weergegeven in Figuur 2-6 en Figuur 2-7. De bepaling van de stijghoogte is opgenomen in bijlage E. I.v.m. opdrijven in het achterland is de stijghoogte verlaagd zodanig dat de effectieve verticale korrelspanning in de opdrijfzone kleiner zijn dan 2 kN/m². Voor snede 1 is de stijghoogte berekend bij het maaiveld van NAP+4,60 m. In werkelijkheid zal deze stijghoogte niet op kunnen treden. Opbarsten zal bij deze stijghoogte reeds opgetreden zijn in het direct naastgelegen inundatiekanaal. De stijghoogte in snede 1 zal hierdoor aanzienlijk lager zijn. Voor het VO wordt echter dit conservatieve uitgangspunt gehanteerd.



Figuur 2-9: Waterstanden bij WBN snede 1



Figuur 2-10: Waterstanden bij WBN snede 2

2.7. Modelling

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

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

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significant overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis,i;LC} / P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{29.561} = \frac{1}{810}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

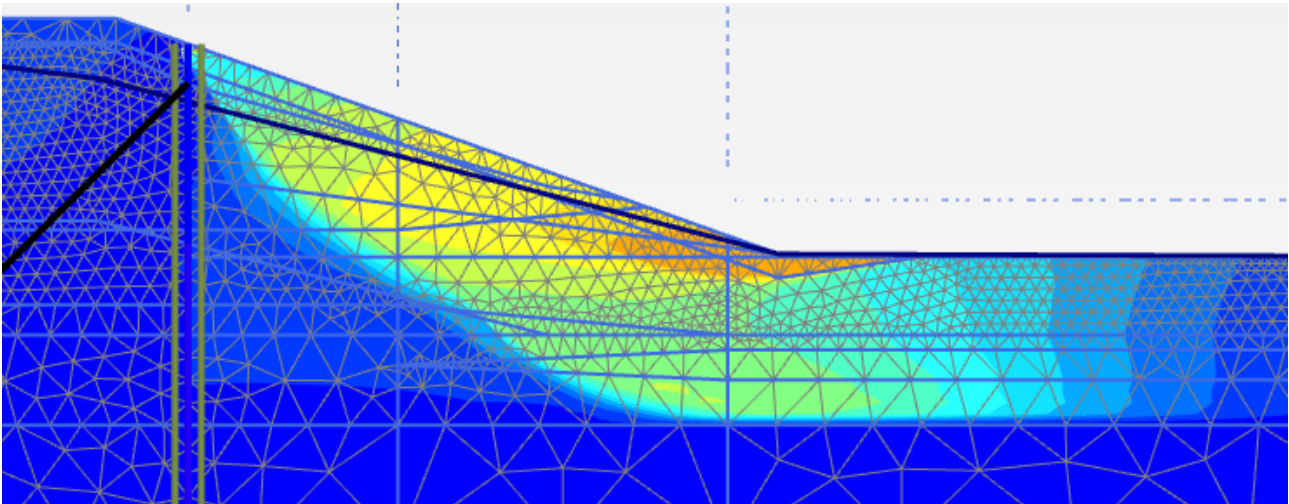
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,02$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,86$$

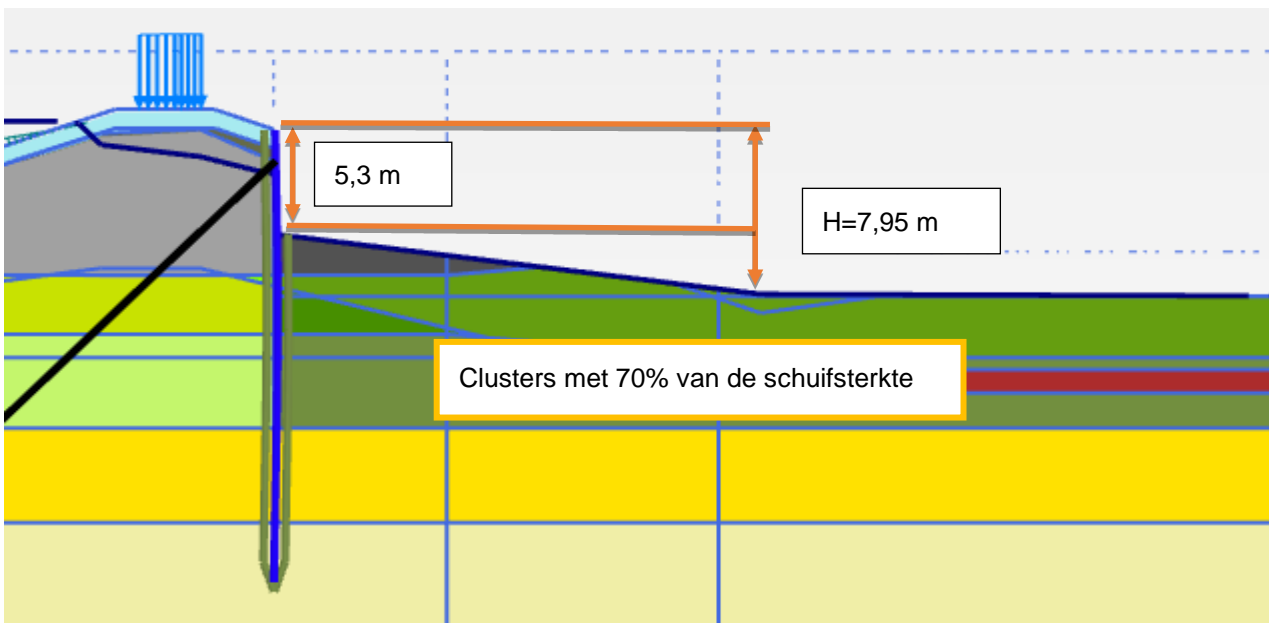
Omdat het product van de schadefactor (0,86) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significant overslag.

- In snede 1 treedt voor de toetsing van de binnenwaartse stabiliteit een niet-kritische instabiliteit op achter de damwand in fase 4a, zie het glijvlak in Figuur 2-8.



Figuur 2-11: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 4a

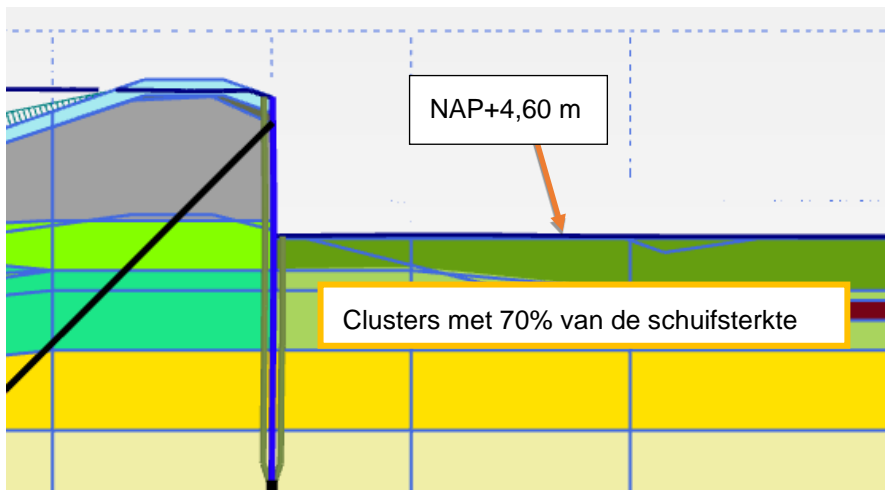
Om deze reden is er in de fases 4b t/m 6 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-9. Er is gerekend met een kruinzakking van 2/3 van de hoogte. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-12: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

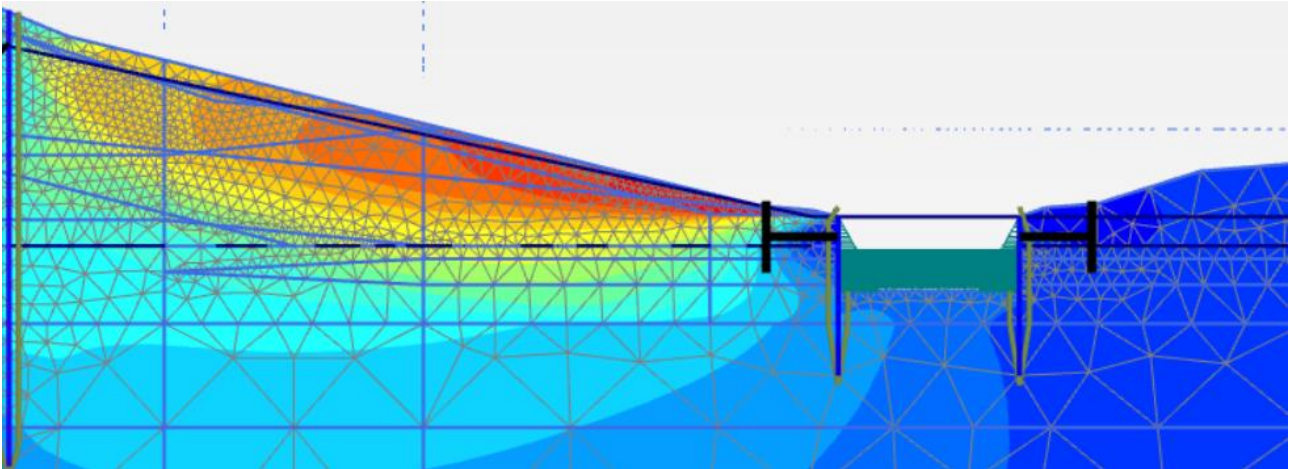
Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 4a (voordat de partiele factoren in rekening gebracht worden) dient er conform de TUN [15] in de situatie met significante overslag gerekend te worden met een erosiekuil (=1,0 m onder maaiveld achterland). In de modellering is van snede 1 is uitgegaan van een horizontaal maaiveld gelijk aan het niveau van het achterland. De erosiekuil is niet gemodelleerd omdat verlaging tot maaiveldniveau achterland al een aanzienlijke verlaging van het restprofiel is. Een

erosiekuil tot onder het maaiveldniveau van het achterland is daardoor te conservatief. De modellering is opgenomen in Figuur 2-10. De freatische lijn is gemodelleerd op de bovenzijde van het restprofiel. Daarnaast is in de zone waar het glijvlak optreedt (in feite het gehele holocene pakket) gerekend met 70% van de schuifsterkte.



Figuur 2-13: Modellering erosiekuil bij STBI significante overslag

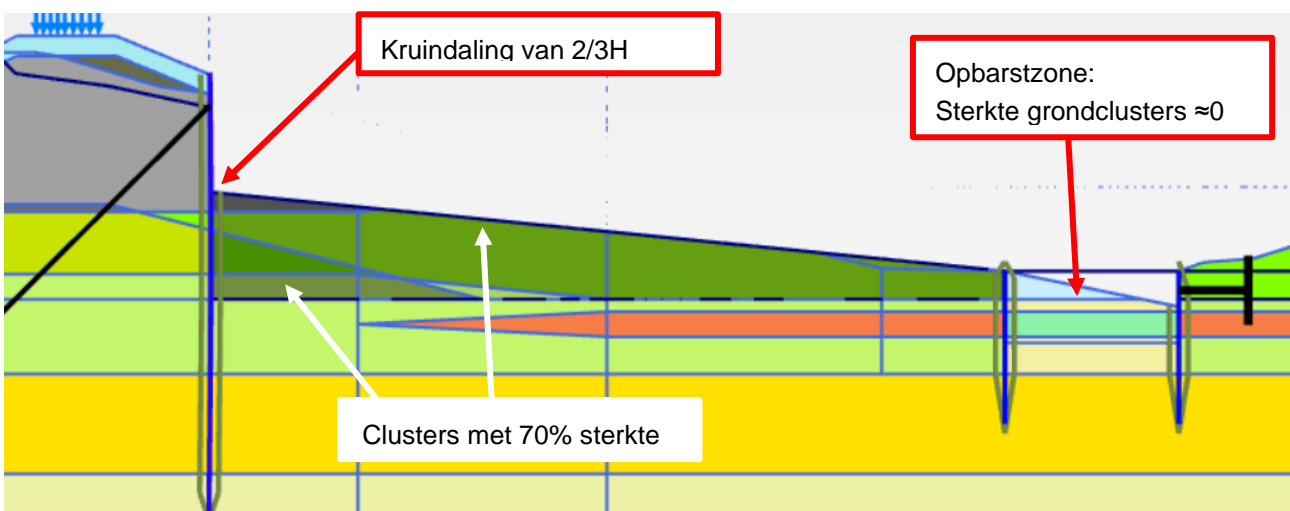
- De wanden van het inundatiekanaal zijn voorzien van betonnen damwanden. De eigenschappen zijn onbekend. In het model is uitgegaan van de stijfheidseigenschappen van een AZ12 damwand profiel, de buigstijfheid van deze damwand zal vergelijkbaar zijn met de betonnen damwand. In het maatgevende glijvlak is zichtbaar dat de damwand van het kanaal bezwijkt. De stijfheidseigenschappen van deze wand hebben daarom een beperkte invloed op de algehele stabiliteit. Daarnaast is voor de rekenkundige stabiliteit (in de dagelijkse situatie) van de duiker een zeer stijf anker toegevoegd (Fixed-end-anchor). In de te toetsen rekenfases is de verankering gedeactiveerd.
- In rekensnede 2 treedt opbarsten op in het kanaal. Daarnaast treedt niet kritische instabiliteit op in het binnentalud in rekenfase 5, zie glijvlak in Figuur 2-11. Deze twee aspecten zijn de in fases 5 en 6 en de toetsingen op significant overslag gemodelleerd. Hierbij is uitgegaan van het bezwijken van de wand aan de dijkzijde van het inundatiekanaal waardoor de afgeschoven grond vanuit het binnentalud in het kanaal terecht komt.



Figuur 2-14: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 5

Een screenshot van de modellering is weergegeven in Figuur 2-12. Er is uitgegaan van:

- Kruindaling van $2/3$ van de hoogte van het dijklichaam.
- De freatische lijn is verlaagd tot bovenzijde restprofiel
- 70% van de sterkte in de verstoorde zone
- Het bezwijken van de wand van het inundatiekanaal aan de rivierzijde. De (fictieve) verankering is hierbij gedeactiveerd. De damwand is hierbij actief gelaten, omdat deze in werkelijkheid ook aanwezig is.
- De afgeschoven grond van het bezwijken binnentalud komt voor een klein deel terecht in de duiker
- In de duiker is gerekend met een grondsterkte die bij benadering 0 is. Dit houdt in dat:
In de shanshep lagen is gerekend met $\alpha=0$, i.c.m. $S_{\text{umin}}=2$ kPa.
In de HS/SSC lagen is gerekend met $\varphi=0$, i.c.m. $c=1$ kPa.



Figuur 2-15: Modelling restprofiel en opbarsten inundatiekanaal

3 Ontwerpresultaten

3.1. Ontwerp langsconstructie snede 1 en noordoostelijk deel

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ42-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 3 m vanaf de huidige binnenkruinlijn [19]. 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 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,31 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt deels naar buiten en deels naar binnen toe ingepast. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,50-0,60 m. In de nieuwe situatie heeft zowel het binnentalud als het buitentalud een taludhelling van 1:3.

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 kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,55 m. Deze kruinverhoging dient in het noordoostelijke deel buitenwaarts aangebracht te worden.

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

Tabel 3-1: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ42-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+11,0 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-7,50 m
Planklengte	ca 18,5 m

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

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 28,0 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+10,55 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden
Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 33 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	15,0 m

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 360 B
Niveau hart gording	NAP+10,25 m
Staalkwaliteit	S355

3.2. Ontwerp langsconstructie snede 2

De aan te brengen langsconstructie bestaat uit een AZ36-700-N damwand profiel. De damwand wordt aangebracht in het binnentalud op een afstand van ca. 6 m vanaf de huidige binnenkruinlijn [19]. Het talud verloopt in dit deel van het traject over de eerste meters aan binnenzijde binnenkruinlijn vrij flauw waardoor de damwand hier vanaf de tijdelijk verlaagde kruin uitgevoerd kan worden (zie verder hoofdstuk 4). Bij snede 1 verloopt het talud steiler waardoor de damwand daar dicht bij de binnenkruin wordt geplaatst. 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 360 B toegepast. De kop van de damwand wordt op 0,8 m onder het maaiveld afgewerkt. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-4, Tabel 3-5 en Tabel 3-6.

Naast het aanbrengen van een constructie wordt ook de kruin verhoogd. De nieuwe kruinhoogte wordt NAP+12,31 m, dit is de vereiste kruinhoogte voor het zichtjaar 2075. De kruinophoging wordt naar binnen toe ingepast. De totale verhoging van de kruin bedraagt ca. 0,50-0,60 m. Het buitentalud blijft hier gelijk aan de huidige situatie. Het bestaande binnentalud wordt verflauwd tot een 1:4 talud.

In het ontwerp van de langsconstructie is rekening gehouden met toekomstige uitbreidingen. Voor de controle op sterkte en stabiliteit is rekening gehouden met de randvoorwaarden voor het zichtjaar 2125. De kruinhoogte kan hierdoor na 2075 evt. nog verhoogd worden tot NAP+12,55 m. Deze kruinverhoging dient binnenwaarts aangebracht te worden.

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

Tabel 3-4: Eigenschappen damwand

Damwand	
Type	AZ36-700 N
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+10,3 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-6,50 m
Planklengte	ca. 17 m

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

Tabel 3-5: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd)

Verankering	
Ankerstang (buitendiameter x wanddikte)	101,6 mm x 28,0 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+9,95 m
Staalkwaliteit	E-470
Ankerhoek (met horizontaal)	45 graden

Totale ankerlengte (incl. groutlichaam)	ca. 32 m
Niveau bovenkant groutlichaam	NAP-2,00 m
Diameter groutlichaam	380 mm
Lengte groutlichaam	15,0 m

Tabel 3-6: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	HE 360 B
Niveau hart gording	NAP+9,65 m
Staalkwaliteit	S355

3.3. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- De locatie van de damwand is relatief hoog in het talud gekozen zodat deze bereikbaar is voor het aanbrengen met een Quatro-Piler. Hiervoor wel de kruin over ca. 1 tot 2 m ontgraven te worden om voldoende werkruimte te creëren.
- In het ontwerp is rekening gehouden met zowel drukkend als trillend installeren van de damwand.
- De damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is ruim voldoende om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- Ter hoogte van de dagelijkse freatische lijn wordt de damwand waterdoorlatend gemaakt. Het detail hiervoor wordt in het DO uitgewerkt.
- 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 langsconstructie zijn opgenomen in onderstaande tabel. Per risico is aangegeven hoe deze meegenomen is in het huidige ontwerp en/of hoe deze wordt meegenomen in de vervolgfase(n).

Tabel 3-7: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluisen (aandachtspunt is controle op heave)
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) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) 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 dijklidmaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

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

3.6. Raakvlakken

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

Tabel 3-8: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Inlaatduiker	Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker.	Deze duiker wordt permanent dichtgezet tijdens de dijkversterking. De damwandconstructie kruist deze duiker.

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
2	Kabels en leidingen	1) Een lage drukgasleiding (kruist de langsconstructie) 2) Een drukriolering (kruist de langsconstructie) 3) Een laagspanningskabel (kruist de langsconstructie) 4) Riool vrijverval	<p>Uitgangspunt is dat een segment van deze duiker verwijderd wordt, waarna de damwand doorgezet kan worden.</p> <p>De omgang met 1 is beschreven in paragraaf 4.3. Voor 2 en 3 is het uitgangspunt dat deze tijdelijk verlegd kunnen worden en in de nieuwe situatie om, of door de damwand heen gevoerd worden.</p> <p>Voor 4 dient de locatie van de leiding i.r.t. de damwand vastgesteld te worden en gecontroleerd te worden of er een conflict is.</p> <p>De definitieve omgang met de kabels en leidingen wordt vastgesteld in het DO.</p>
3	Natura2000 gebied	Buitendijks van TG010 bevindt zich een natura 2000 gebied.	De verhoging van de dijk is binnenwaarts uitgevoerd waardoor er geen conflict is met dit gebied.
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	De damwand constructie sluit aan de noordoostzijde aan op een maatwerkoplossing, bestaande uit een verankerde damwand in het binnentalud.	De constructies dienen in het slot op elkaar aan te sluiten i.v.m. de functie als heavescherm. De constructie zal de afrit van de Ophemertsedijk daarom moeten kruisen. De aansluiting tussen deze twee constructies wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting dijkversterking TiWa	Ter plaatse van TG011 sluit de langsconstructie aan op dijkversterkingsproject Tiel-Waardenburg (TiWa).	De constructie wordt aangebracht tot aan de huidige weg. Vanaf daar wordt het ontwerp verder uitgewerkt binnen het project TiWa. Dit betekent dat de controle op achterloopsheid ook binnen project TiWa wordt uitgevoerd..
6	Bomen perceel Ophemertsedijk 1	Op het perceel van Ophemertsedijk 1 is een aantal bomen aanwezig. Deze bomen conflicteren met de binnenwaartse kruinverhoging.	Het uitgangspunt is dat deze bomen verwijderd worden.

3.7. Veiligheid, gezondheid en milieu

3.7.1. Uitvoeringsfase

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

- Beperking hinder voor omgeving (op het gebied van verkeer, trillingen en geluid)

- Val- en struikelgevaar voorkomen door hoogteverschillen duidelijk zichtbaar te maken, bij grote hoogteverschillen een hekwerk plaatsen.

3.7.2. Gebruiksfase

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

3.8. Duurzaamheid

3.8.1. Materiaalkeuze en hergebruik

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

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

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

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

3.9. Beheer en onderhoud

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

4 Uitvoering

4.1. Fasering

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

- 1 Creëren werkplateau op de kruin door het afgraven van ca. 1 tot 2 m van de kruin
- 2 Graven ontlast-, heisleuf in binnentalud
- 3 Aanbrengen damwand (trillend/drukkend) vanaf de kruin
- 4 Aanbrengen verankering (vanaf de kruin)
- 5 Aanbrengen gording
- 6 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 150 kN per anker)
- 7 Herstellen en profileren binnentalud
- 8 Aanbrengen kruinverhoging (binnen en buitenwaarts)

4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

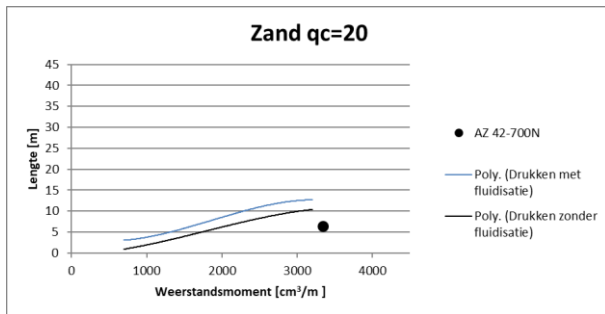
4.2.1. Schadevrij installeren damwand

Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. Maatgevend voor het installeren is de langere damwand in het noordoostelijk deel en snede 1. De maatgevende sondering is 75629_DKMP064_(TG008.+081_DKMP2_BIK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde van 18 MPa gemeten met uitschieters naar 20 MPa. Voor de controle van de inbrengbaarheid zijn twee grafieken toegepast:

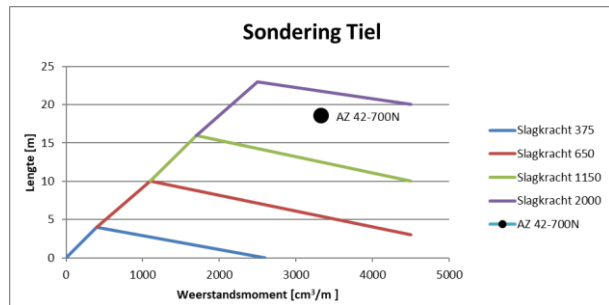
- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukken in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 6,5 m.
- Grafiek 36 in bijlage B van CUR166 deel 1, Hoogfrequent trillen in Tiel, installatiediepte bedraagt 18,5 m.

De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ42-700 N profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8¹. Conform beide grafieken, zie Figuur 4-1 en Figuur 4-2 zijn de planken schadevrij te installeren. In de grafieken is met de zwarte stip het AZ42-700 N profiel aangegeven. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting. De benodigde slagkracht bedraagt 2000 kN. Een trilblok dat een dergelijke kracht kan leveren is het type PVE 50 VM [16].

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



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



Figuur 4-2: Schadeverwachting HF-trillen in Tiel

4.2.2. Trillingspredictie

In bijlage C is een indicatieve trillingspredictie uitgevoerd. De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. De minimaal vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 6-2. Hierbij is per object onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat en/of monumentale status. In Tabel 6-3 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 4-1: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Keersluis*	8,00 mm/s	Monumentaal en constructie categorie 1:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Ophemertsedijk 1*	2,82 mm/s	Monumentaal en constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Ophemertsedijk 5,7 en 16	4,80 mm/s	Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	240	185	92
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	670	515	262

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrengen (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrengen en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

4.2.3. Materieel

Vanwege de relatief lange en zware damwanden die vanuit de stabiliteitsfunctie vereist zijn en de gevoelige objecten in het deeltraject is de uitvoering complex. Aanbevolen wordt om dit aspect in het DO in meer detail te onderzoeken (evt. in combinatie met ervaringen van aannemers).

4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De omgang met de lagedruk gasleiding wordt nader bepaald in het DO. Het voorlopige uitgangspunt in het VO is dat de gasleiding verlegd wordt. Lokaal wordt een dubbele plank van de langsconstructie dieper ingebracht. De gasleiding kan vervolgens middels een bypass over de langsconstructie worden gevoerd. Het oude deel van de leiding kan hierna verwijderd worden. Aandachtspunt hierbij is dat de gasleiding maar een beperkt aantal uur afgesloten mag zijn.
- De omgang de inlaatduiker wordt nader bepaald in het DO. In het VO is het uitgangspunt dat een sectie van de duiker lokaal verwijderd kan worden. De damwand kan vervolgens door deze verwijderde sectie aangebracht worden. Het resterende deel van de duiker wordt dichtgezet met dämmer.
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [13].

4.4. Monitoring

Het wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering trillingen op naastgelegen panden en de keersluis te monitoren. Daarnaast wordt aanbevolen om voorafgaand aan de uitvoering een bouwkundige opnamen van de panden uit te voeren. 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 snede 1. De toetsingen voor snede 2 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 snede 1 beschreven.

In Tabel 5-1 is zichtbaar dat snede 1 aanzienlijk zwaarder belast wordt. Een van de redenen hiervoor is de conservatief gemodelleerde stijghoogte. Zoals aangegeven in paragraaf 2.6 zal er vanwege opbarsten in het inundatiekanaal een lagere stijghoogte aanwezig zijn.

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

Rekenresultaat	Eenheid	Sneede 1		Sneede 2	
		Waarde	Maatgevende rekenfase	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor	[-]	1,12	6b	1,16	6b
Moment	[kNm/m]	933	9a	719	6a
Dwarskracht	[kN/m]	313	9a	254	6a
Normaalkracht	[kN/m]	449	8	372	5
Ankerkracht	[kN/m]	474	8	400	6a
Horizontale vervorming constructie	[mm]	51	4c	21	4c
Horizontale verschilvervorming binnenteen-buitenteen	[mm]	51	4c	45	4c
Kruindaling	[mm]	70	7c	nihil	4c

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.

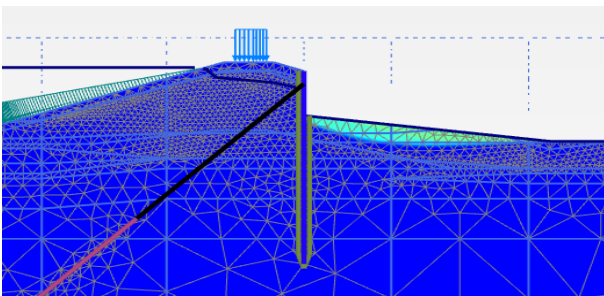
5.2. Ontwerptoetsingen snede 1

5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts

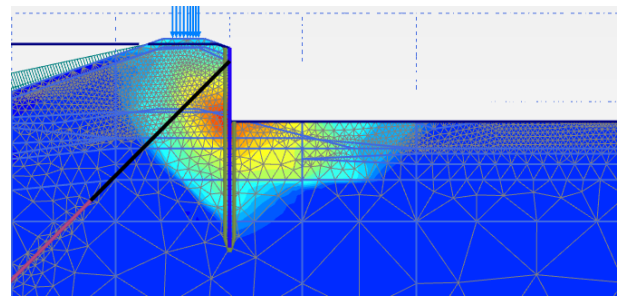
De stabiliteit binnenwaarts is getoetst in de situaties met en zonder significante overslag. Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1 en Figuur 5-2. Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-3. De berekende stabiliteitsfactoren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

- Geen significant overslag : 1,12
- Significant overslag 1,21

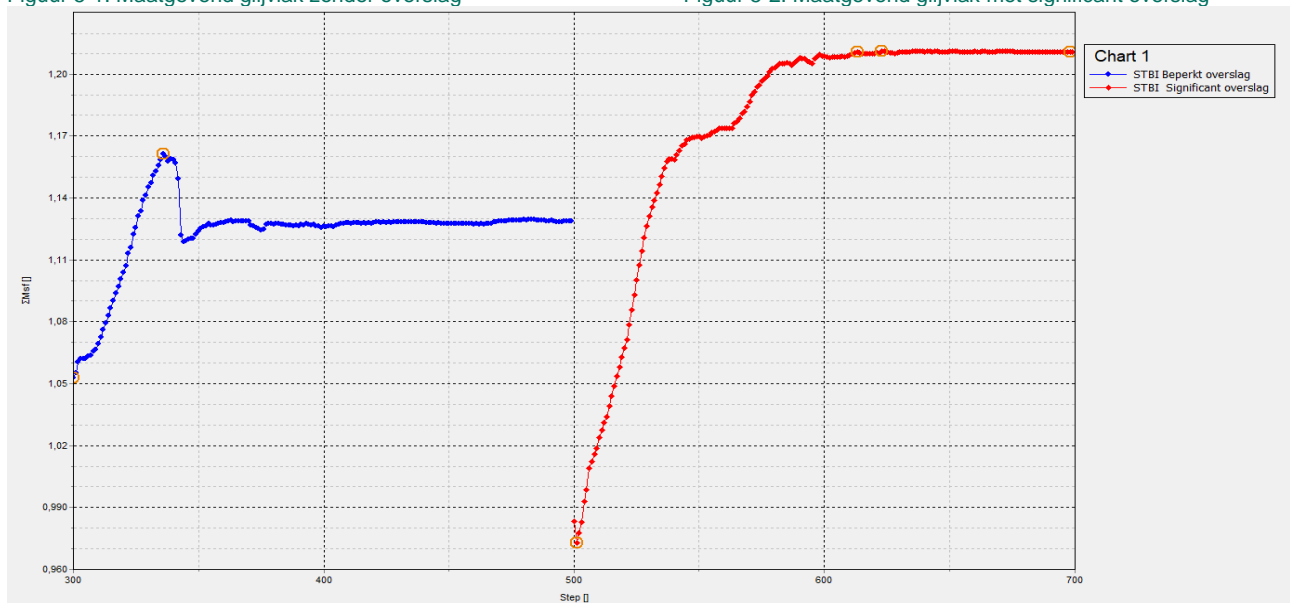
Deze waarde dienen getoetst te worden aan de nog te bepalen schematiseringsfactor. In het VO is het uitgangspunten een schematiseringsfactor kleiner of gelijk aan 1,1 [15]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor. In de toetsing zonder significante overslag treedt een glijvlak op in het aanwezige restprofiel. Omdat dit glijvlak reeds voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor is er niet verder gezocht naar het glijvlak door de constructie. De stabiliteitsfactor van de constructie is mogelijk nog hoger.



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

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 [17]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{3280}{4205} = 0,78$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand $\frac{W_{gecorrodeerd}}{W_{ongecorrodeerd}} = \frac{3700}{4205} = 0,88$

Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
 - Zone A: $M_{ed} = 933 * 1,1 = 1026$ kNm/m Maximum in fase 9a
 - Zone B: $M_{ed} = 933 * 1,1 = 1026$ kNm/m Maximum in fase 9a
 - $\Delta M_{ini} = 44$ kNm/m toeslag initiële imperfecties, beide zones gelijk, zie onderstaand)
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B) $V_{ed} = 313 * 1,1 = 344$ kN Maximum in fase 9a
- Normaalkracht
 - Zone A $N_{s;d} = 396 * 1,1 = 436$ kN/m Maximum fase 8
 - Zone B $N_{s;d} = 449 * 1,1 = 494$ kN/m Maximum fase 8

Omdat uit de toetsing conform EC3 blijkt dat 2^e orde effecten niet verwaarloosbaar zijn ², zijn de 2^e orde effecten bepaald conform de PPL. Er is gerekend met de optie 'Updated Mesh'. De berekende snedekrachten zijn hiermee inclusief deze 2^e orde effecten. Aanvullend wordt de invloed van initiële imperfecties in rekening gebracht. Hiervoor is een additioneel moment (ΔM_{ini}) berekend:

- $\Delta M_{ini} = 0,005 * N_{s;d} * l_{knik}$
 - $N_{s;d}$ = De rekenwaarde van de normaalkracht, deze bedraagt 496 kN/m
 - l_{knik} = De kniklengte bedraagt de afstand tussen het aangrijpingsniveau van het anker (NAP+10,4 m) en de teen van de damwand (NAP-7,50 m), de kniklengte bedraagt 17,9 m.
$$\Delta M_{ini} = 0,005 * N_{s;d} * l_{knik} = 0,005 * 494 * 17,9 = 44 \text{ kNm}$$

Deze gewijzigde aanpak voor het in rekening brengen van de imperfecties en 2^e orde effecten is toepasbaar mits voldaan is aan de onderstaande voorwaarden.

- 1 De maximale horizontale uitbuiging is groter dan 0,2% van de kniklengte
De berekende vervorming bedraagt: 0,15 m
De kniklengte bedraagt 17,9 m. (0,2% bedraagt 0,036 m)
Controle: 0,0316 m < 0,15 m, er is voldaan aan deze voorwaarde.
- 2 De rekenwaarde van de normaalkracht in de damwand is kleiner dan 20% van de knikkracht.
De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt: 494 kN/m
De knikkracht bedraagt: 10.805 kN/m (bepaald conform [8])
Controle: 494/10.805=0,05. De rekenwaarde van de normaalkracht bedraagt ca. 5% van de knikkracht, hiermee is voldaan aan de voorwaarde.

² In bijlage A.1 is een doorsnede toets van het damwandprofiel met de kniktoetsing conform EC3 opgenomen.

Bovenstaand is aangetoond dat aan beide voorwaarden is voldaan.

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

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

- $P_{\max}=474*1,1=521$ kN/m berekend in fase 8
- P_{\max} voor ankeruitval= $330*1,1=364$ kN/m berekend in fase 4c

De maatgevende sondering is de sondering "75629_DKMP049_(TG003.+050_DKMP2_BIK)". Er is een gemiddelde conusweerstand van 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 11%. De reductie is als volgt bepaald:

- $\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$: waarin:
 - γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
 - σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
 - σ'_i is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van bovenkant groutlichaam in fase 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.
 - $\sigma'_i = 146$ 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.
 - $\sigma'_d = 116$ kN/m²
- $$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{116}{146}} = 0,89$$

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 129 kN/anker³ bepaald. Daarnaast is ten gevolge van kruip een toeslag van 157 kN per anker bepaald (= ankerkracht in

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

fase 3a). De toename incl. initiële ankerkracht bedraagt: $129 + 157 = 286$ kN per anker. Als voorspanning in fase 3b in Plaxis is 290 kN/anker 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 $10.000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$, 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:

- $P_{\max} = 474 * 1,1 = 521$ kN/m berekend in fase 8
- P_{\max} voor ankeruitval = $330 * 1,1 = 364$ 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 is bepaald op basis van de maximale waarde van:

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

- 1 Teenniveau 2 m in het pleistocene zand

De bovenzijde van het pleistoceen bevindt zich in het traject op een niveau van NAP-2,0 m (sondering "TG010.+000_DKMP_BIK" of hoger. Met het teenniveau van NAP-7,50 m, is voldaan aan de eis om de constructie 2,0 m in het pleistocene zand te plaatsen.

- 2 Teenniveau o.b.v. heave criterium

Het vereiste teenniveau o.b.v. het heave criterium is bepaald in [18] en bedraagt NAP-5,63 m. Met het teenniveau van NAP-7,50 m, wordt voldaan aan het heave criterium.

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

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.4. De maatgevende sondering is "75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-7,50 m bedraagt 506 kN/m. Er is getoetst aan de waarde van de normaalkracht net onder de anker Gording. De maximale waarde op dit niveau bedraagt 340 kN/m en is berekend in fase 8. Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-7,50 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.
- reductie van de conusweerstand als gevolg van de hoge grondwaterstand onder extreme omstandigheden. Deze reductie bedraagt 8 %. De reductie is als volgt bepaald:

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

- γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand 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 2a. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.

$$\sigma'_i = 215 \text{ kN/m}^2$$

- 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.

$$\sigma'_d = 182 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{182}{215}} = 0,92$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt $(1 - 0,7 * 0,95) * 100\% = 36\%$

Met het teenniveau van NAP-7,50 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;
- 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 kruin in fase 7c bedraagt 0,07 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4c bedraagt 0,05 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4c bedraagt 0,05 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,07 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

6 Overdracht DO-fase

6.1. Nader te detailleren

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

- Het ontwerpen van de anker Gording en de verbinding tussen damwand en Gording.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Het detail om beïnvloeding van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie te voorkomen.
- De aansluiting van de langsconstructie op de maatwerkoplossing in vak 5b en de aansluiting op het dijkversterkingsproject TiWa dient uitgewerkt te worden.
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Aanvullende rekensnede in het noordoostelijke deel beschouwen t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp.
- Aanscherpen van de 2D berekeningen in het zuidwestelijke deel en controle berekening uitvoeren in Plaxis 3D.
- De invloed van de kathodische bescherming van de gasleiding op de damwand onderzoeken.
- Het verwerken van de uitkomsten van het labonderzoek in het ontwerp.
- De installeerbaarheid en de effecten op het ontwerp dienen nader onderzocht te worden.
- Detail doorvoer van de ankerbuizen door de damwand ontwerpen, rekening houden met autonome bodemdaling en zakking van de kruin.
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, etc)
- Modelcontroles uit de PPL[1] en PPE [2] uitvoeren in DO;
 - Gekozen meshfijnheid controleren
 - Controle: vergelijking glijvlakberekening en eindige-elementenberekening
 - Toegepaste tolerantie controleren
 - Invloed modelgrenzen controleren

6.2. Niet-beheerste risico's

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

Tabel 6-1: Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden of ankers komen niet op diepte	1) Voorprikken of damwand tracé / positie ankers aanpassen 2) Doorboren van obstakels met behulp van speciale boorkop 3) Obstakel opgraven (ondiepe obstakels) 4) obstakel overkluizen (aandachtspunt is controle op heave)
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Zwaarder trilblok toepassen 3) Fluïderen*
3	Houdkracht ankers niet voldoende na controleproef	1) Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek 2) Obstakel geraakt	Anker onbruikbaar of onvoldoende belastbaar	1) Aanvullend grondonderzoek uitvoeren voorafgaand aan uitvoering 2) Nieuw anker plaatsen
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	1) Resterende damwanden drukkend installeren 2) Fluïderen*
5	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	1) Te hoge wateroverspanningen tijdens trillend installeren 2) Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	1) Analyse mbt installeerbaarheid uitvoeren 2) Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)

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

6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Inlaatduiker	Tussen TG009 en TG010 bevindt zich een inlaatduiker.	Deze duiker wordt permanent dichtgezet tijdens de dijkversterking. De damwandconstructie kruist deze duiker. Uitgangspunt is dat een segment van deze duiker verwijderd wordt, waarna de damwand doorgezet kan worden.
2	Kabels en leidingen	1) Een lage drukgasleiding (kruist de langsconstructie) 2) Een drukriolering (kruist de langsconstructie) 3) Een laagspanningskabel (kruist de langsconstructie) 4) Riool vrijerval	De omgang met 1 is beschreven in paragraaf 4.3. Voor 2 en 3 is het uitgangspunt dat deze tijdelijk verlegd kunnen worden en in de nieuwe situatie om, of door de damwand heen gevoerd worden. Voor 4 dient de locatie van de leiding i.r.t. de damwand vastgesteld te worden en gecontroleerd te worden of er een conflict is. De definitieve omgang met de kabels en leidingen wordt vastgesteld in het DO.
3	Natura2000 gebied	Buitendijks van TG010 bevindt zich een natura 2000 gebied.	De verhoging van de dijk is binnenwaarts uitgevoerd waardoor er geen conflict is met dit gebied.
4	Aansluiting op maatwerkoplossing	De damwand constructie sluit aan de noordoostzijde aan op een maatwerkoplossing, bestaande uit een verankerde damwand in het binnentalud.	De constructies dienen in het slot op elkaar aan te sluiten i.v.m. de functie als heavescherm. De constructie zal de afrit van de Ophemertsedijk daarom moeten kruisen. De aansluiting tussen deze twee constructies wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting dijkversterking TiWa	Ter plaatse van TG011 sluit de langsconstructie aan op dijkversterkingsproject Tiel-Waardenburg (TiWa).	De constructie wordt aangebracht tot aan de huidige weg. Vanaf daar wordt het ontwerp verder uitgewerkt binnen het project TiWa. Dit betekent dat de controle op achterloopsheid ook binnen project TiWa wordt uitgevoerd..
6	Bomen perceel Ophemertsedijk 1	Op het perceel van Ophemertsedijk 1 is een aantal bomen aanwezig. Deze bomen conflicteren met de binnenwaartse kruinverhoging.	Het uitgangspunt is dat deze bomen verwijderd worden.

6.4. Afgeleide eisen/aandachtspunten uitvoering

- De omgang met de lagedruk gasleiding wordt nader bepaald in het DO. Het voorlopige uitgangspunt in het VO is dat de gasleiding verlegd wordt. Lokaal wordt een dubbele plank van de langsconstructie dieper ingebracht. De gasleiding kan vervolgens middels een bypass over de langsconstructie worden gevoerd. Het oude deel van de leiding kan hierna verwijderd worden. Aandachtspunt hierbij is dat de gasleiding maar een beperkt aantal uur afgesloten mag zijn.
- De omgang de inlaatduiker wordt nader bepaald in het DO. In het VO is het uitgangspunt dat een sectie van de duiker lokaal verwijderd kan worden. De damwand kan vervolgens door deze verwijderde sectie aangebracht worden. Het resterende deel van de duiker wordt dichtgezet met dämmer.
- Op alle ankers dient een controleproef uitgevoerd te worden en op minimaal 5% van alle ankers een geschiktheidsproef.
- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- 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 de volgende damwandprofielen en -lengtes in de VO-raming:

- Noordoostelijk deel: AZ42-700 N S355GP, lengte 20,5 m
- Zuidwestelijk deel: AZ42-700 N S355GP, lengte 20,0 m



BIJLAGEN

A. Ontwerptoetsingen

A.1. *Doorsnede toetsing damwand*

Controle doorsnede damwand

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



Project Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra INFR200121
Onderdeel Dijkvak 6 snede 1 - overschrijding kniktoets EC5
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ42-700N
 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 12.53 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 0.78
 corrosiefactor Zone B 0.88
 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}	1026	1026	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	436	494	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	344	344	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.	0.76	0.68	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.32	0.28	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.06	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.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Knik	U.C.	1.08	0.97	n.v.t.	n.v.t.

voldoet aan norm

voldoet niet aan norm

niet van toepassing

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 Deeltraject 6 snede 1
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ42-700N
 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 1.00 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 0.78
 corrosiefactor Zone B 0.88
 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}	1071	1071	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	435.6	493.9	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	344	344	0	0 kN/m

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

γ_{M0} 1.10
 γ_{M1} 1.10
 γ_{M2} 1.25

SAMENVATTING TOETSING DOORSNEDE

		Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
Moment	U.C.	0.88	0.78	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.35	0.31	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.07	0.07	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.	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



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

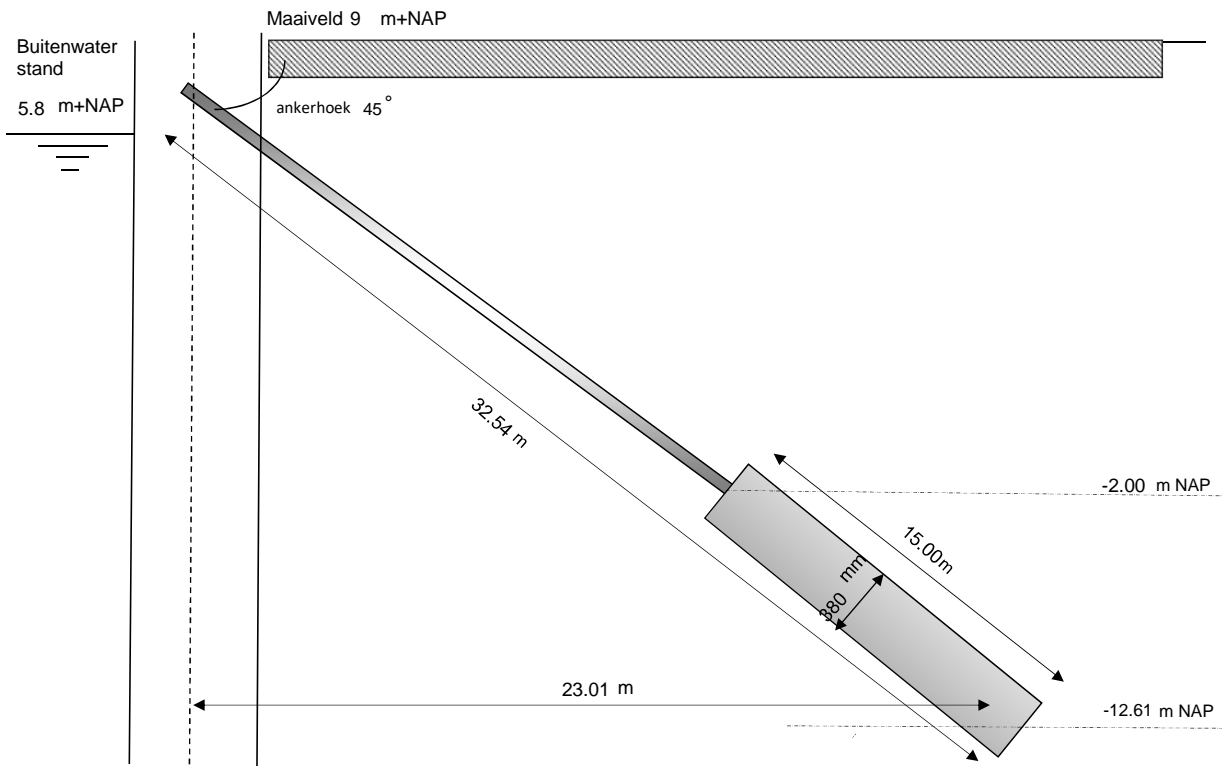
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Deeltraject 6 snede 1 VO - verankering
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP070-A (TG009.+075_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	S Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x28,0	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	28.00	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	6442	mm ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	101.23	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	4647	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	10.40	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -12.61 m NAP
Lengte prop	15.00	m	hart -7.30 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	32.54	m	
Fictieve ankerlengte	25	m	
Massa totale ankerstang	1635	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	1.58	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	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.2	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.3	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.4	521	521	2.80	1459	1.10	1.25	1605	1824
stap 6.5 x 1,2	437	437	2.80	1223	1.10	1.25	1345	1529
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	364	364	4.20	1529	1.00	1.00	1529	1529

Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	3253 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	2323 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	2323 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	2323 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	2323 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
P_d	1824 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

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

$$2323 > 1824$$

Unity Check 0.78

Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	9 MPa	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand γ_{sc}	0.89 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	2381 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1885 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
P_d	1605 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

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

$$1885 > 1605$$

Unity check 0.85

Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

R _{a,min,d}	1885 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L _{grout}	15.00 m
q _c	9.33
τ _{grout/grond}	0.11

0,3 N/mm² τ_{grout/grond}
 0.30 > 0.11
 Unity check **0.35**

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

Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

R _{a,min,d}	1885 kN
diameter staal	101.60 mm
L _{grout}	15.00 m
τ _{grout/staal}	0.39
τ _{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 τ_{grout/staal}
 1.50 > 0.39
 Unity check **0.26**

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

Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP062_(TG008.+015_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.65	15.00
75629_DKMP065_(TG009.+005_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.57	15.00
75629_DKMP067-A_(TG009.+045_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.09	15.00
75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	9.33	15.00
75629_DKMP071-A_(TG010.+024_DKMP2_BUK)	-2.00	-12.61	11.02	15.00
75629_DKMP072_(TG010.+030_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.24	15.00
75629_DKMP073_(TG010.+052_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.62	15.00
75629_DKMP076_(TG008.+098_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.58	15.00
	-2.00	-12.61	14.18	15.00
	-2.00	-12.61	13.23	15.00
	-2.00	-12.61	13.13	15.00
	-2.00	-12.61	12.68	15.00

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 6 snede 1
Revisie	1
Datum	18-12-2020

Gegevens doorsnede

Type voorwand	AZ42-700N
Type anker	Ankerbuis 101.6 x 28
Methode	PPL

Invoer constructie

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	D_0	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.028 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	α_{anker}	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.5 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	193305 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	157 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	50.499 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	6.47E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	1359581 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	1.05E+03 [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	40.8 [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	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	120 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	29.31 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	q_0	37.95 [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

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

3352.9049 [-]

Dus moet gelden dat:

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

Hieruit volgt:

$$\alpha = 14.30806 [-]$$

golf lengte	λ	2.97 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	y_0	0.492 [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:

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

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) = 0.7104 [-]$$

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = 0.7104 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha_n = 0.655139026 [-]$$

factor	n	16.40 [-]
--------	---	-----------

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

Additionele ankerkracht	ΔF	103 [kN]
Ankerkracht per anker	F	157 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	260 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond	129 kN
------------------------	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	157 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	286 kN
-----------------------------------	--------



A.3. Sterkte gording

Controle gording verankerde damwand

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



Project Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra INFR200121
Onderdeel VO-ontwerp gording DT6 snede 1
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 360 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden	
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):
buiging om welke as	sterke	1 gording

Axiale ankerkrachten per strekkende meter

$F_{A,d}$	=	521 [kN/m]	ULS	$F_{A,d}$	==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep}$	=	521 [kN/m]	SLS		
$F_{A,d}$	=	364 [kN/m]	CAL, ankeruitval		

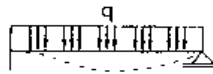
Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)

h =	355.6 mm (360 mm)	$A_{resterend} = 13488$ mm ² =	75 % van:	(18060 mm ²)
b =	295.6 mm (300 mm)	$A_{corrosie} = 4572$ mm ²		
t_w =	8.1 mm (12.5 mm)	$A_v = 3991$ mm ² =	66 % van:	(6060 mm ²)
h_w =	261 mm (261 mm)	$I_y = 34423$ cm ⁴ =	80 % van:	(43193 cm ⁴)
t_t =	18.1 mm (22.5 mm)	$W_{y,el} = 1936$ cm ³ =	81 % van:	(2400 cm ³)
r =	29.2 mm (27 mm)	$W_{pl,y*} = 2124$ cm ³ =	79 % van:	(2683 cm ³)
i_y =	159.8 mm (155 mm)			

==> NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

Doorsnedeklasse

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{261}{8.1} = 32.2$	$\leq 72 \epsilon = 59$	==> Doorsnedeklasse	1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{115}{18.1} = 6.3$	$\leq 9 \epsilon = 7$	==> Doorsnedeklasse	1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$			

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	405 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	405 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	257 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	318 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	681 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	504 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	865 [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}	=	681 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0}$	= 818 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ dwarskracht $681 / 818 = 0.83 > 0.5$				
$0.83 \leq 1.0$ (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				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.4414$ reductie [1 - p]				
$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 2063549$ 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}	=	318 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2064 \times 355}{1.0}$	= 733 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 $318 / 733 = 0.43 \leq 1.0$ (6.30)				
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
Vervorming:	$w = \frac{2 qL^4}{384 Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{405 \times 2800}{210000 \times 3.44E+08}$	
		=	2 mm	

Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval

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

$$V_{Ed} = 865 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0} = 818 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 865 / 818 = 1.06 > 0.5$$

$$1.06 > 1.0 \quad (6.17)$$

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

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2 = 1.2416 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w^2)/(4 * t_w)] = 1953171 \text{ mm}^3$$

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

$$M_{Ed} = 504 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2124 \times 355}{1.0} = 754 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 504 / 754 = 0.67 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

Toetsing kipweerstand, unity checksnormale situatie 0.43
calamiteit 0.72



A.4. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-017 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.



B. Ontwerptoetsingen snede 2

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 6 snede 2
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ36-700N
 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 11.41 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 0.78
 corrosiefactor Zone B 0.88
 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}	785.4	790.9	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	374	409.2	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	279.4	279.4	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.	0.79	0.62	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.32	0.28	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.06	0.06	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.	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

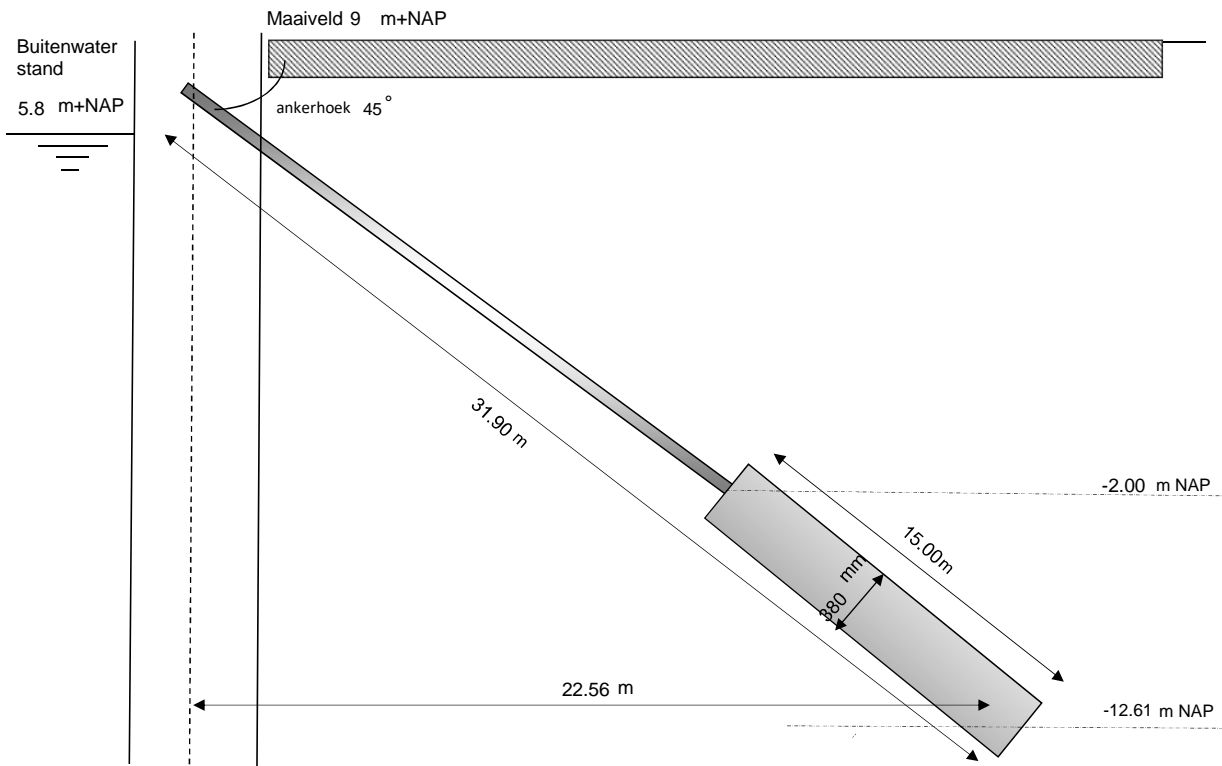
Project	Dijkversterking Stad Tiel
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra	INFR200121
Onderdeel	Deeltraject 6 snede 2 VO - verankering
Revisie	1
Datum	18-12-2020

**Algemene gegevens**

Sondering	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)		
Ankersysteem	Schroefinjectieanker		
Type anker	Ø101,6x28,0	mm	
Buitendiameter	101.60	mm	
Wanddikte	28.00	mm	
Rekenkundig drsn. (Abuis)	6442	mm ²	
Gecorrigeerde diameter t.p.v. schroefdraad	101.23	mm ²	
Corrosietoeslag	0.060	mm/jr	100 jaar
Rekenkundige doorsnede (Abuis;corr)	4647	mm ²	
Staalkwaliteit	E470		
Vloei spanning (fy)	500.00	N/mm ²	
Breukspanning (ft)	700.00	N/mm ²	
Diameter groutlichaam	380	mm	omtrek 1194 mm
H-o-h afstand	2800	mm	
h.o.h. afstand ankers (uitgedrukt in D)	7.37	Deq	
Insteekniveau	9.95	m NAP	
Bovenkant grout	-2.00	m NAP	onderkant -12.61 m NAP
Lengte prop	15.00	m	hart -7.30 m NAP
Ankerhoek	45	°	
Totale ankerlengte	31.90	m	
Fictieve ankerlengte	24	m	
Massa totale ankerstang	1603	kg	
Groutlichaam hoeveelheid	1.58	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	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.2	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.3	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.4	439	439	2.80	1231	1.10	1.25	1354	1538
stap 6.5 x 1,2	301	301	2.80	842	1.10	1.25	926	1053
Anker uitval								
Stap 6,5 (representatief)	251	251	4.20	1053	1.00	1.00	1053	1053

Controle ankerstang [B2.1]

$R_{t;break;rep}$	3253 kN	$(A_{buis:corr} * ft)$
$R_{t;break;d}$	2323 kN	$(R_{t;break;d}/1,4)$
$R_{vloei;rep}$	2323 kN	$A_{buis} * fy$
$R_{vloei;d}$	2323 kN	$R_{r:vloei;rep}/1,0$
$F_{r;d}$	2323 kN	min. $(R_{t;break;rep}/1,4)$; $(R_{r:vloei;rep}/1)$
P_d	1538 kN	

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.1

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

$$2323 > 1538$$

Unity Check 0.66

Controle grondmechanische houdkracht [B2.2]

$Q_{c:gem}$	10 MPa	75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)
Correctiefactor conusweerstand γ_{sc}	0.95 [-]	
Afknijping conusweerstand op	15 MPa	
$R_{a:min}$	2498 kN	$(Q_{c:gem} * O * L_a * \alpha_l)$
$R_{a:min;d}$	1978 kN	$(R_{a:min} * \xi_s / \gamma_a)$
P_d	1354 kN	Max rekenwaarde ankerkracht

CUR166 deel 1 paragraaf 7.2.2

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

$$1978 > 1354$$

Unity check 0.68

Controle bezwijken grout-grond [B2.3]

R _{a,min,d}	1978 kN
Diameter groutlichaam	380.00 mm
L _{grout}	15.00 m
q _c	9.79
τ _{grout/grond}	0.11

0,3 N/mm² τ_{grout/grond}
 0.30 > 0.11
 Unity check **0.37**

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

Controle bezwijken grout-staal [B2.4]

R _{a,min,d}	1978 kN
diameter staal	101.60 mm
L _{grout}	15.00 m
τ _{grout/staal}	0.41
τ _{max}	1,5/2,2 (glad/geribd)

1,5/2,2 τ_{grout/staal}
 1.50 > 0.41
 Unity check **0.28**

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

Gegevens sonderingen

	Bovenkant groutlichaam [m+NAP]	Onderkant groutlichaam [m+NAP]	Gemiddelde conusweerstand [MPa]	Lengte groutlichaam [m]
75629_DKMP062_(TG008.+015_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.98	15.00
75629_DKMP065_(TG009.+005_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.88	15.00
75629_DKMP067-A_(TG009.+045_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.35	15.00
75629_DKMP070-A_(TG009.+075_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	9.79	15.00
75629_DKMP071-A_(TG010.+024_DKMP2_BUK)	-2.00	-12.61	11.38	15.00
75629_DKMP072_(TG010.+030_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.61	15.00
75629_DKMP073_(TG010.+052_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	13.12	15.00
75629_DKMP076_(TG008.+098_DKMP2_BIK)	-2.00	-12.61	12.97	15.00
	-2.00	-12.61	14.39	15.00
	-2.00	-12.61	13.45	15.00
	-2.00	-12.61	13.50	15.00
	-2.00	-12.61	13.02	15.00

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 6 snede 2
Revisie	1
Datum	18-12-2020

Gegevens doorsnede

Type voorwand	AZ36-700N
Type anker	Ankerbuis 101.6 x 28
Methode	PPL

Invoer constructie

Type anker	-	Ankerbuis
Diameter ankerbuis	D_0	0.102 [m]
Corrosiebescherming ankerbuis (rondom)	-	0.000 [m]
Wanddikte ankerbuis	t	0.028 [m]
Hart-op-hart afstand verankering	a	2.80 [m]
Ankerhoek met horizontaal	α_{anker}	45 [graden]
Lengte anker tussen opleggingen	L	17.0 [m]
Buigstijfheid damwand (gecorrodeerd) per meter	EI_{damwand}	160713 [kNm ²]
Maatgevende ankerkracht	F	213 [kN]
Eigen gewicht ankerbuis	q_{eg}	50.499 [kg/m]
Oppervlakte anker (ongecorrodeerd)	A_{anker}	6.47E-03 [m ²]
Rekstijfheid ankerdoorsnede (ongecorrodeerd)	EA	1359581 [kN]
Buigstijfheid ankerstaaf (ongecorrodeerd)	EI_{anker}	1.05E+03 [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	$N_{\text{kt,laag}}$	20 [-]
Alpha Shanshep	α	0.34 [-]
Effectieve verticale korrelspanning	$\sigma'_{v,z;\text{gem}}$	130 [kPa]
Belasting zakkende grond	$q_{\text{lloodrecht,gem}}$	31.75 [kN/m]
Amplitude sinusvormige belasting	q_0	41.06 [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 [-]
-------------	------------------------------	----------

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

$$\left(\frac{q_0 * L}{F}\right)^2 * \frac{1}{\beta} * \frac{EA}{F} * \frac{1}{1 + \frac{EA}{a * c * \lambda * L}} = 1415.8537 [-]$$

Dus moet gelden dat:

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

Hieruit volgt:

$$\alpha = 10.57238 [-]$$

golf lengte	λ	2.83 [m]
-------------	-----------	----------

doorbuiging anker	y_0	0.486 [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:

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

$$\alpha^2(1 + \alpha) \left(\frac{1}{n^3}\right) = 0.3041 [-]$$

Dus moet gelden dat:

$$\alpha_n^2(1 + \alpha_n) = 0.3041 [-]$$

Hieruit volgt:

$$\alpha_n = 0.45684843 [-]$$

factor	n	16.20 [-]
--------	-----	-----------

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

Additionele ankerkracht	ΔF	97 [kN]
Ankerkracht per anker	F	213 [kN] +
Maatgevende totale ankerkracht	$F_{s,staaf}$	<hr/> 310 [kN]

Invoer Plaxis

Toeslag zakkende grond (incl. modelfactor)	122 kN
--	--------

Toeslag kruip (ankerkracht fase 3a)	213 kN
-------------------------------------	--------

Totaal (invoer Prestress fase 3b)	335 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 VO-ontwerp gording DT6 snede 2
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 360 B	$f_{y,d} = 355$ Mpa	
staalkwaliteit	S 355	$E_d = 210,000$ Mpa	
corrosie (rondom)	2.2 mm	$\gamma_{MO} = 1.0$	
Ankerhoek met horizontaal	$\alpha = 45$ graden		
h.o.h. afstand ankers	2.8 m	n: enkele gording (1); dubbele gording (2):	1 gording
buiging om welke as	sterke		

Axiale ankerkrachten per strekkende meter

$F_{A,d} = 439$ [kN/m]	ULS	$F_{A,d} \implies$ Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$F_{A,rep} = 439$ [kN/m]	SLS	
$F_{A,d} = 258$ [kN/m]	CAL, ankeruitval	

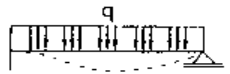
Profiel eigenschappen met reductie a.g.v. corrosie (oorspronkelijke profiëleigenschappen tussen haakjes)

h = 355.6 mm (360 mm)	$A_{resterend} = 13488$ mm ² = 75 % van: (18060 mm ²)
b = 295.6 mm (300 mm)	$A_{corrosie} = 4572$ mm ²
$t_w = 8.1$ mm (12.5 mm)	$A_v = 3991$ mm ² = 66 % van: (6060 mm ²)
$h_w = 261$ mm (261 mm)	$I_y = 34423$ cm ⁴ = 80 % van: (43193 cm ⁴)
$t_t = 18.1$ mm (22.5 mm)	$W_{y,el} = 1936$ cm ³ = 81 % van: (2400 cm ³)
r = 29.2 mm (27 mm)	$W_{pl,y*} = 2124$ cm ³ = 79 % van: (2683 cm ³)
$i_y = 159.8$ mm (155 mm)	

==> NEN-EN 1993-1-1 art. 5.5.2

Doorsnedeklasse

lijfcontrole	$\frac{c}{t} = \frac{261}{8.1} = 32.2 \leq 72 \epsilon = 59 \implies$ Doorsnedeklasse 1
flenscontrole	$\frac{c}{t} = \frac{115}{18.1} = 6.3 \leq 9 \epsilon = 7 \implies$ Doorsnedeklasse 1
druk	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$ [-]

Horizontale belasting op gording				
$P_{g,d}$	=	341 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	$P_{g,d}$ ==> Overeenkomstig CUR166 art. 4.9.11
$P_{g,rep}$	=	341 [kN/m]	$F_{A,rep} \times \cos(\alpha) \times 1,1$	
$P_{g,d}$	=	183 [kN/m]	$F_{A,d} \times \cos(\alpha)$	
$M_{s,g,d}$	=	268 [kNm]	ULS: $M_{s,g,d} = 1/10 \times P_{g,d} \times l^2/n$	
$V_{s,g,d}$	=	574 [kN]	ULS: $V_{s,g,d} = 6/10 \times P_{g,d} \times l/n$	
$M_{s,g,d,cal}$	=	358 [kNm]	CAL: $M_{s,g,d,cal} = 1/16 \times P_{g,d} \times (2l)^2/n$	Ankeruitval
$V_{s,g,d,cal}$	=	614 [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}	=	574 kN	$V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0}$	= 818 kN
toetsing:				
6.2.6: $V_{Ed} / V_{c,Rd} =$ dwarskracht $574 / 818 = 0.70 > 0.5$				
$0.70 \leq 1.0$ (6.17)				
Formules bij 6.2 Weerstand van doorsneden				
Doorsnedeklasse 1 en 2		Reductie op momentcapaciteit		
Buiging en dwarskracht		nodig		
Reductie nodig als $V_{Ed}/V_{c,Rd} > 0,5$				
$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 =$		0.1620 reductie [1 - p]		
$W_{pl,V} =$	$W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] =$	2102100 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}	=	268 kNm	$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2102 \times 355}{1.0}$	= 746 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 $268 / 746 =$ 0.36 ≤ 1.0 (6.30)				
Vervorming ligger (doorlopend over meer dan drie steunpunten)				
Vervorming:	$w = \frac{2 qL^4}{384 Ely}$	=	$\frac{2}{384} \frac{341 \times 2800}{210000 \times 3.44E+08}$	
		=	2 mm	

Toetsing weerstand doorsnede CAL Ankeruitval

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

$$V_{Ed} = 614 \text{ kN} \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3991 \times 205}{1.0} = 818 \text{ kN}$$

toetsing

$$6.2.6: V_{Ed}/V_{c,Rd} = \text{dwarskracht} \quad 614 / 818 = 0.75 > 0.5$$

$$0.75 \leq 1.0 \quad (6.17)$$

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

nodig

$$p = (2 * V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)2 = 0.2505 \text{ reductie } [1 - r]$$

$$W_{pl,V} = W_{pl,y} - [(p * A_w2)/(4 * t_w)] = 2089885 \text{ mm}^3$$

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

$$M_{Ed} = 358 \text{ kNm} \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,V} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2124 \times 355}{1.0} = 754 \text{ kNm}$$

toetsing:

$$6.2.8: M_{Ed} / M_{y,V,Rd} = \text{buiging + dwarskracht} \quad 358 / 754 = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.30)$$

Toetsing kipweerstand, unity checksnormale situatie 0.36
calamiteit 0.51



B.4. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-018 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

C. Trillingspredictie

C.1. Trillingspredictie

De trillingspredictie is uitgevoerd volgens de methode uit de CUR166, empirisch model voor het intrillen van damwanden [3]. De trillingen zijn getoetst aan de grenswaarden volgens de SBR-A (2017), schade aan bouwwerken [6]. In deze notitie is alleen de kans op schade beschouwd. Een toetsing op hinder (voor bijvoorbeeld omwonenden) is geen onderdeel van deze predictie.

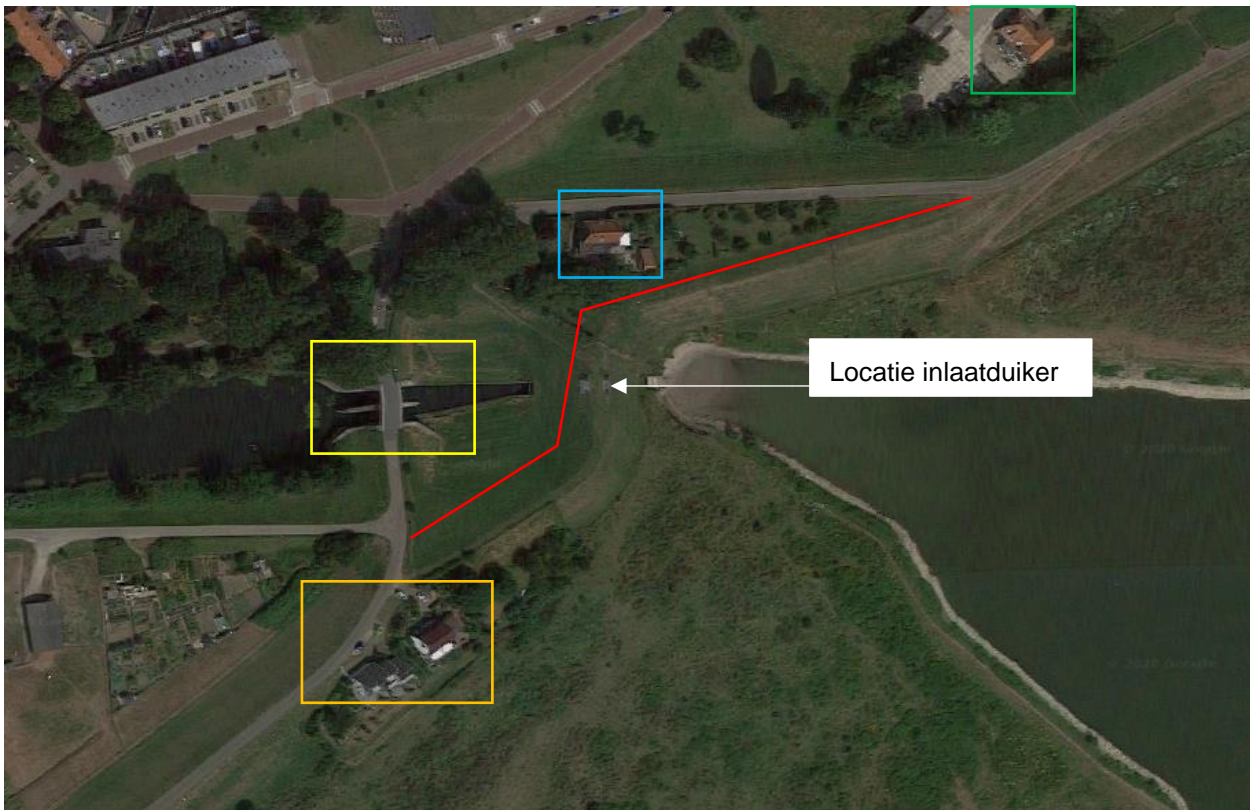
In de analyse zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Voor de predictie wordt uitgegaan van een overschrijdingskans van de grenswaarde van 1%. Dat betekent dat er een aanvaardbare kleine kans bestaat (van $\leq 1\%$) dat schade aan bouwwerken, funderingen en buisleidingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen of metingen de rekenwaarden van de grenswaarden conform SBR-A richtlijn niet overschrijden.
- Uitgangspunt is het trillen van dubbele planken.
- Referentie bodemprofiel: Tiel
Dit bodemprofiel komt het meest overeen met de gemaakte sonderingen uit het beschikbare geotechnisch onderzoek, maatgevende sondering 75629_DKMP064_(TG008.+081_DKMP2_BIK)
- Type meting trillingsintensiteit: indicatief, beperkt en uitgebreid
- Type trilling: continu
- Aangezien langs de dijk bebouwing aanwezig is, is het uitgangspunt hoogfrequent trillen, de gehanteerde frequentie van het trilblok bedraagt: 38 Hz. (Installeren met laag frequent trillen is niet beschouwd in deze notitie)
- Type trilblok: Variabel Moment. De trillingen die kunnen optreden bij het opstarten naar de vereiste 38 Hz (zoals bij een trilblok met een vast moment) zijn niet beschouwd.

Een bovenaanzicht van de situatie in deeltraject 6 is weergegeven in Figuur 6-1. De versterking in dit dijkvak bestaat uit het aanbrengen van een verankerde damwand in het binnentalud. De damwand wordt aangebracht op ca. 3 m vanaf de bestaande binnenkruinlijn. Indicatief is het tracé van de damwanden aangegeven met de rode lijnen. De volgende bebouwing is aanwezig: (zie bijlage C.2 voor de informatie over de panden)

- Blauwe rechthoek: Ophemertsedijk 1, Betreft een woning met een draagconstructie van metselwerk en is op staal gefundeerd. Het pand heeft een monumentale status. De afstand tot de damwand is ca. 17 m. Op kortere afstand van de damwand bevindt zich nog een schuur. Deze schuur wordt echter verwijderd voorafgaand aan de uitvoering.
- Gele rechthoek Keersluis. Betreft een op staal gefundeerde keersluis. De keersluis heeft een monumentale functie en bestaat uit metselwerk. De afstand tot damwand bedraagt ca. 25 m.
- Gele rechthoek: Ophemertsedijk 5 en 7. Het pand Ophemertsedijk 7 betreft een op staal gefundeerd woonhuis. Van het pand Ophemertsedijk 5 is geen informatie beschikbaar. Het is aannemelijk (op basis van de overige panden in de omgeving) dat beide panden op staal gefundeerd zijn en een draagconstructie van metselwerk hebben. De afstand tot het pand Ophemertsedijk 5 bedraagt ca. 25 m.
- Groene rechthoek: Ophemertsedijk 16, betreft een op staal gefundeerd woonhuis. Het pand heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot het pand bedraagt ca. 40 m.

- In het dijklichaam is een inlaatduiker aanwezig. Deze duiker heeft geen functie meer en wordt in de dijkversterking permanent gesloten. Het is toegestaan dat deze duiker schade oploopt (deels slopen) ten behoeve van het aanbrengen van de damwanden.



Figuur 6-1: Bovenaanzicht situatie deeltraject 3 [bron: Google Maps]

Voor de panden en de trillingsanalyse zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- De aanwezige panden zijn ingedeeld in constructie categorie 2 (Ophemertsedijk 1,5 en 7)
 - *Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.*
- De keersluis is ingedeeld in categorie 1:
 - *Draagconstructies van bouwwerken, geen gebouw zijnde, die bestaan uit metselwerk zoals pijlers van viaducten, kademuren etc.*
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale (en niet monumentaal) als een gevoelige bouwkundige (of monumentale) staat. Van de bouwkundige staat ontbreken gegevens, er is wel bekend dat het pand Ophemertsedijk 1 en de keersluis monumentale status hebben. De bouwkundige staat dient nader geverifieerd te worden voorafgaand aan de uitvoering, aanbevolen wordt om daarvoor een bouwkundige opname uit te laten voeren.
- Fundering op staal, archiefinformatie toont aan dat de panden op staal gefundeerd zijn. Alleen van Ophemertsedijk 5 ontbreekt deze informatie, maar aannemelijk is dat dit ook op staal is gefundeerd. Er

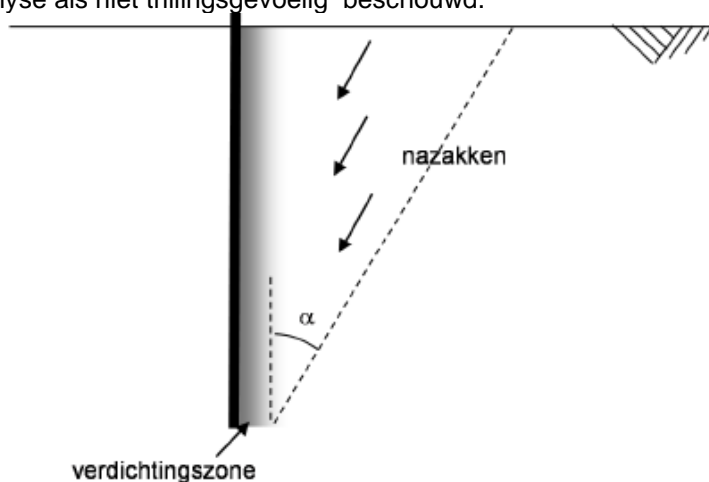
wordt daarom voor de analyse van uitgegaan dat alle panden op staal gefundeerd zijn (maatgevende situatie).

- De aan te brengen damwanden zijn van het type AZ42-700-N met een lengte van 18,5 m en een AZ36-700 N met een lengte van 17,0 m. In de predictie is uitgegaan van de AZ42-700 N damwand, dit is de maatgevende situatie.
- De slagkracht is bepaald op basis van de NVAF-PSD grafieken beschikbaar in CUR166. Grafiek 36 (hoogfrequent trillen in Tiel) is toegepast, conform deze grafiek zijn deze damwanden te installeren met een slagkracht van 2000 kN. ⁴

Om te bepalen of de funderingen van de panden als trillingsgevoelig beschouwd moeten worden, is een schatting gemaakt van de verdichtingszone en bijbehorende zakkingsstroeg (invloedsgebied) tijdens het trillend installeren van de damwand. In dit gebied zijn zettingen van het maaiveld te verwachten. In Figuur 6-2 zijn de verdichtingszone en trog weergegeven. Conform [7] bedraagt $\alpha=30$ graden. De verdichtingszone is ca. 1,0 m breed. De grootte van het invloedsgebied (afstand damwand tot de rand) , bedraagt:

$$L=1+\tan(\alpha) * L_{\text{damwand}}=1+\tan(30)*18,5=12 \text{ m}$$

Omdat de afstand tussen de damwand en de panden groter is dan 12 m worden de de funderingen voor de analyse als niet trillingsgevoelig beschouwd.



Figuur 6-2: Verdichtingszone + zakkingsstroeg bij intrillen damwand [7]

Het in bovenstaande figuur weergegeven invloedsgebied is een indicatie. In geval van (zeer) losgepakte zandlagen in het bodemprofiel kan sprake zijn van een groter invloedsgebied, waarbij zettingen tot ca. de damwandlengte (18,5 m) uit de damwand niet uitgesloten kunnen worden. Het pand aan de Ophemertsedijk 1 valt binnen deze afstand. Hoewel op basis van het beschikbare grondonderzoek niet zeer losse zandlagen aanwezig lijken is het verstandig dit invloedsgebied nader te bepalen (bijvoorbeeld met de methode Hergarden), als op een dergelijke korte afstand het intrillen van damwanden wordt overwogen.

⁴ De definitieve keuze van het trilblok dient met de aannemer bepaald te worden. Indien een hogere slagkracht vereist is, dient de analyse hierop aangepast te worden.

De minimaal vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden zijn weergegeven in Tabel 6-2. Hierbij is per object onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat en/of monumentale status. In Tabel 6-3 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 6-2: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Keersluis*	8,00 mm/s	Monumentaal en constructie categorie 1:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
		85	65	33
Ophemertsedijk 1*	2,82 mm/s	Monumentaal en constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
		670	515	262
Ophemertsedijk 5,7 en 16	4,80 mm/s	Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	2,82 mm/s	240	185	92
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	670	515	262

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het overschrijden van de minimaal benodigde afstanden volgens de tabel en dus wordt geconcludeerd dat het intrillen van damwanden niet zondermeer mogelijk is. Overigens betekent een overschrijding van de grenswaarde niet automatisch dat er schade optreedt.

Mogelijke maatregelen zijn het trillingsvrij aanbrenge (drukken) van damwanden of trillingsreductie (zie onderstaand). Er dient rekening mee te worden gehouden dat sommige (trillingsreducerende) maatregelen invloed kunnen hebben op het ontwerp. De keuze wat betreft de wijze van aanbrenge en de invloed op het ontwerp wordt in het DO onderzocht.

Mogelijk oplossingsrichtingen om de damwanden zonder schade aan te brengen :

- Damwanden drukkend aanbrenge, dit is trillingsarm.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand is afhankelijk van de maatregel/uitvoering grondvervorming mogelijk.
- Intrillen van enkele in plaats van dubbele damwandplanken, waardoor de benodigde slagkracht (trillingen) kan worden beperkt.
- Voorwoelen van de toplaag om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.
- Proefplanken trillen en meting van trillingssnelheden. Vervolgens de uitvoeringswijze hiermee bepalen. In de praktijk blijkt vaak dat de prognose conservatief is. Bovendien wordt een beter beeld verkregen van welke energie (blok) benodigd is om de damwand op diepte te krijgen (minimaliseren van slagkracht). Eventueel te combineren met één of meer van de andere genoemde punten.

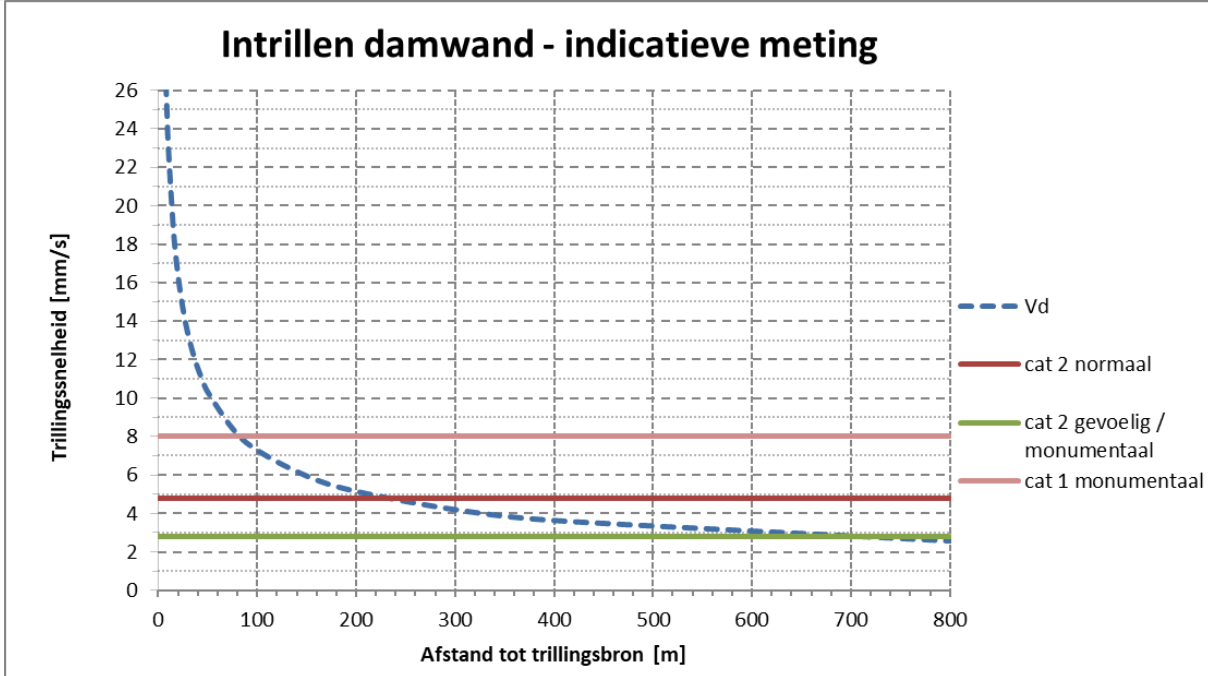
Tabel 6-3: Trillingspredictie (blauw) en grenswaarden als functie van de afstand.

1% Grenswaarde (schade)

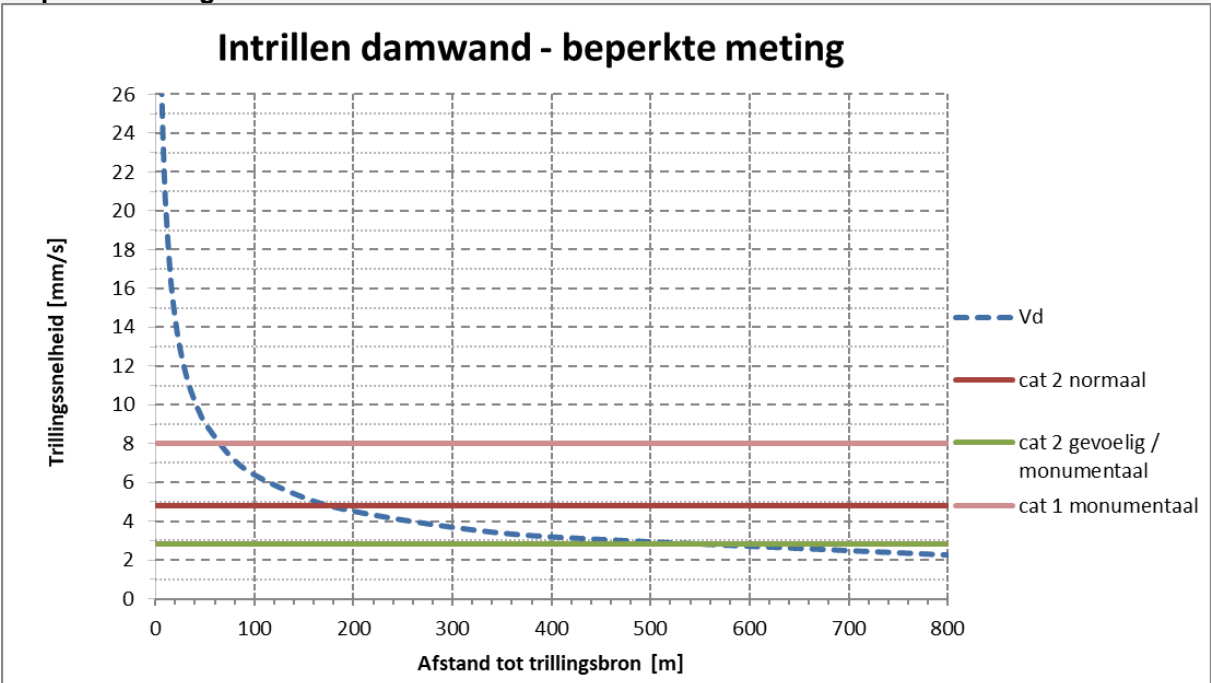


1% Grenswaarde (schade)

Indicatieve meting



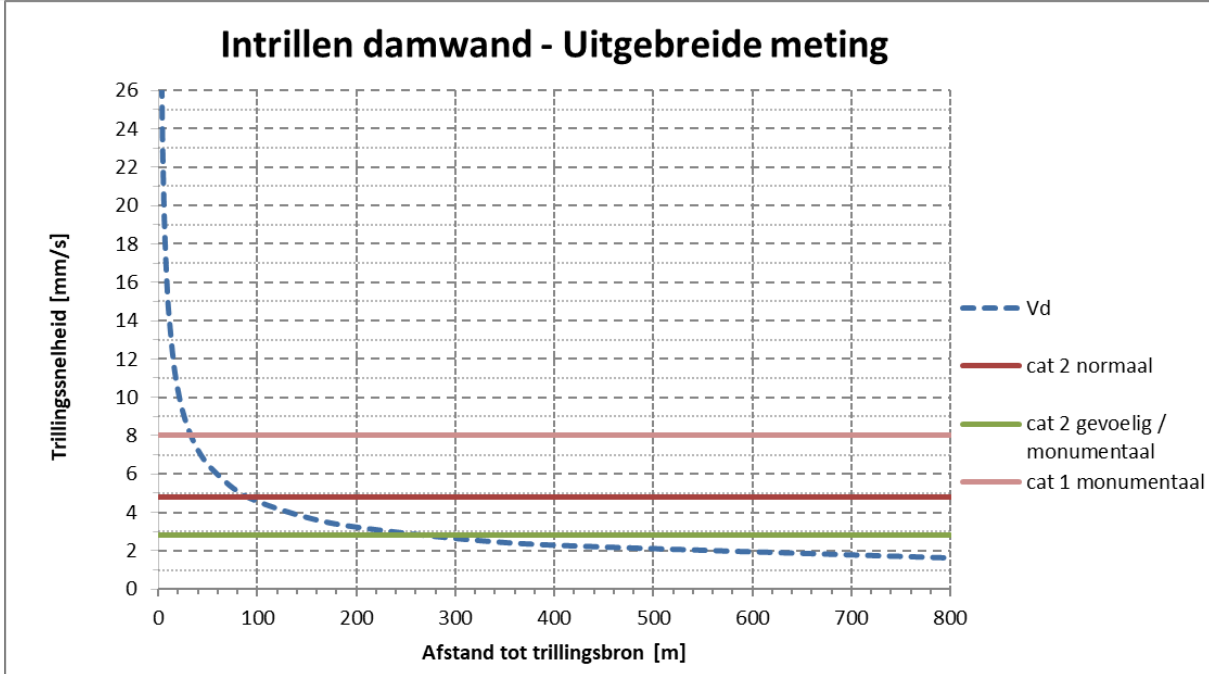
Beperkte meting





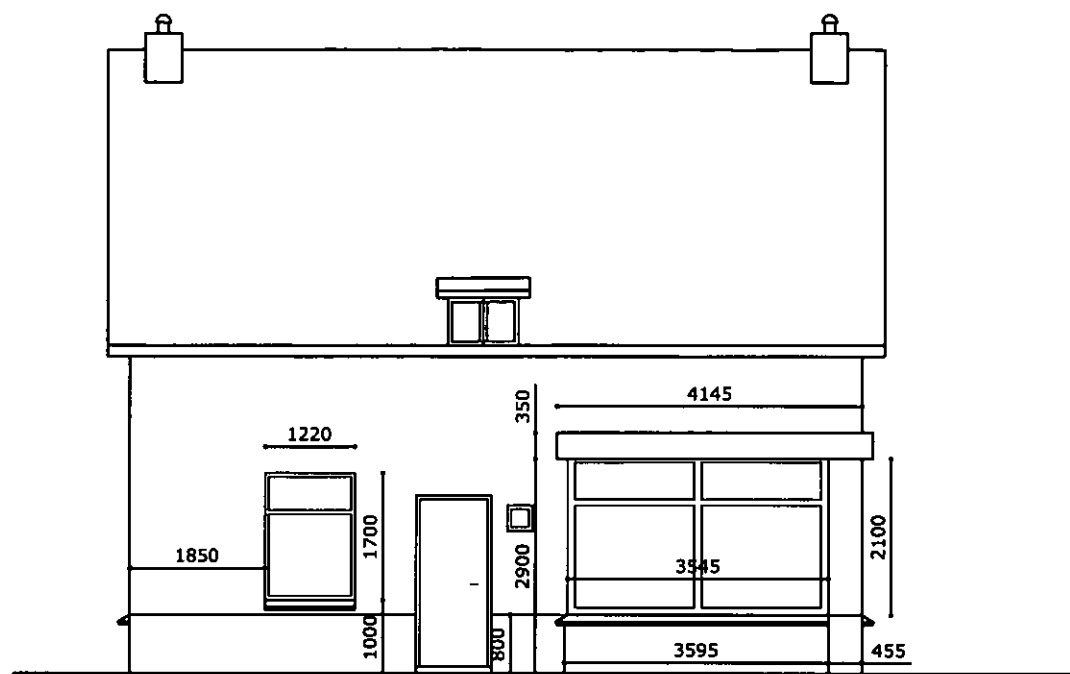
1% Grenswaarde (schade)

Uitgebreide meting





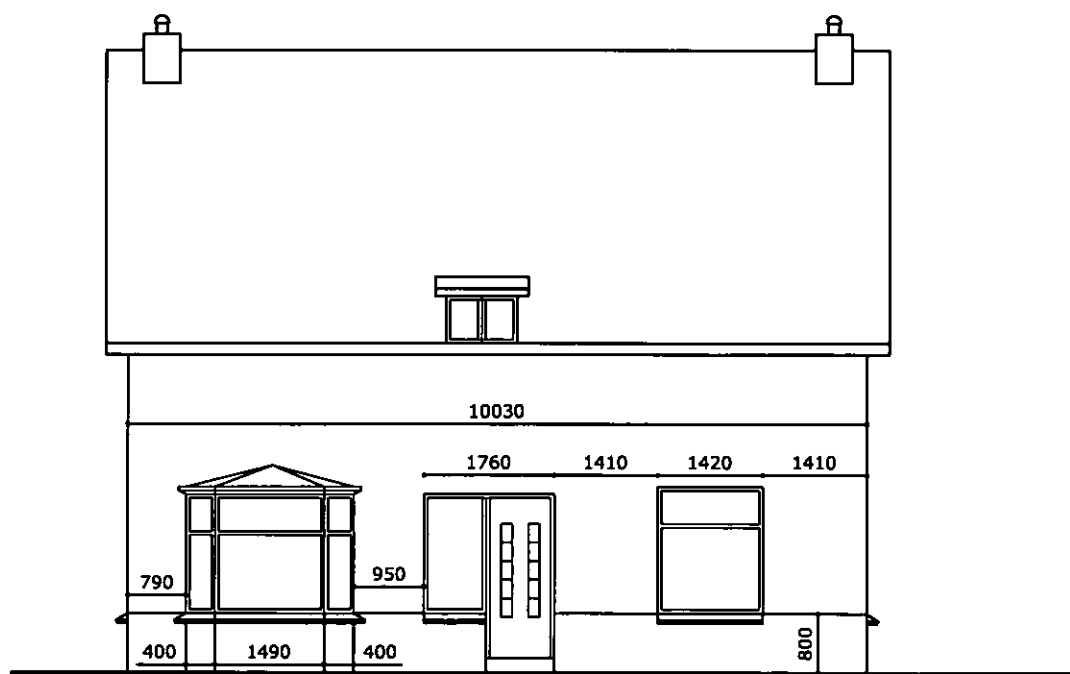
C.2. *Archiefinformatie bebouwing*



Zuidgevel bestand



Westgevel bestand



Noordgevel bestand



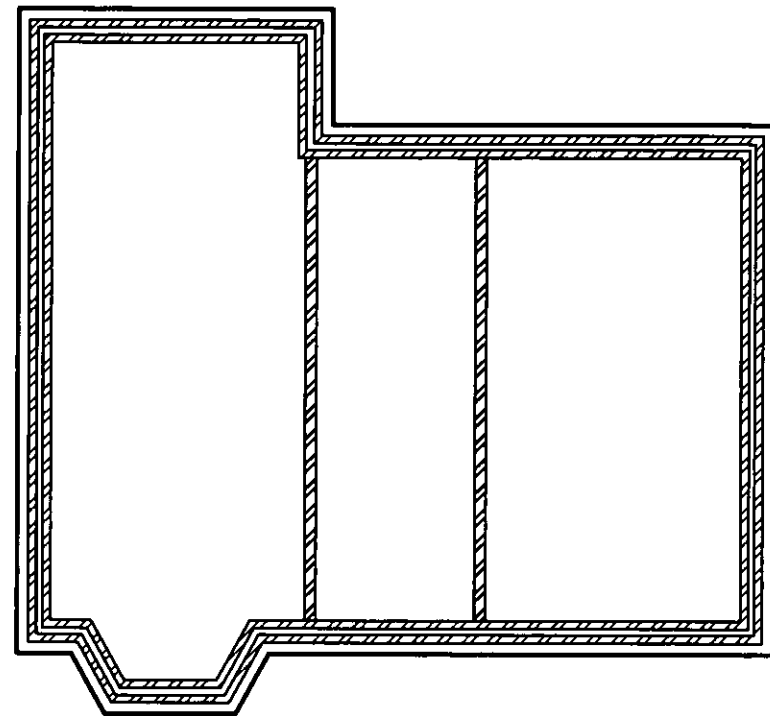
Oostgevel bestand

Schaal : 1:100
 Bladformaat : A3
 Projectnummer : 07024
 Blad : 2/11
 Status : Definitief
 Tekeningnr. : 2000
 Type : G
 Versie : 1

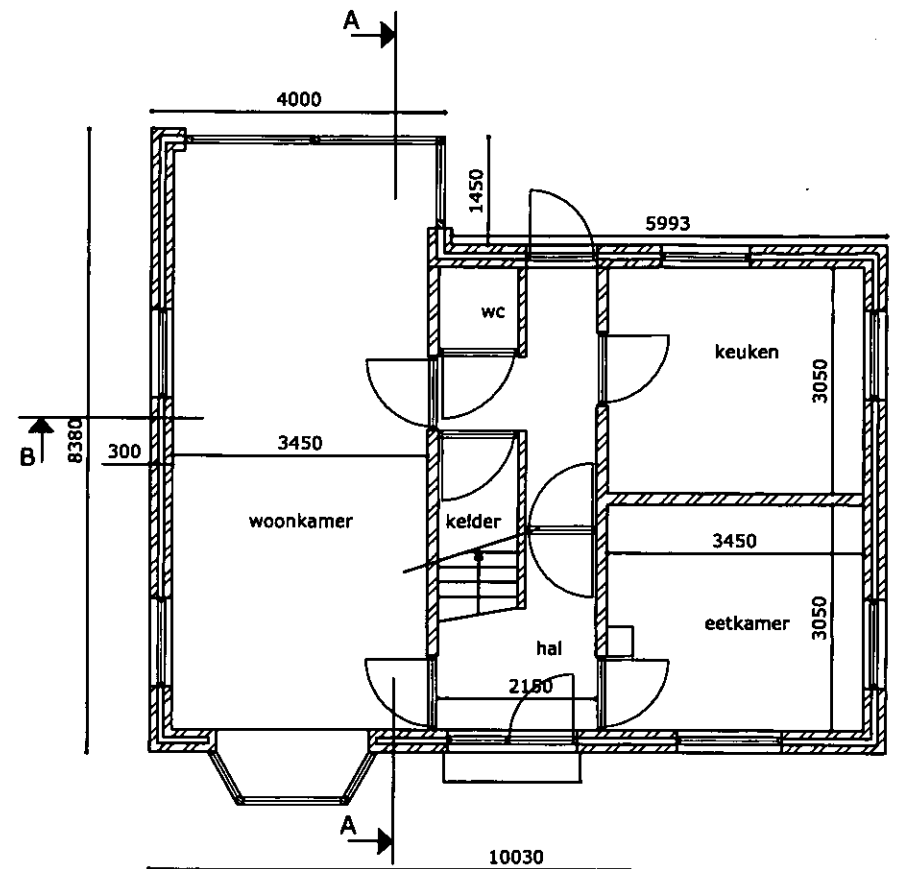
Project :
 Gevels, bestand
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

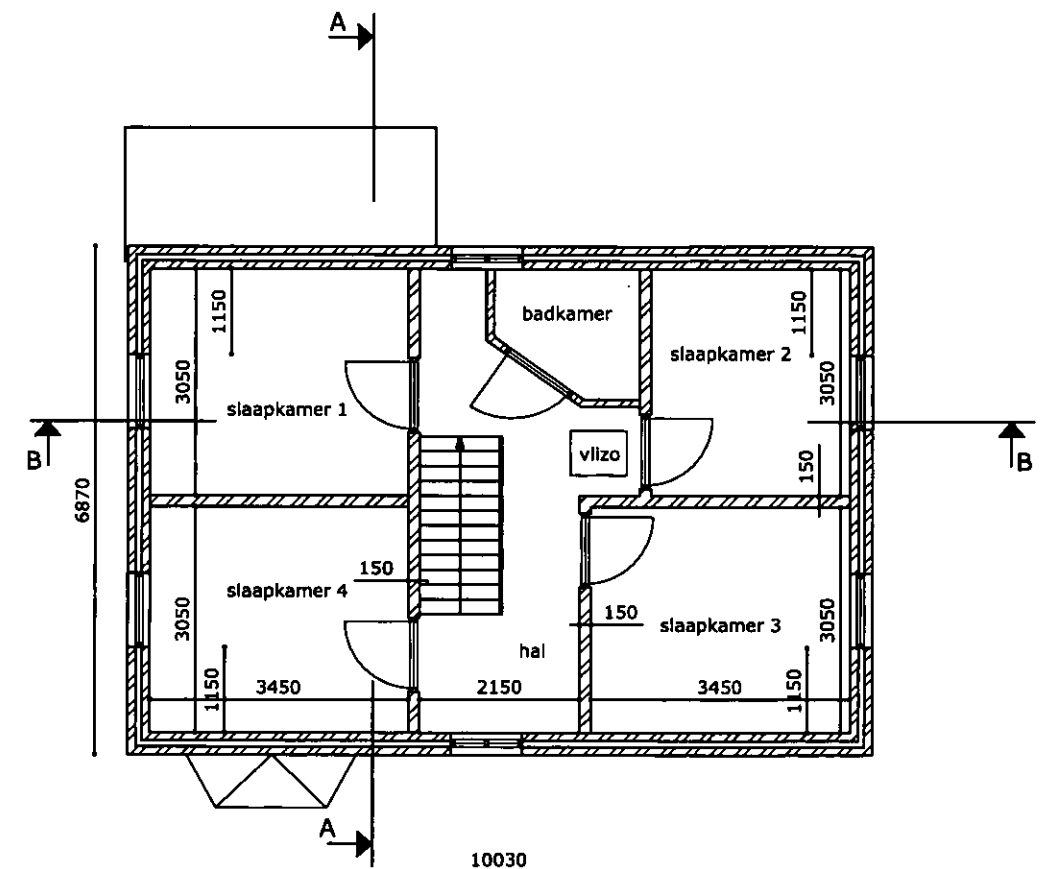
BREED
 [integrated design]



Fundering bestand



Begane grond bestand



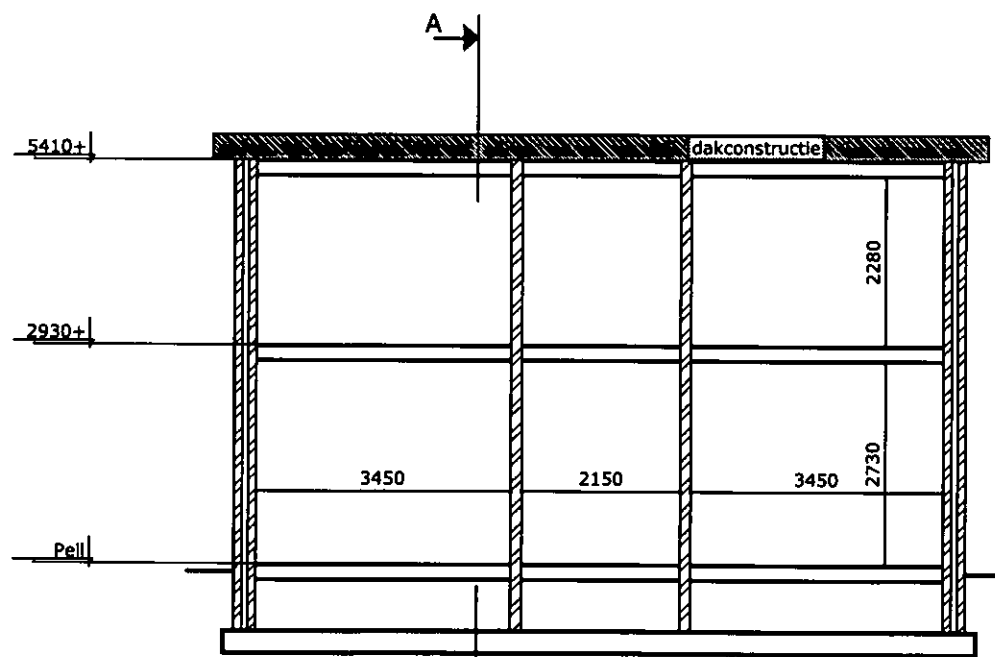
Eerste verdieping bestand

Schaal : 1:100 Blad : 3/11
 Bladformaat : A3 Status : Definitief
 Projectnummer: Tekeningnr. : Type : Versie :
 07024 2000 P 1

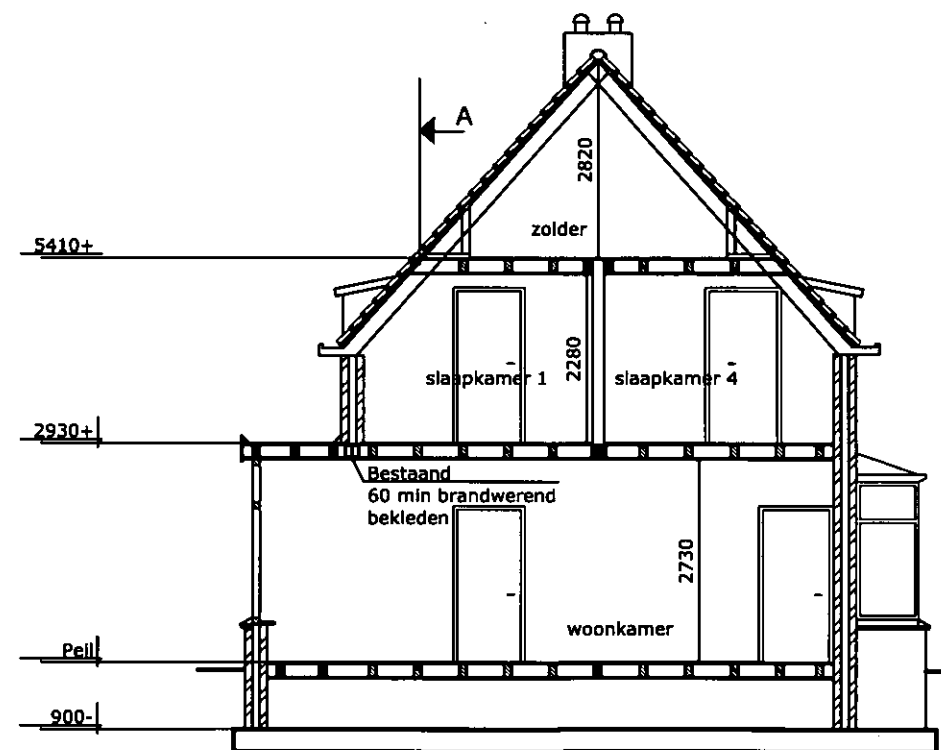
Project :
 plattegronden, bestand
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

BREED
 [integrated design]



Doorsnede B bestaand



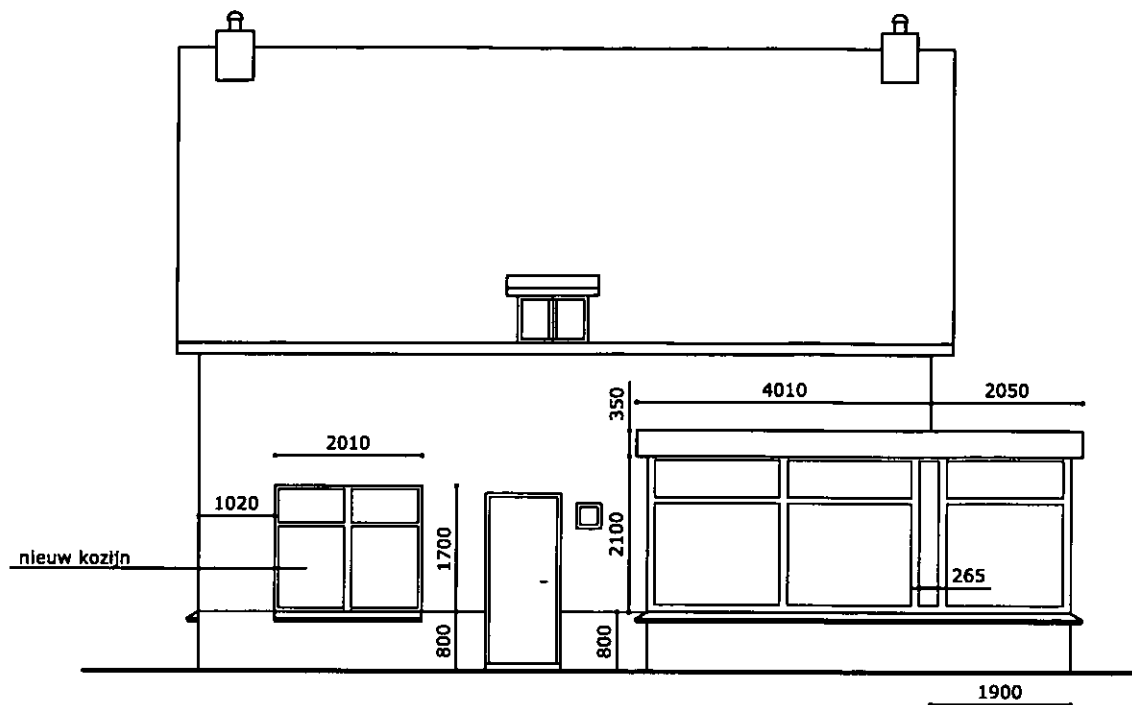
Doorsnede A bestaand

Schaal : 1:100	Blad : 4/11
Bladformaat : A3	Status : Definitief
Projectnummer : 07024	Tekeningnr. : 2000
	Type : D
	Versie : 1

Project :
Doorsneden, bestaand
Ophemertsedijk 1, Tiel

1	Definitief	LEE	04-04-2007
Versie: Omschrijving:		Naam:	Datum:

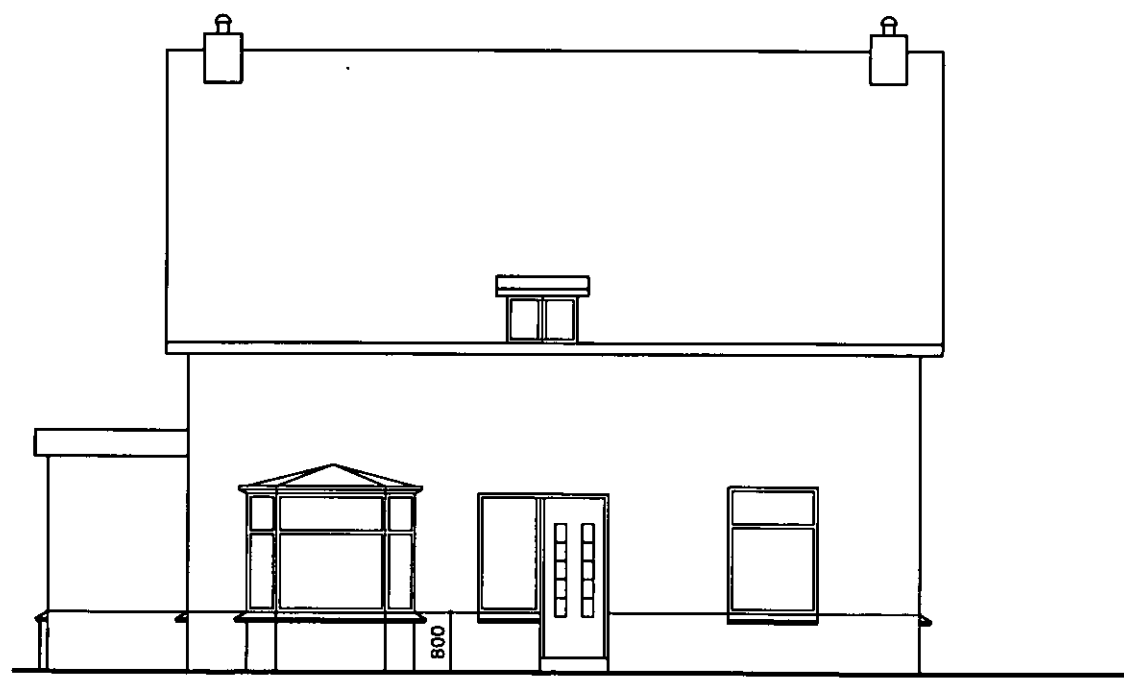
BREED
[integrated design]



Zuidgevel nieuw



Westgevel nieuw



Noordgevel nieuw



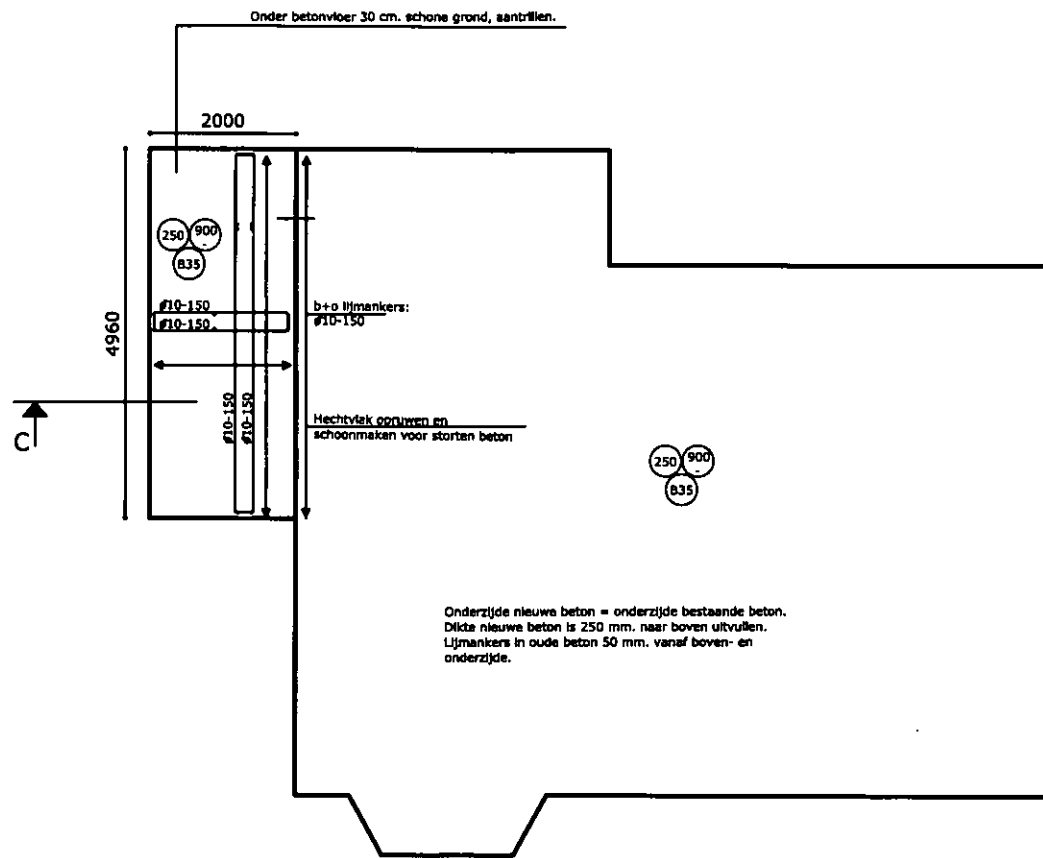
Oostgevel nieuw

Schaal : 1:100
 Bladformaat : A3
 Projectnummer : 07024
 Blad : 5/11
 Status : Definitief
 Tekeningnr. : 2000
 Type : G
 Versie : 1

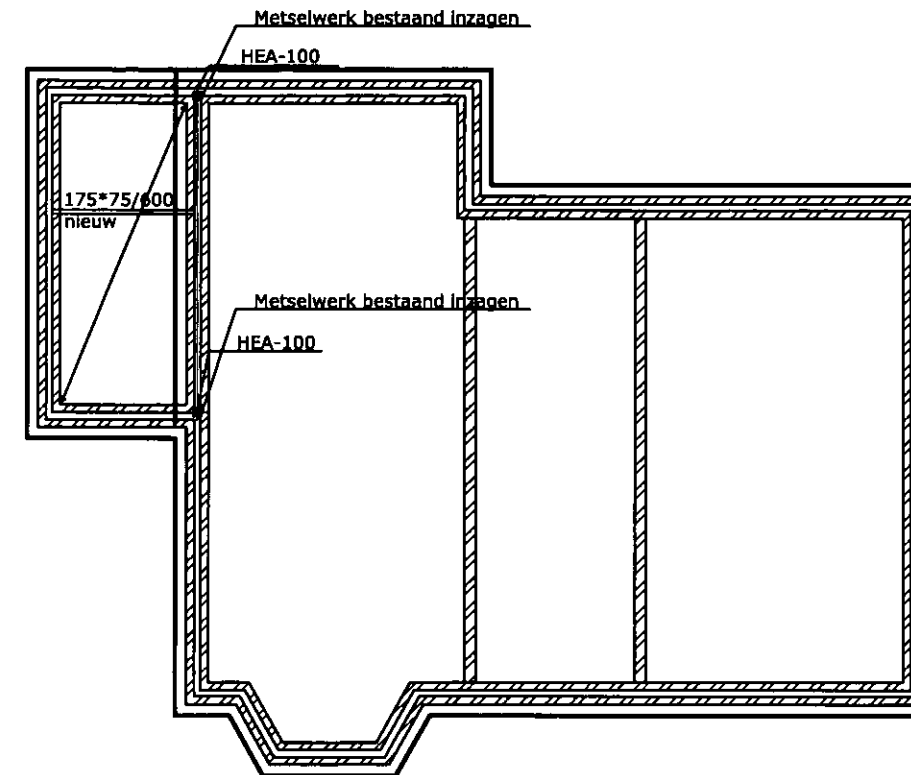
Project :
 Gevels, nieuw
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief
 Versie: Omschrijving:
 LEE 04-04-2007
 Naam: Datum:

BREED
 [integrated design]



Fundering nieuw



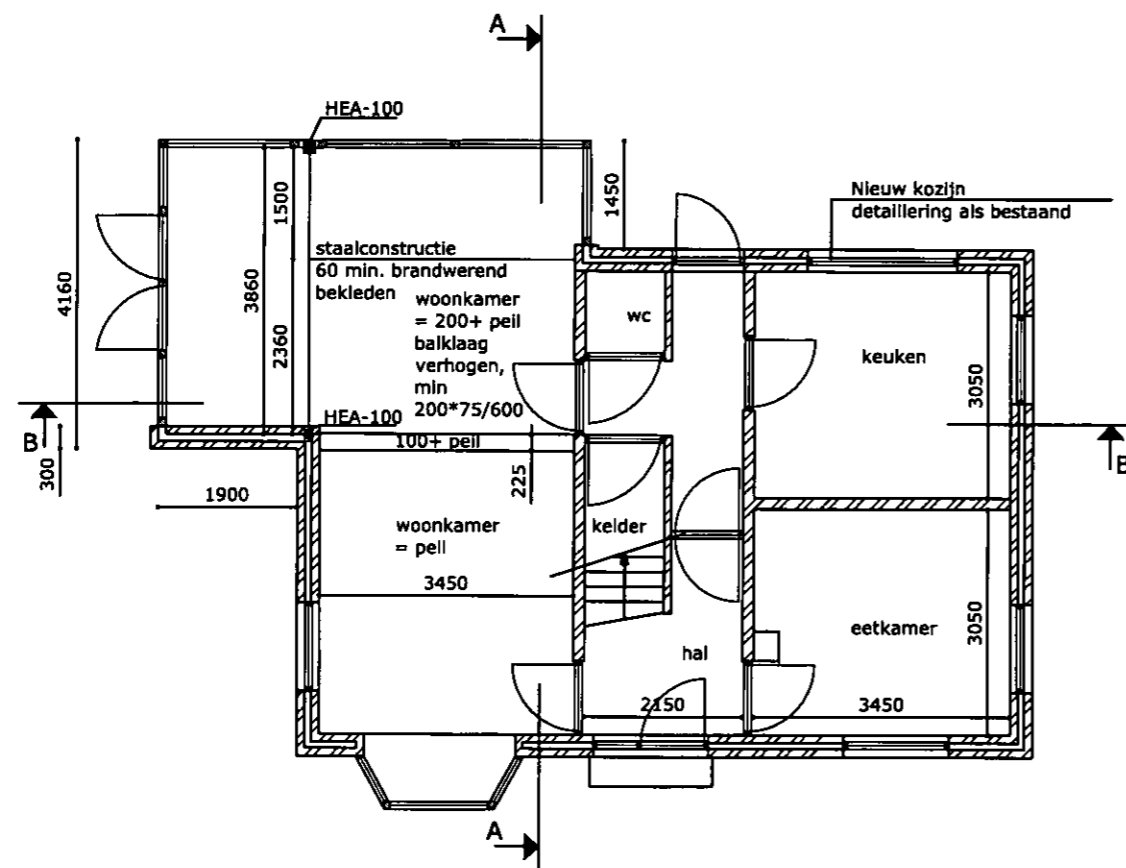
Fundering nieuw

Schaal : 1:100
 Bladformaat : A3
 Projectnummer : 07024
 Blad : 6/11
 Status : Definitief
 Tekeningnr. : 2000
 Type : P
 Versie : 1

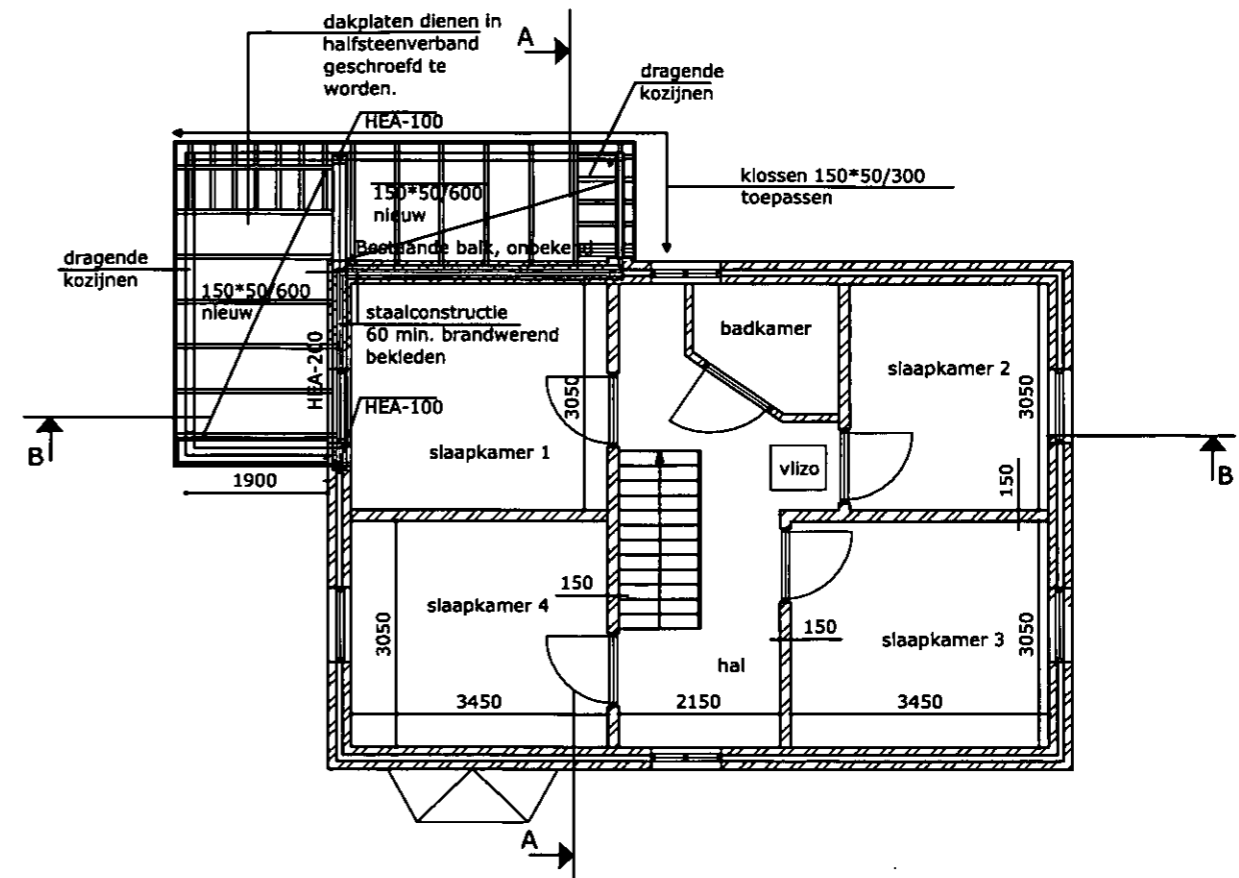
Project :
 Fundering, nieuw
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

BREED
 [integrated design]



Begane grond nieuw



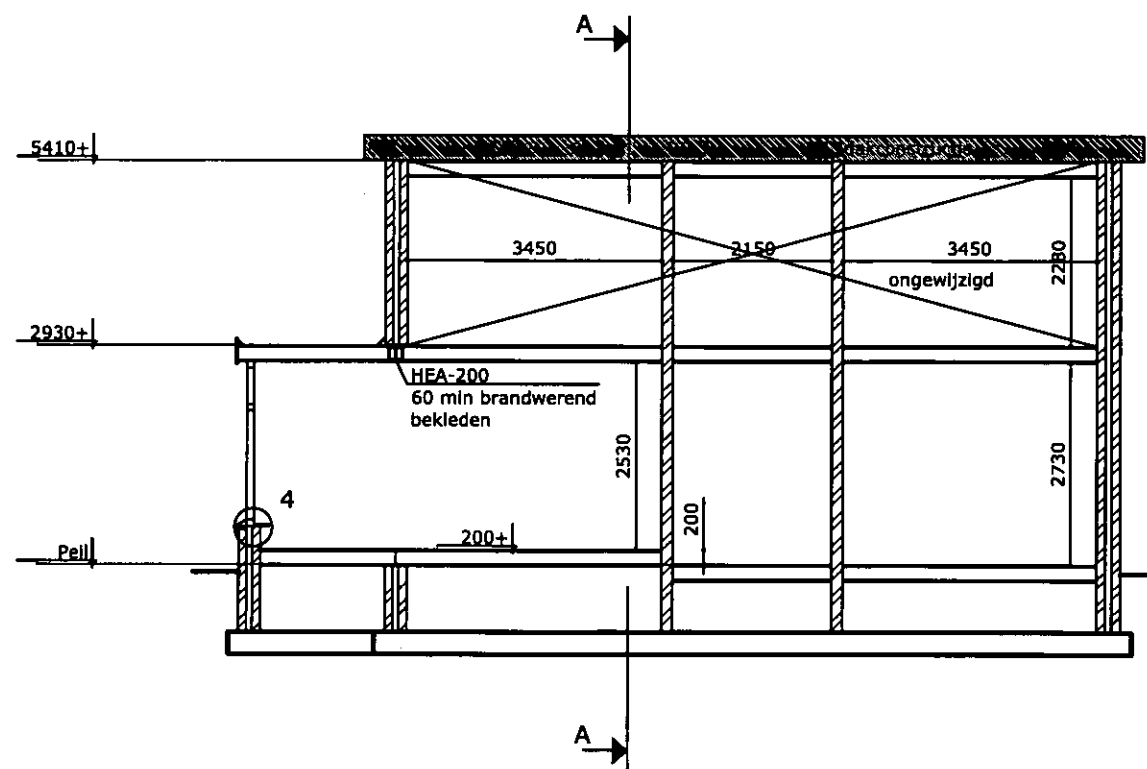
Eerste verdieping nieuw

Schaal : 1:100
 Bladformaat : A3
 Projectnummer : 07024
 Blad : 7/11
 Status : Definitief
 Tekeningnr. : 2000
 Type : P
 Versie : 1

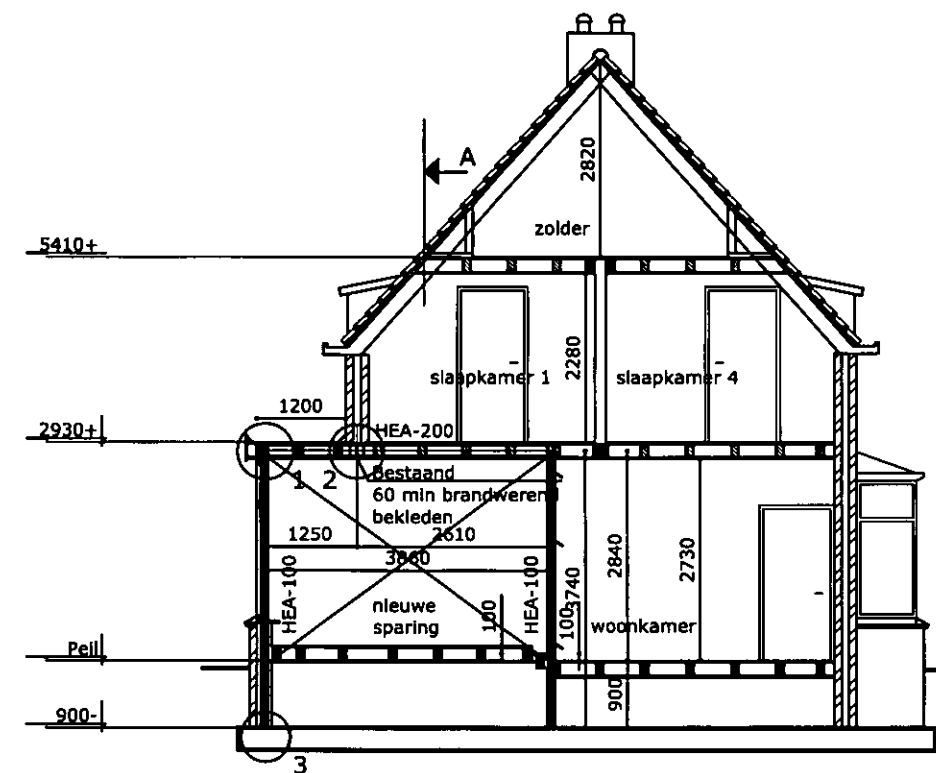
Project :
 Plattegronden, nieuw
 Ophemertsedijk 1, Tiel

1 Definitief LEE 04-04-2007
 Versie: Omschrijving: Naam: Datum:

BREED
 [integrated design]



Doorsnede B nieuw



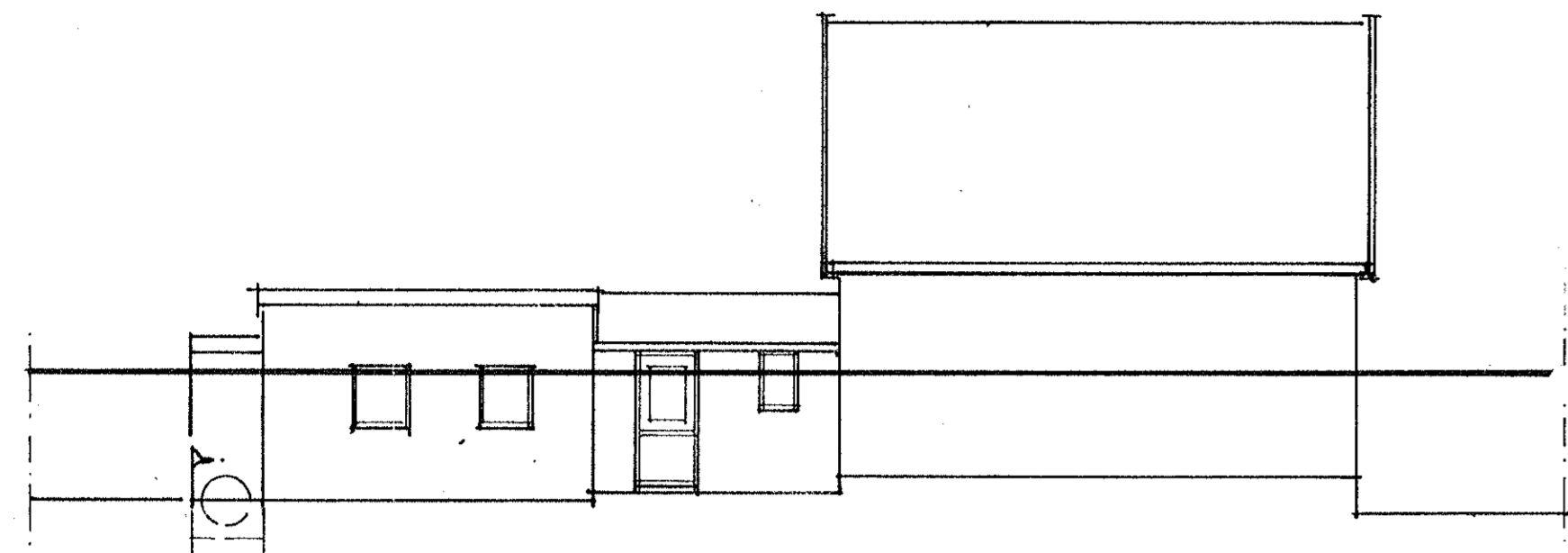
Doorsnede A nieuw
(met staalconstructie)
Maatvoering in het werk na te meten!

Schaal : 1:100	Blad : 8/11
Bladformaat : A3	Status : Definitief
Projectnummer : 07024	Tekeningnr. : 2000
	Type : D
	Versie : 1

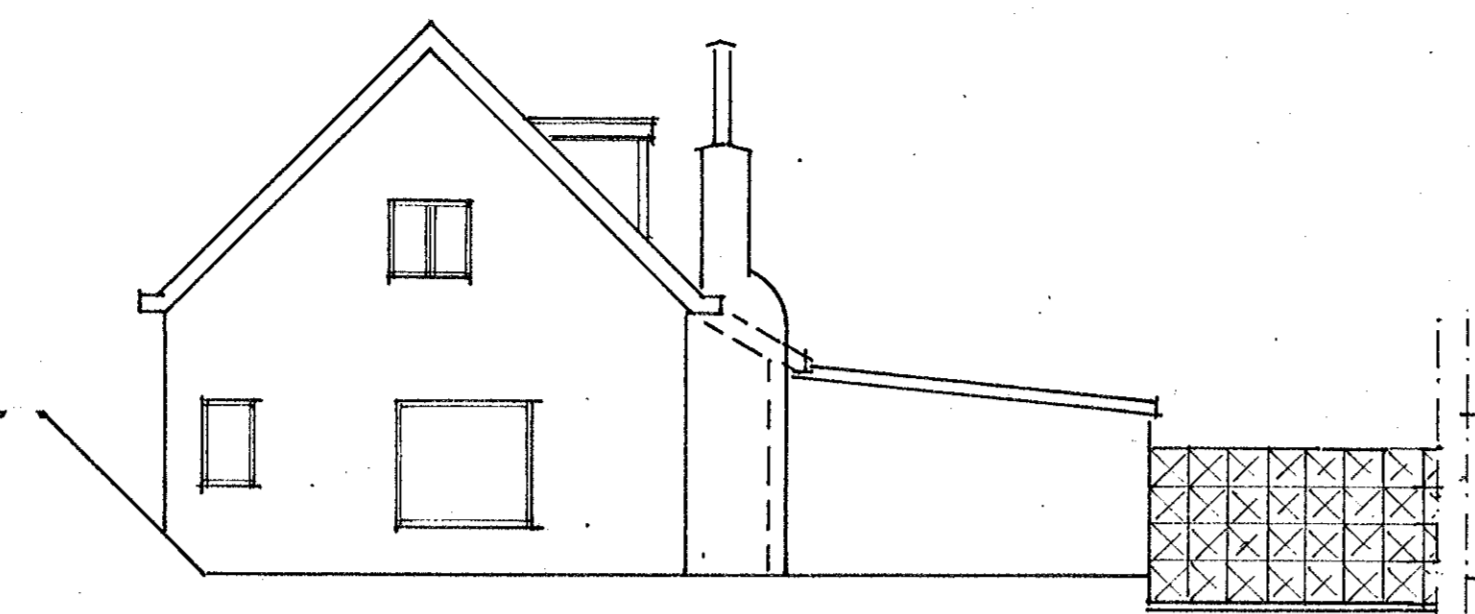
Project :
Doorsneden, nieuw
Ophemertsedijk 1, Tiel

1	Definitief	LEE	04-04-2007
Versie: Omschrijving:		Naam:	Datum:

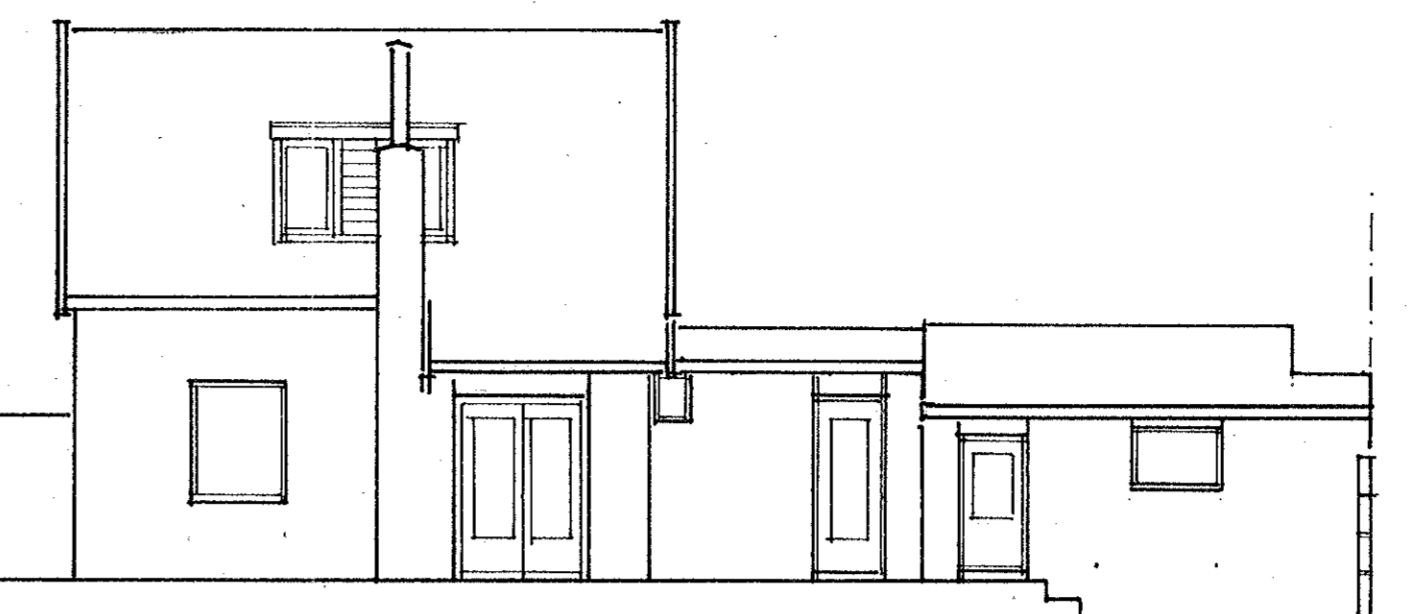
BREED
[integrated design]



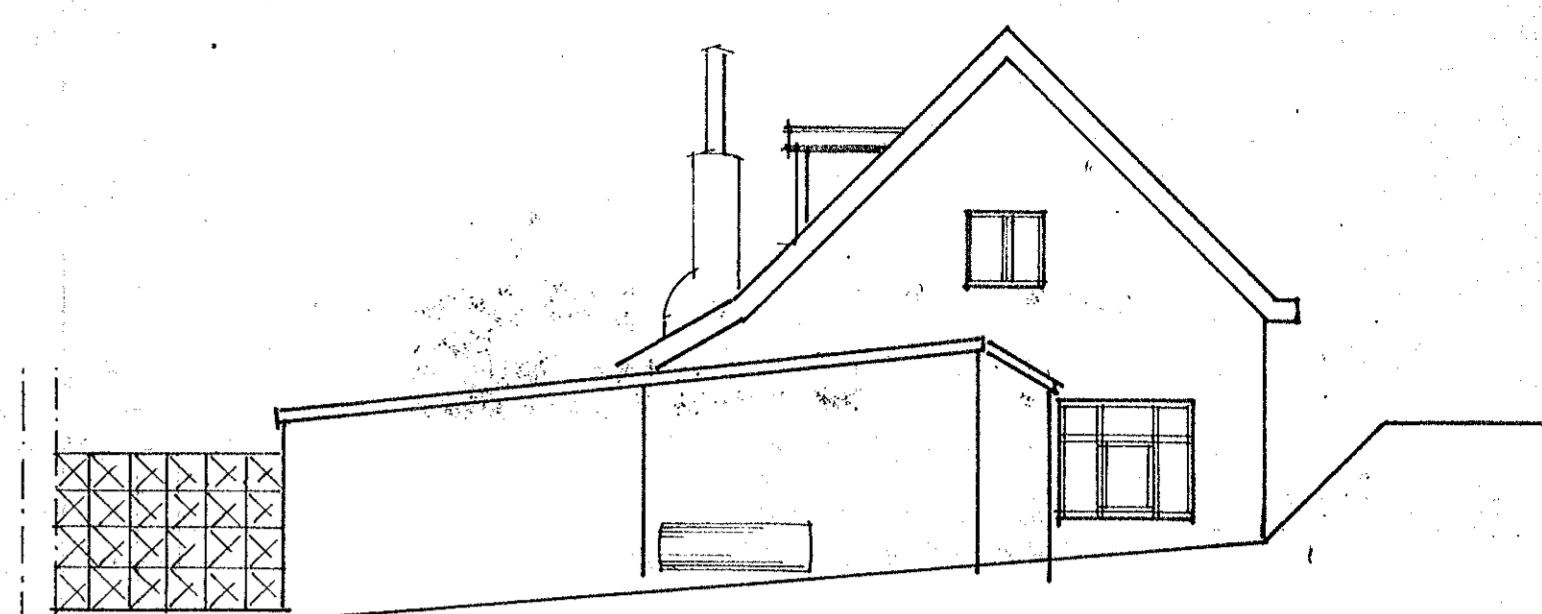
bestaande noordgevel



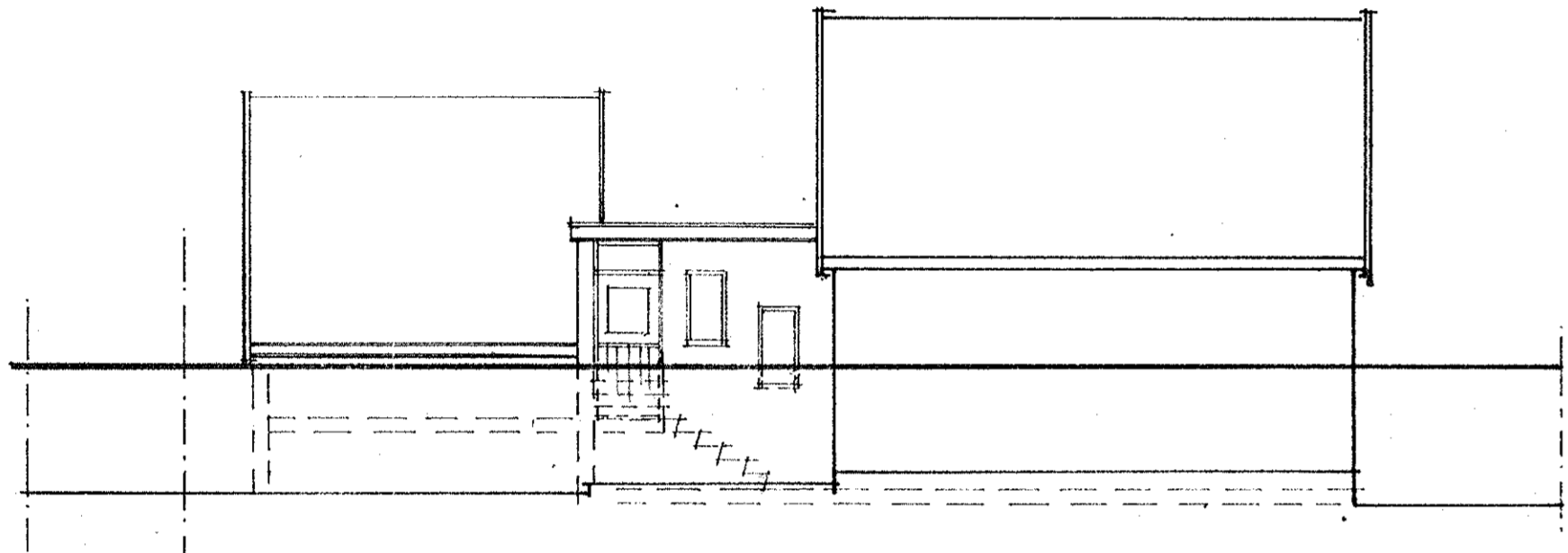
bestaande westgevel



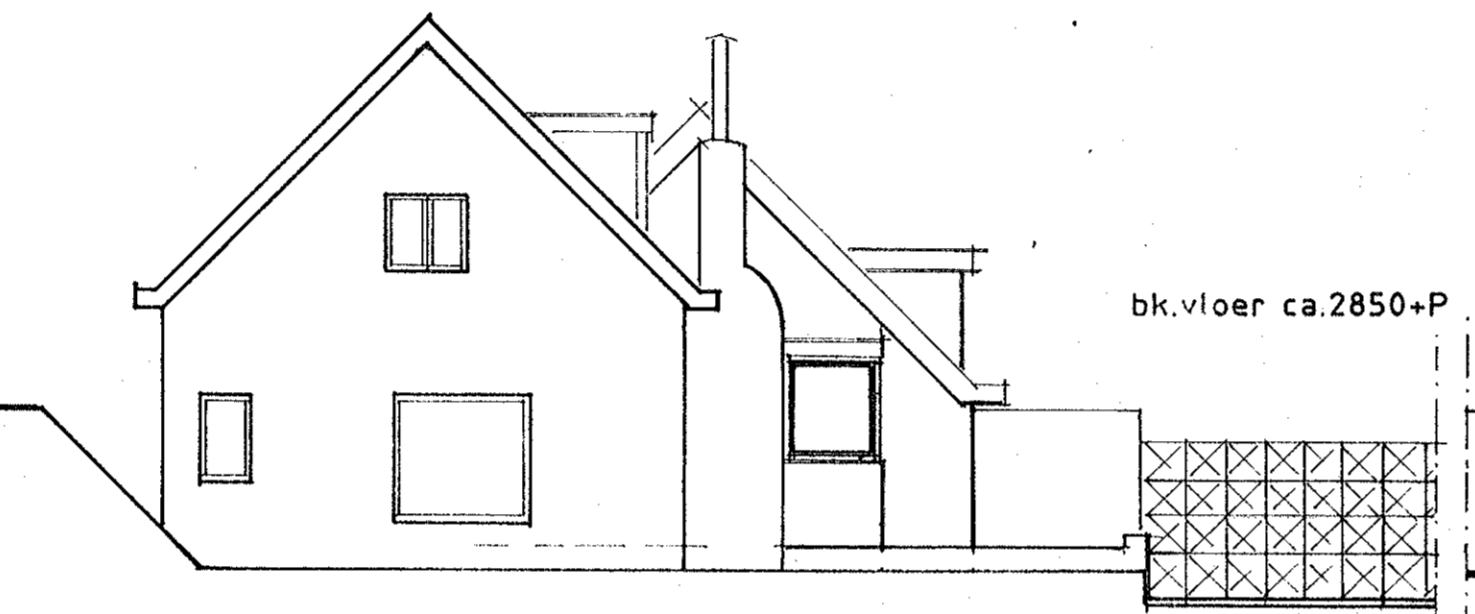
bestaande zuidgevel



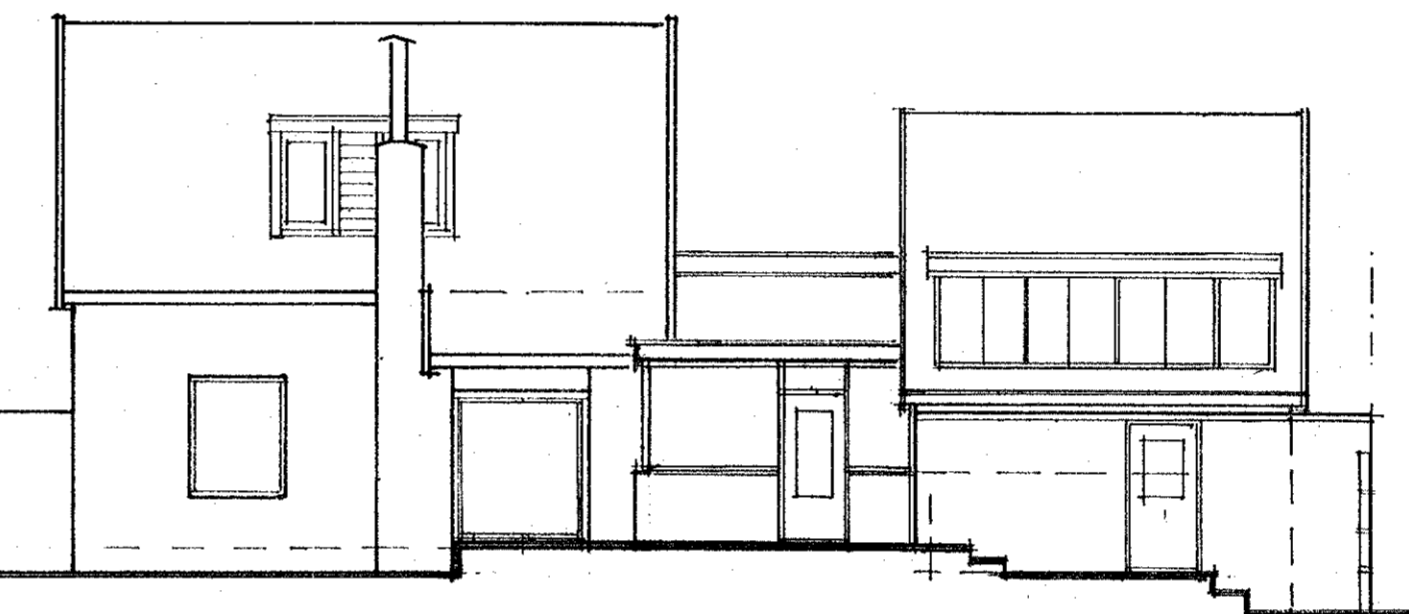
bestaande oostgevel



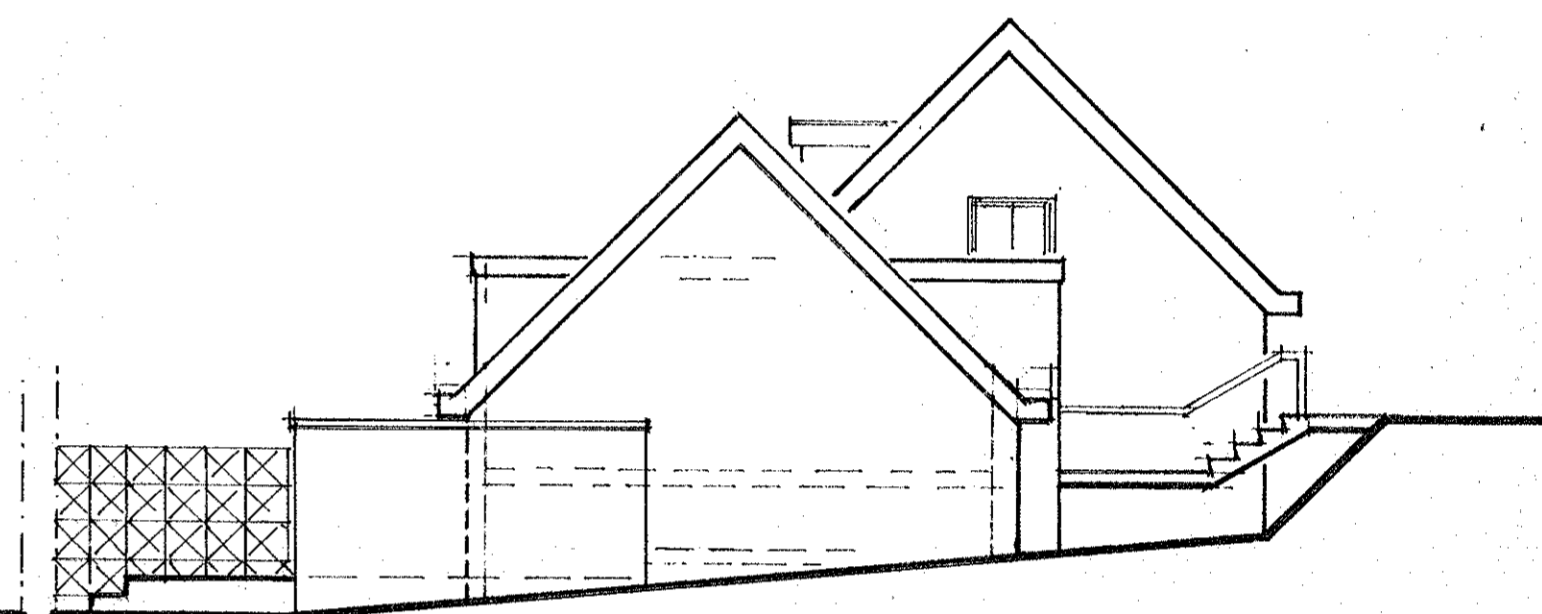
nieuwe noordgevel



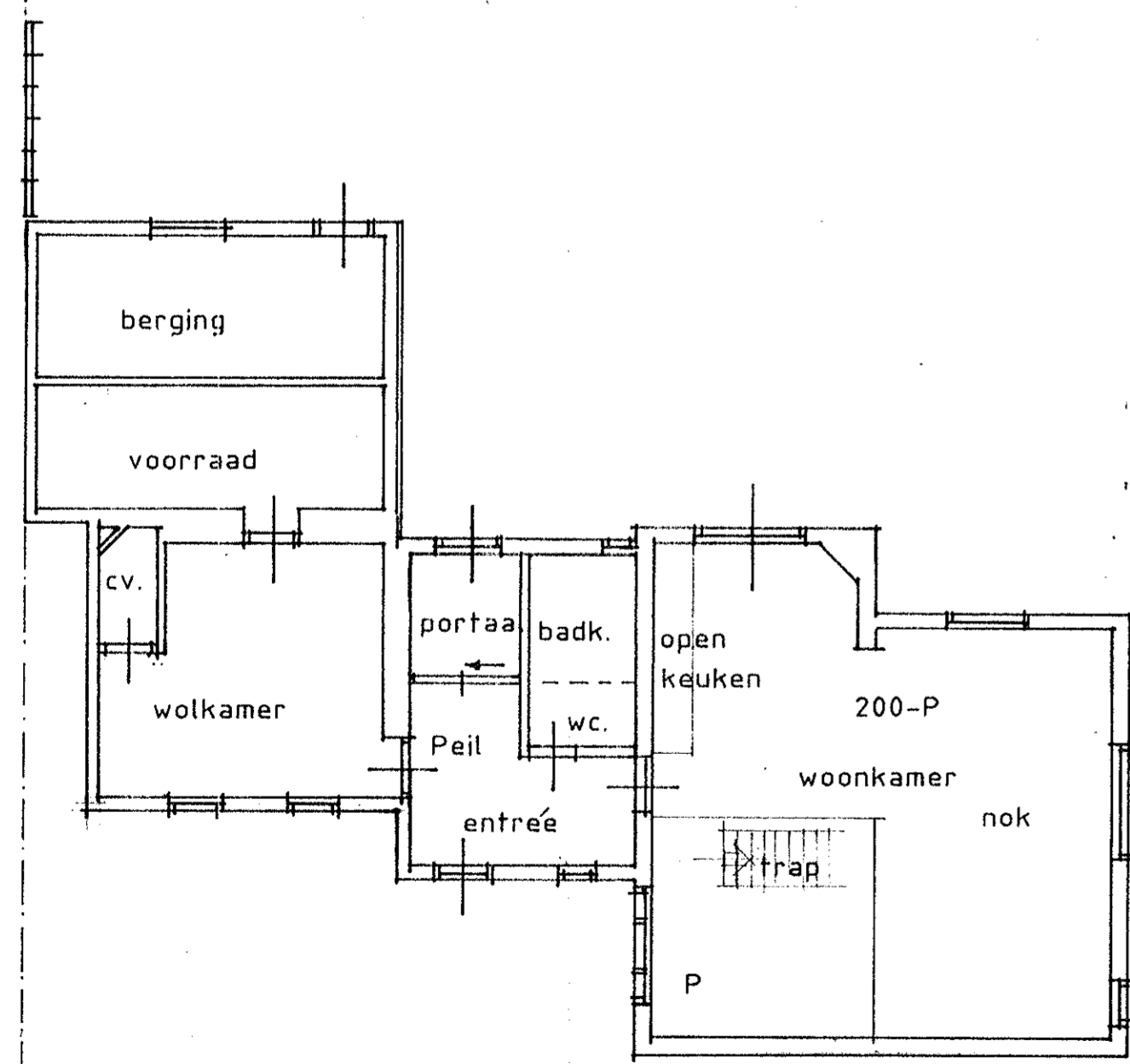
nieuwe westgevel



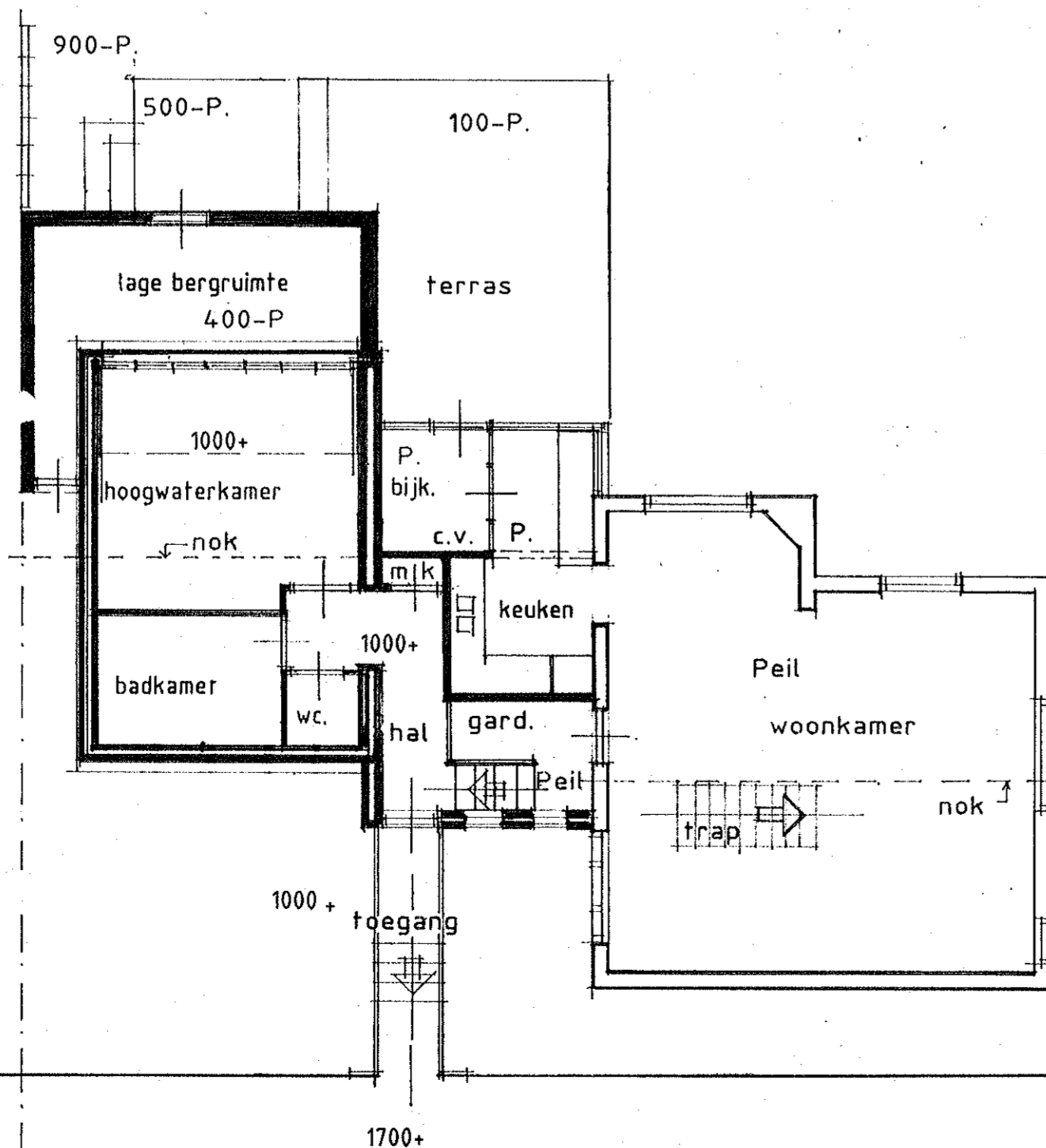
nieuwe zuidgevel



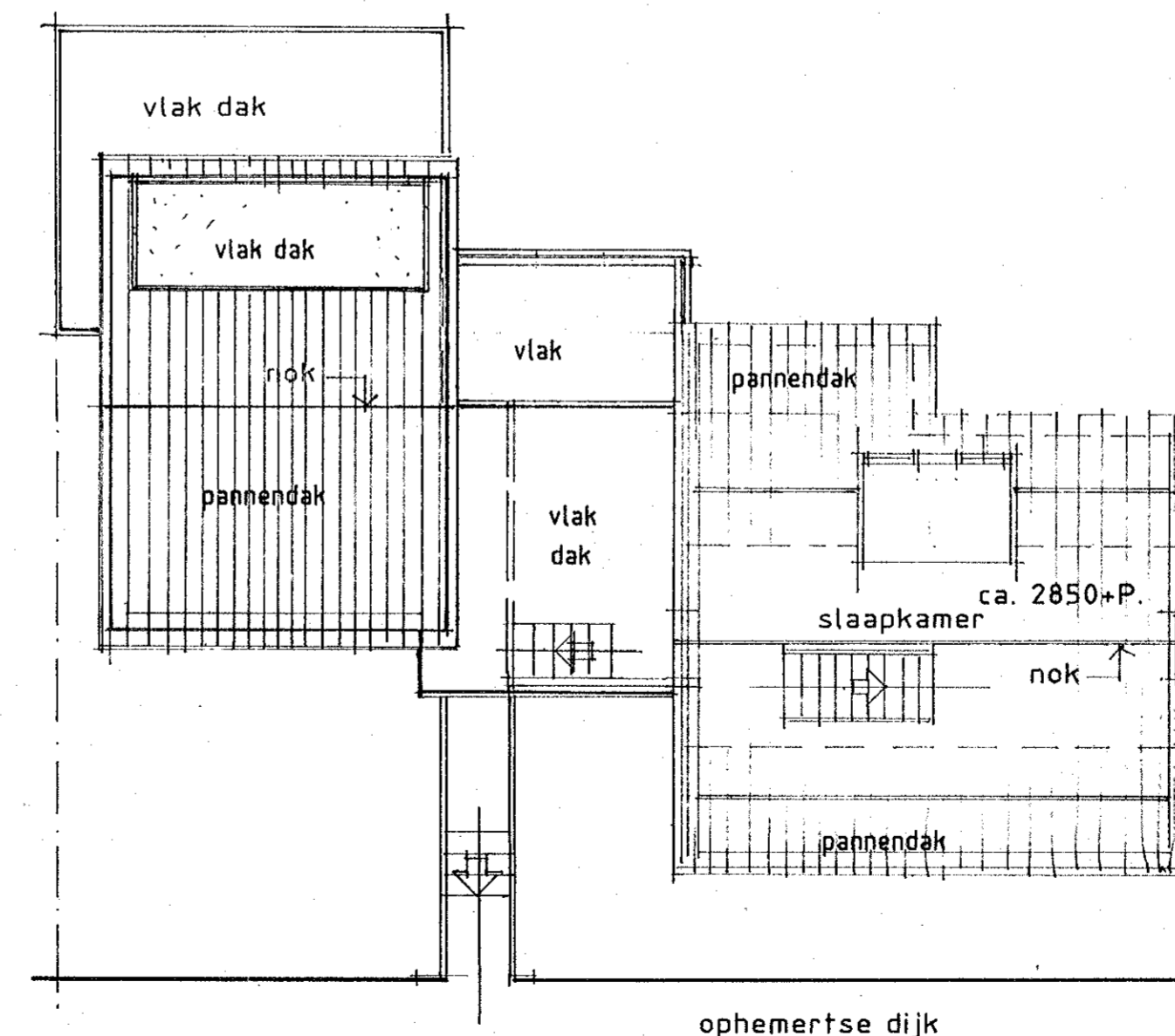
nieuwe oostgevel



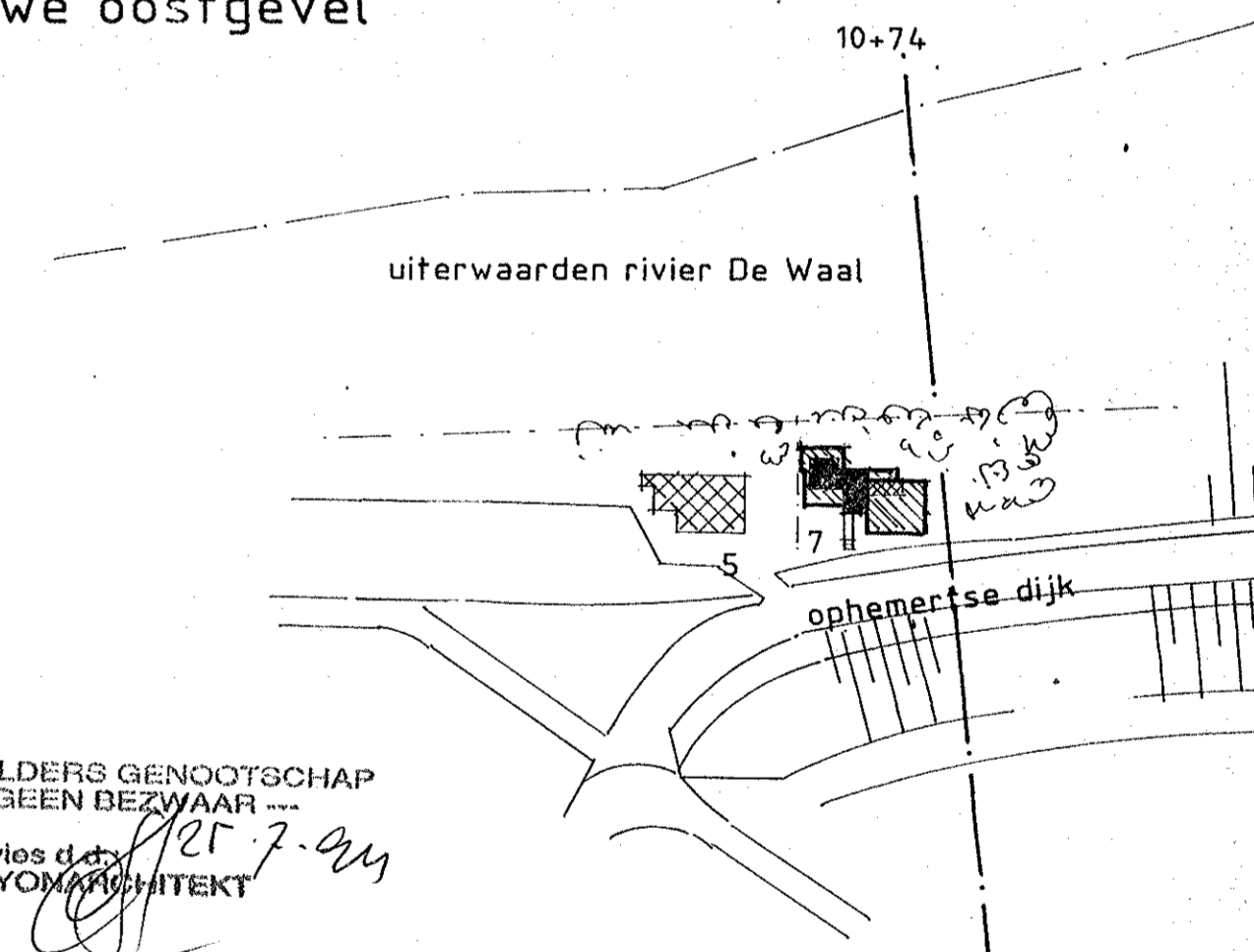
bestaande plattegrond begane grond



nieuwe plattegrond begane grond



nieuwe plattegrond verdieping



situatie, schaal 1 : 1000

GELDERS GENOOTSCHAP
--- GEEN BEZWAAR ---
Advies d.d. 27-7-94
RAYON ARCHITEKT

Gewaarmerkt als behorende bij besluit
van Burgemeester en Wethouders van
Tiel d.d. 03 AUG 1994
medewerker: J. van Veen

kleuren en materialen:

dakpannen donkergrijs
muren gestuct, kleur wit
dakrand; bruin geschilderd hout
houten kozijnen bruin geschilderd.

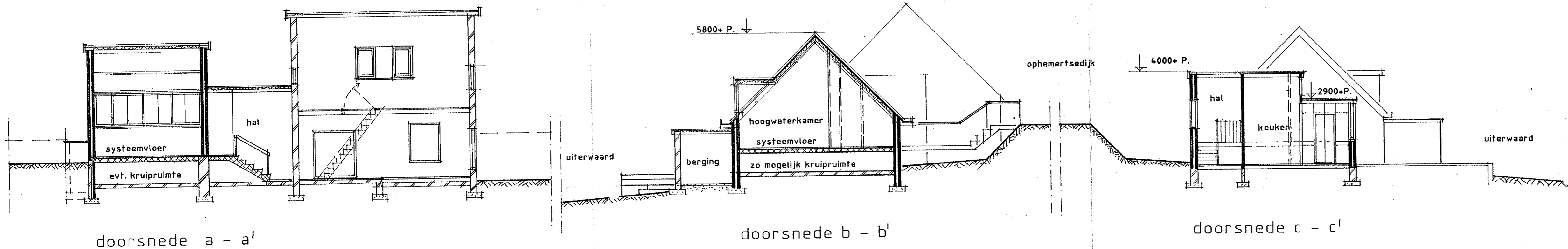
kleuren van het nieuwe werk overeenkomstig het bestaande

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL
INGEKOMEN
05 JUL 1994
Nr. 04-156

maten in mm.



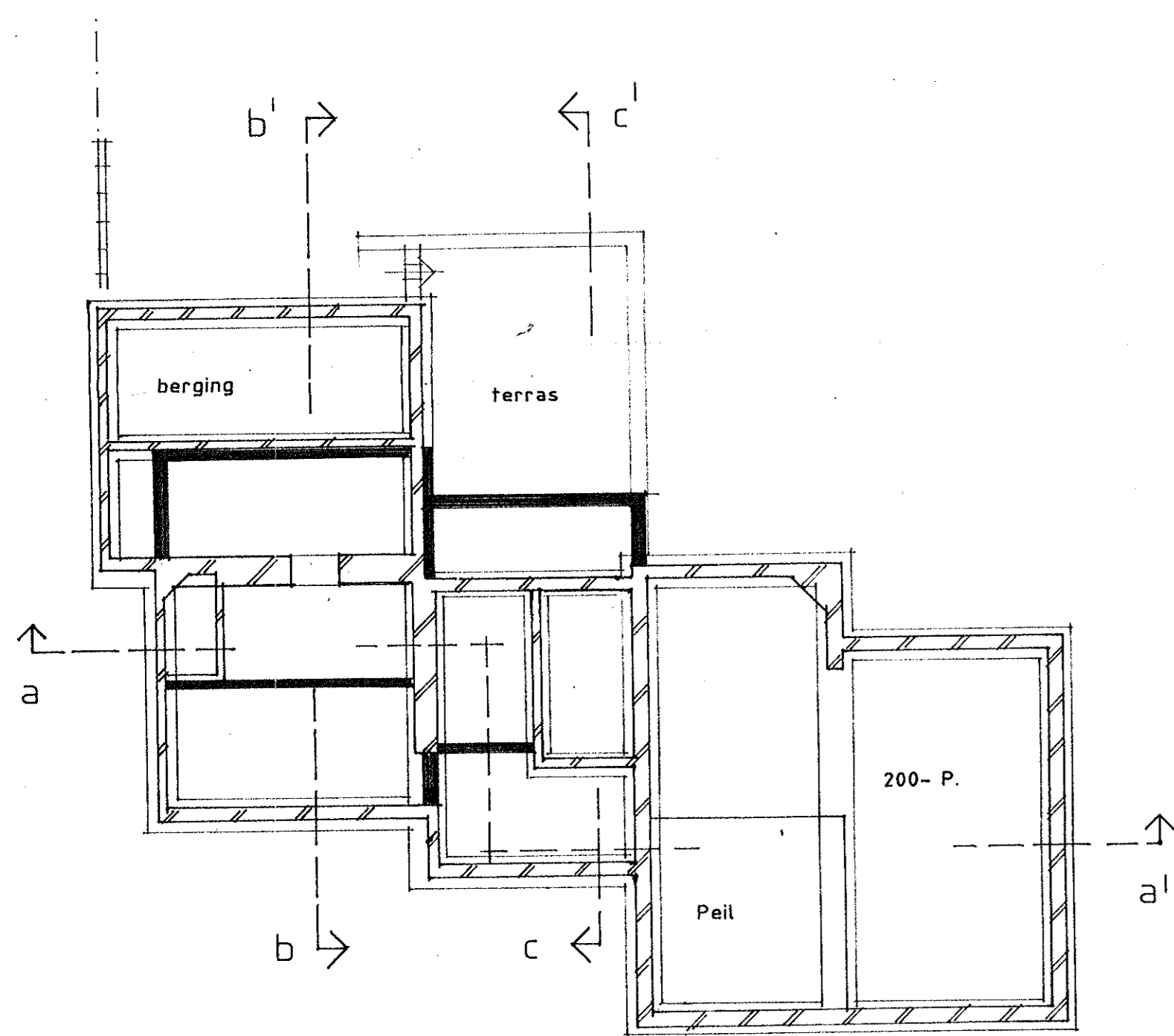
ARCHITECTENBURO S.H.VAN DER ZEE GROTEBRUGSE GRINTWEG 40 TIEL			
PLAN woonhuis ophemertse dijk 7 tiel verbouwing voor de heer J. Crezee			
ONDERDEEL bestaande en nieuwe toestand			
SCHAAL: 1:100	GET. 2	D.D. 940415	AFM. 60/90
TELEFOON 03440-13590	940617	WZ/L. A B C	POSTCODE 4005 AJ TIEL



doorsnede a - a'

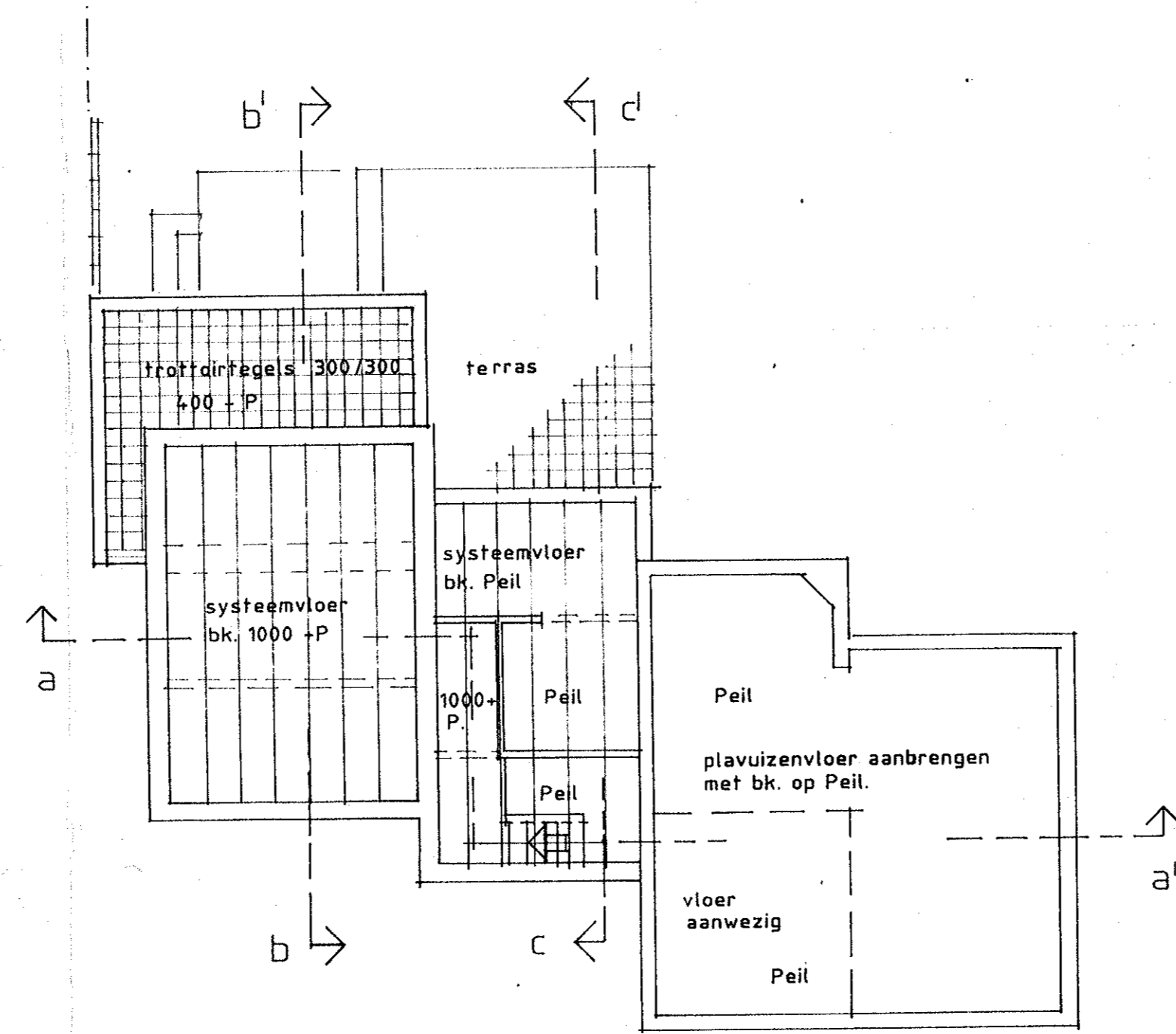
doorsnede b - b'

doorsnede c - c'

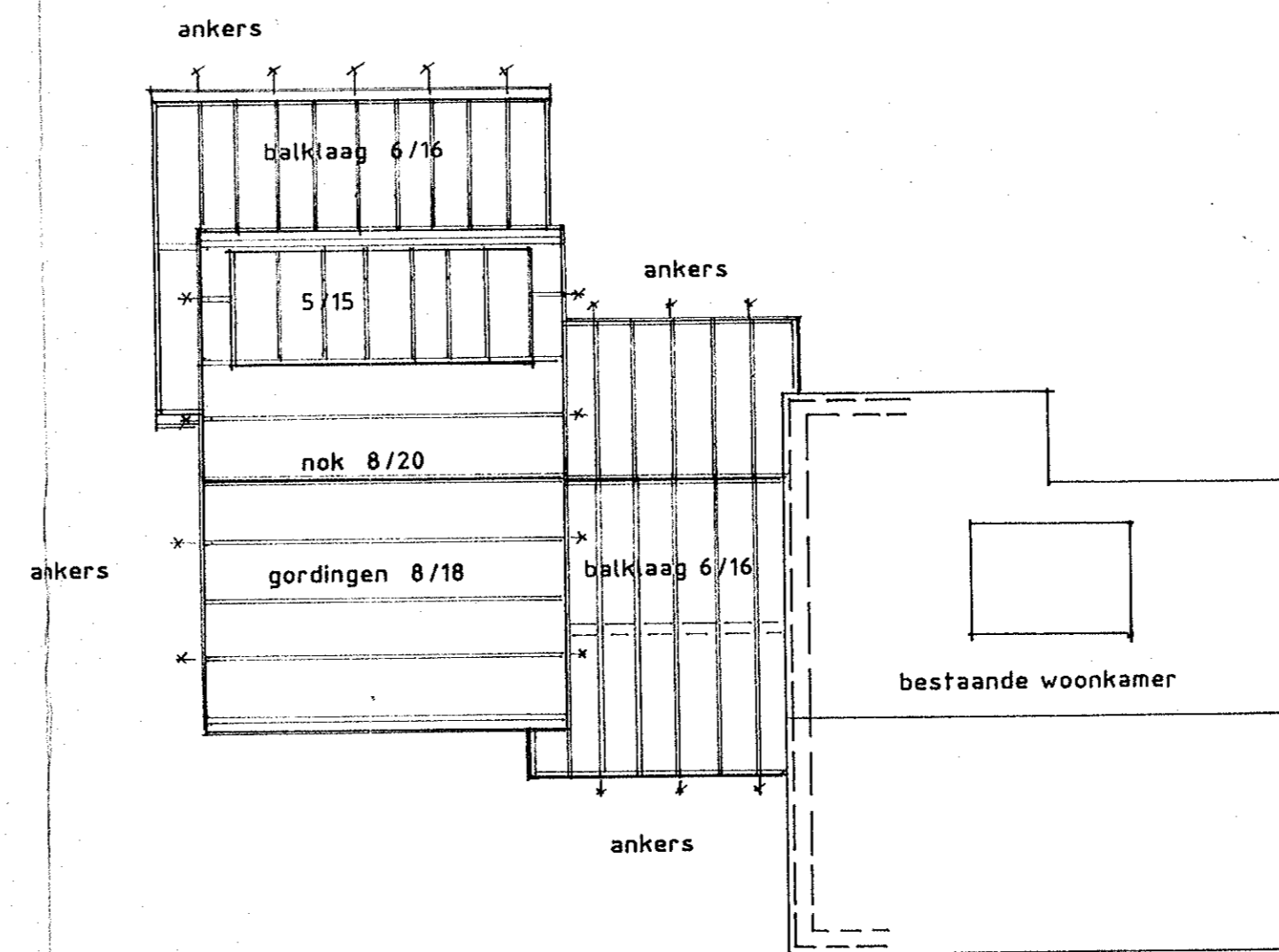


de grond van het dijklichaam wordt niet geroerd.
 waar nodig over of tussen de bestaande fundering een betonvloer dik 150 aanbrengen
 hierop ondersteunende muurtjes metselen tbv. de systeemvloeren.

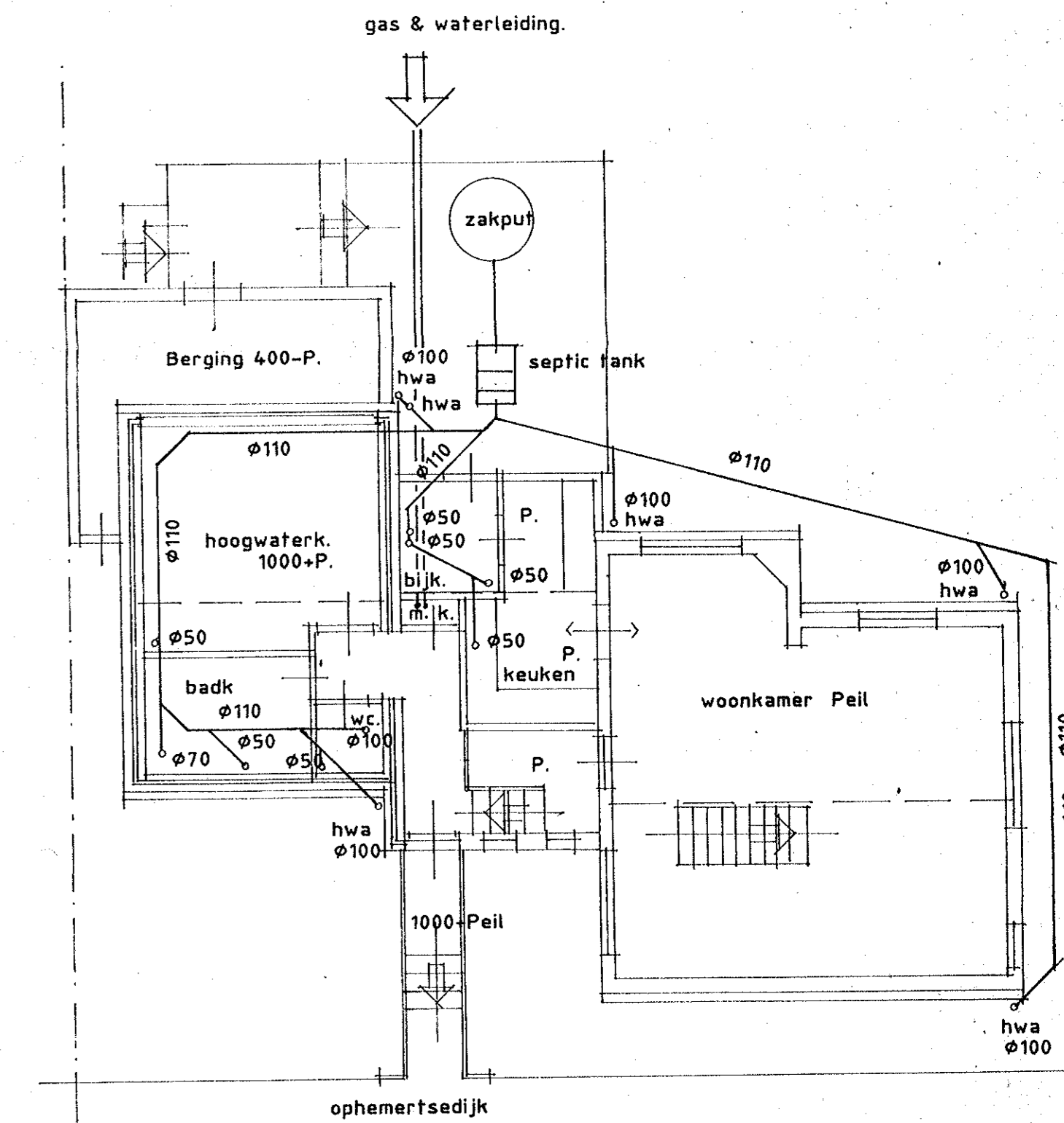
fundering



vloeren



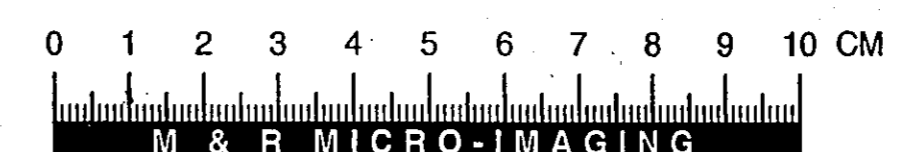
balklagen, kapplan



riolering

Gewaarmerkt als behorende bij besluit
 van Burgemeester en Wethouders van
 Tiel d.d. 09 AUG. 1994
 medewerker afd. Bouw- en Woningtoezicht.

BOUW- EN WONINGTOEZICHT TIEL
 INGEKOMEN
 05 JUL 1994
 Nr. 051-156



ARCHITEKTENBURO S.H.VAN DER ZEE GROTEBRUGSE GRINTWEG 40 TIEL			
PLAN	woonhuis ophemertsedijk 7 tiel		
	verbouwing voor de heer J. Crezee		
ONDERDEEL	doorsneden, fundering, vloeren, kap, riol		
SCHAAL 1: 100	GET. <input checked="" type="checkbox"/>	DD 94.06.23	AFM. 60/90
TELEFOON 03440-13590	WILZ LETTER		BLAD NR. 2
			POSTCODE 4005 AJ TIEL



D. Stijghoogte bepaling



E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreffen de Plaxis rekenmodellen van de langsconstructies in snede 1 en snede 2. Namen van de modellen zijn:

- INFR200121-B-017-201218 2D snede 1_rev1
- INFR200121-B-018-201218 2D snede 2_rev1

De bestanden zijn meegeleverd in de oplevermap.



F. Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 6
Documenten	INFR200121-B-017-201113 2D snede 1_rev0.p2dx
Datum levering	13-11-2020
Datum review	23-11-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie lv	Reactie WSRL
Geometry	Bron	AHN3	o.b.v. maatgevende snede t.h.v. locatie		
γ_{water}	9,81 kN/m ³	10kN/m ³	Staat op 10kNm/3		
Soil	- Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS)	- add 1/3 O.b.v. WSRL PVVZ E lokaal bepaald t.b.v. zand - add 4 onverankerd niet van toepassing	-		
Soil layers	- Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam	-add 1 Akkoord voorstel scheiding grens dijsmateriaal verkennen bij schematiseringsfactoren + eventueel effect - add 2 onderbouwd in rapportage - add 3 akkoord aandachtspunt weerstand zand lokaal maar ook obstakels (oude bekleding bijvoorbeeld OF de duiker) i.v.m. inbrengbaarheid -add 4 akkoord			
Plate	- Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - Gewicht (w) - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit - Puntbiveau o.b.v. maatgevend mechanisme	- add 1 AZ42-700 echter zit in fase 5 WBN een AZ 36-700? - add 2 zone op NAP -5,0 t.p.v. kruisingopbolling dagelijks - add 3Nog niet meegenomen betreft aandachtspunt DO - add 4 EA 4,24E6/171,9E3 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 (2,036) - add 6 n.v.t. - add 7 staat uit - add 8 o.b.v. minimale diepte pleistoceen. aandachtspunt is eventueel effect fluideren		Add 1 is aangepast.	
Anchor	- Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA:	- add 1 101,6x28mm - add 2 6,0mm - add 3 2,8m - add 4 975,9E^3			
Embedded beam row	-Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam	- add 1 massive circular beam - add 2 380mm - add 3 15,0m			
Anchor_puntveer	- EA - Lspacing	- add 1 10E^5 - add 2 1,0m			
Mesh	- Fine global mesh - Quality	- add 1 medium - add 2 kwaliteit algemeen oke echter paar scherpe wiggen aanwezig die voor lokaal lagere kwaliteit zorgen			

Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25	- add 1 0,25			
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125	- add 1 0,125			
Flow conditions	- Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - situatie Overslag - Situatie opdrijven - Verloop waterspanningen over aanwezige lagen	- add 1 conform TUN - add 2 geen effect gemodeleerd aandachtspunt EA damwand in DO - add 3 knikpunt BIK ligt bij oude dijk is het niet netter om deze op nieuwe plek BIK te plaatsen voor de berekening? - add 4 PL 1 volgt niet maaiveld 0,1m onder kruin - add 4 Spanningen t.h.v. drukstaaf groter dan >0kN/m2 - add 5 conform TUN		Add 3: is verwerkt.	
Verkeersbelasting	- STBI WBN 13kN/m2 - STBI Overslag 0kN/m2 - STBU 6kN/m2	- add 1 13kN/m2 - add 2 0kN/m2 - add 3 n.v.t. huidige ontwerpberekening			
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet	Niet aanwezig actie DO			

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 6
Documenten	INFR200121-B-017-201113 2D snede 1_rev0.p2dx
Datum levering	13-11-2020
Datum review	23-11-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI WBN	1.15	1.1				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBI overslag	1.21	1.0				
GEO-1	Geotechnische stabiliteit STBU val WBN	n.v.t.	n.v.t.				
GEO-2	Snijden	n.v.t.	n.v.t.	Controle bij toepassen openingen confrom PPL			
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang	0.79	UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht	0.82	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 G
Documenten	INFR200121 201113 R-06 VO-rapportage langconstructie 6_rev0
Datum levering	13-11-2020
Datum review	23-11-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.2	Als het goed is worden deze bomen verwijderd check laatste stand van zaken m.b.t. inpassing bij Stefan/OM	Deze bomen zijn voor de volledigheid nog als raakvlak in het rapport opgenomen. Het uitgangspunt is dat deze verwijderd worden.		
2	2.5.1	Variatie in bodemopbouw kan worden verkend met schematiseringsfactor, huidige keus zodat dit als representatief kan worden gezien voor betreffende snede	Klopt, bepaling schematiseringsfactor vindt plaats in het DO.		
3	2.6	Voor snede 1 met oog op inundatie is stijghoogte nu conservatief bepaald als echter een snede meer ten oosten wordt genomen is dit goed om nogmaals te verifiëren	Klopt, in het DO wordt een snede in het oostelijke deel berekend.		
4	3.3	Invloed doorlatenheid heeft mogelijk invloed op ontwerp	Wordt in het DO verwerkt.		
5	3.5	Fluïderen heeft mogelijk invloed op ontwerp (puntniveau)	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
6	4.2.1	is benodigde drukkracht berekend en of dit met Quattropler kan worden gerealiseerd?	Dit is gecontroleerd, zonder maatregelen is de drukkracht niet door een Quatro Piler te leveren. Zoals besproken is het voorstel de inbrengbaarheid van DT6 en DT5b met een geanonimiseerde vraag bij een aannemer te controleren.		
7	4.3	Heeft de duiker ook nog invloed op de anker configuratie?	Klopt, mogelijk moet lokaal zwaarder ankers en gording worden toegepast. Dit wordt in het DO uitgewerkt.		
8	2	Aandachtspunt controle heave/integraliteit	Een verwijzing naar de rapportage Heave is opgenomen.		
9	5.2.2	Waarden corrosie correctie lijken niet te kloppen met plank type (rekensheet lijkt wel correct te staan)	is verwerkt		
10	5.2.5	Rekening gehouden met trillen echter wordt gerapporteerd dat schadekans groot is bij trillen. Is het effect van fluïderen beschouwd op de benodigde diepte omdat de kans zeer groot is dat dit nodig is?	Er is gekozen om hetzelfde detailniveau te hanteren als voor de overige berekeningen. De maatregelen voor inbrengbaarheid worden voor alle constructies in het DO beschouwd.		
9	Ankercontrole	G: t.b.v. groutlichaam lijkt on gecorrigeerde waarde dit moet t.b.v. MHW worden aangepast net zoals bij verticaal draagvermogen	Deze correctie is wel meegenomen, factor is ook toegevoegd op het printbereik van de rekensheets.		



Waarderweg 40
2031 BP Haarlem
Nederland

Pettelaarpark 10-15
5216 PD 's-Hertogenbosch
Nederland

Fultonbaan 30
3439 NE Nieuwegein
Nederland

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

Telefoon +31 88 943 3200

Trompstraat 36a
9190 Stekene
België

Westervoortsedijk 73
Gebouw CB
6827 AV Arnhem
Nederland

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