



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A



Dijkversterking Stad Tiel

Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Referentie: INFR200121-R05

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

Iv-Infra b.v.

Ingenieursbureau met Passie voor Techniek

Titel document: Dijkversterking Stad Tiel

Ondertitel document: Voorlopig ontwerp langsconstructie deeltraject 3A

Referentie: INFR200121-R05

Revisie: 1

Datum: 18 december 2020

Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland

Projectnummer opdrachtgever: INFR200121

Project: INFR200121

Revisie	Status	Datum	Auteur(s)	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Omschrijving
0	Concept	09-10-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL
1	Concept	18-12-2020	N. den Adel	H.J. Wolters	H.J. Wolters	Ter bespreking met WSRL

Inhoudsopgave

1	Inleiding	6
1.1.	Aanleiding	6
1.2.	Doel	7
1.3.	Revisiebeheer	8
1.4.	Leeswijzer	8
1.5.	Referenties	8
2	Uitgangspunten	10
2.1.	Bestaande situatie	10
2.2.	Nieuwe situatie	11
2.3.	Geometrie	12
2.4.	Geotechnische uitgangspunten	13
2.4.1.	Bodemopbouw	13
2.4.2.	Stijfheid zandlagen	14
2.4.3.	Impactanalyse labonderzoek	15
2.5.	Hydraulische randvoorwaarden	16
2.5.1.	Stabiliteit binnenwaarts	16
2.5.2.	Stabiliteit buitenwaarts	16
2.6.	Faalkanseis STBU	17
2.7.	Restprofiel	17
2.8.	Modellering	19
3	Ontwerpresultaten	22
3.1.	Ontwerp langsconstructie	22
3.2.	Ontwerpkeuzes	24
3.3.	Verificatierapport	25
3.4.	Risico's	25
3.5.	Raakvlakken	26
3.6.	Veiligheid, gezondheid en milieu	26
3.6.1.	Uitvoeringsfase	26
3.6.2.	Gebruiksfase	26
3.7.	Duurzaamheid	27
3.7.1.	Materiaalkeuze en hergebruik	27
3.7.2.	Beperking uitstoot (CO ₂ , NO ₂ , etc.)	27
3.8.	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	31
4.4.	Monitoring	31
5	Ontwerptoetsingen	32
5.1.	Samenvatting rekenresultaten	32
5.2.	Ontwerptoetsingen	33
5.2.1.	GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts	33
5.2.2.	STR-1: Toetsing damwand	34
5.2.3.	STR-2 Sterkte ankerstaaf	35
5.2.4.	STR-2: Sterkte gording	36
5.2.5.	SSI-1: Lengte langsconstructie	36
5.2.6.	Toetsing vulling kistdam	37
5.2.7.	Vervormingen constructie en dijklichaam	38
6	Overdracht DO-fase	39
6.1.	Nader te detailleren	39
6.2.	Niet-beheerste risico's	39
6.3.	Openstaande raakvlakken	40
6.4.	Afgeleide eisen	41
6.5.	Risicoreservering DO-fase	41
BIJLAGEN		42
A.	Ontwerptoetsingen	42
A.1.	Doorsnede toetsing damwand	42
A.2.	Verticaal draagvermogen	43
B.	Trillingspredictie	44
B.1.	Archiefinformatie panden	49
C.	Bepaling stijghoogte	50
D.	Benodigde drukcapaciteit	51
E.	Rekenresultaten	52
F.	Review revisie 0	53

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 3. In de verkenningsfase is als VKA voor dit deeltraject een kistdam vastgesteld [16]. De kistdam bestaat uit twee damwanden die gekoppeld worden met legankers. Eén van de damwanden wordt aangebracht in het buitentalud, de andere damwand in het binnentalud. De kistdam is een zelfstandig waterkerende constructie. De kistdam heeft functies ten aanzien van de hoogte van de waterkering, macrostabiliteit (buiten- en binnenwaarts) en piping. Deeltraject 3 start vanaf de dijkpaal DT210.+80 en loopt tot dijkpaal DT214.+85. In Figuur 1-1 betreft dit de oranje lijn. In het deel vanaf ca. DT214 t/m DT214+85 wordt de keringlijn verlegd van de Echteldsedijk naar een nieuwe keringlijn rondom de oksel van de ontwikkellocatie Santwijckse Poort. De waterkering wordt gevormd door een zelfstandig waterkerende constructie. De uitwerking van deze constructie vindt plaats in de vervolgfase. Het deeltraject 3 is daarom opgeknipt in deeltraject 3A (kistdam tussen DT210+80 en DT214) en deeltraject 3B (zelfstandigwaterkerende constructie tussen DT214 en DT214+85). De langsconstructie beschreven in deze rapportage betreft de constructie in deeltraject 3A.



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 3A en het vastleggen van de gemaakte ontwerpkeuzes. Het ontwerp is uitgewerkt op het niveau van een voorlopig ontwerp (VO). In opvolging van het VO wordt nog de fase definitief ontwerp (DO) en de contractfase doorlopen. Het doel van het VO is het maken van keuzes m.b.t. principeoplossingen en het vaststellen van de hoofdconstructie onderdelen voor een representatieve doorsnede in het deeltraject, dit zijn:

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

Deze rapportage behandelt uitsluitend het ontwerp van de langsconstructie. Voor het integrale ontwerp van de dijkversterking in dijktraject 3A en de beoordeling van overige faalmechanismen wordt verwezen naar [18] en [20].

1.3. Revisiebeheer

De huidige revisie (revisie 1) is een conceptversie ter bespreking met Waterschap Rivierenland.

Tabel 1-1: Revisietabel

Revisie document	Omschrijving
0	Conceptversie ter controle
1	Conceptversie ter controle (opmerkingen van 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 [17]. De ontwerpresultaten zijn beschreven in hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk zijn de ontwerpkeuzes, aandachtspunten ten aanzien van veiligheid, gezondheid, milieu, duurzaamheid en beheer en onderhoud opgenomen. Uitgangspunten voor de uitvoeringsfase zijn beschreven in hoofdstuk 4. De ontwerpvoetsingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5. Als laatste hoofdstuk 6, waarin aandachtspunten voor de volgende fases zijn beschreven.

1.5. Referenties

De gehanteerde referenties zijn onderstaand opgenomen.

Normen en Richtlijnen

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

Informatie waterschap Rivierenland

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

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

Overige referenties

- [15] Tauw, Dijkversterking Stad Tiel, Technische Achtergrondrapportage verkenningfase, 27 februari 2020
- [16] Tauw, Nota voorkeursvariant (Nota VKV) Dijkversterking Stad Tiel, kenmerk R005-1274666DGL, 18 december 2020
- [17] Tauw, Technische uitgangspuntennotitie VO-fase, kenmerk R007-1274666NPL, 18 december 2020
- [18] Tauw. Dijkversterking Stad Tiel: Ontwerpnota VO, kenmerk R006-1274666DGL, 18 december 2020
- [19] Tauw, 1274666-TE-CIV-VO-00-SIT-0010 blad 1 t/m 8, status concept, 18 december 2020
- [20] Tauw, Technische achtergrondrapportage Waterveiligheid VO-fase, kenmerk R008-1274666NPL, 18 december 2020
- [21] Sterk, <https://www.sterk.eu/nl/materieel/drukstellingen/> geraadpleegd op 01-10-2020
- [22] Dieseko Group, Product range Piling Rigs, Woltman 90DR
- [23] Dywidag, Dywidag Geotechnical Product Range, 24-09-2020
- [24] ArcelorMittal Sheet Piling, Durability 3.5.2, juli 2017.
- [25] Iv-Infra b.v., Dijkversterking Stad Tiel, Geotechnisch Lengteprofiel tekeningnr 601, versie 00, 25-09-2020
- [26] MOS grondmechanica, Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project "Dijkversterking deeltraject stad Tiel", Definitieve rapportage, R1701863-06, 13 december 2017
- [27] Wiertsema en partners, Geotechnisch onderzoek 2020 (concept).
- [28] H+N+S Landschapsarchitecten, Schetsontwerp Deeltraject 3: Haven (Echteldsedijk), definitieve versie 20 april

2 Uitgangspunten

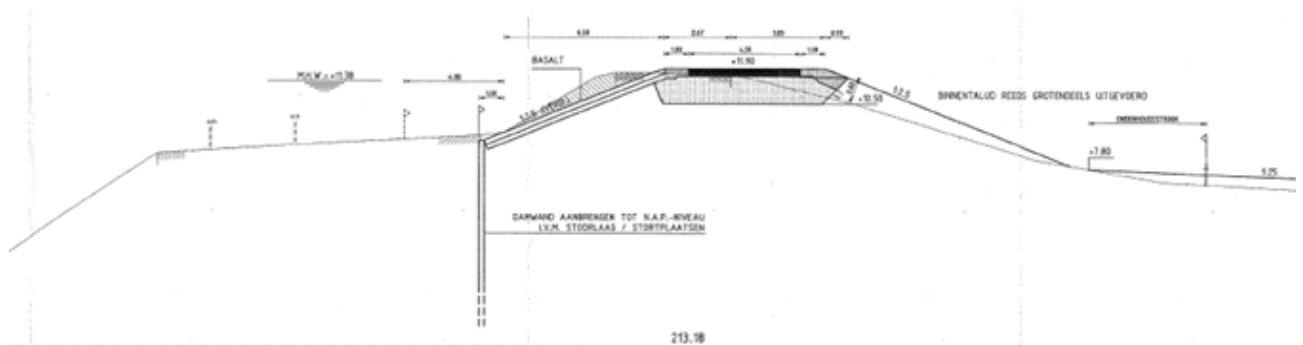
De uitgangspunten voor het ontwerpen van de langsconstructies zijn opgenomen in [17]. In dit hoofdstuk zijn alleen de afwijkingen, aanvullingen of locatie specifieke uitgangspunten beschreven.

2.1. Bestaande situatie

De dijk ter plaatse van deeltraject 3A is een kleidijk. De kern van de dijk is opgebouwd uit klei. In het buitentalud is een berm aanwezig. De buitentaluds, tussen berm en kruin en tussen berm en jachthaven, zijn voorzien van steenbekleding. Het binnentalud is voorzien van een grasbekleding. Over de kruin van de dijk loopt een autoweg. Het deeltraject bevindt zich langs de haven van Tiel. Een bovenaanzicht van het vak is weergegeven in Figuur 2-2.

De volgende aandachtspunten gelden voor de bestaande situatie:

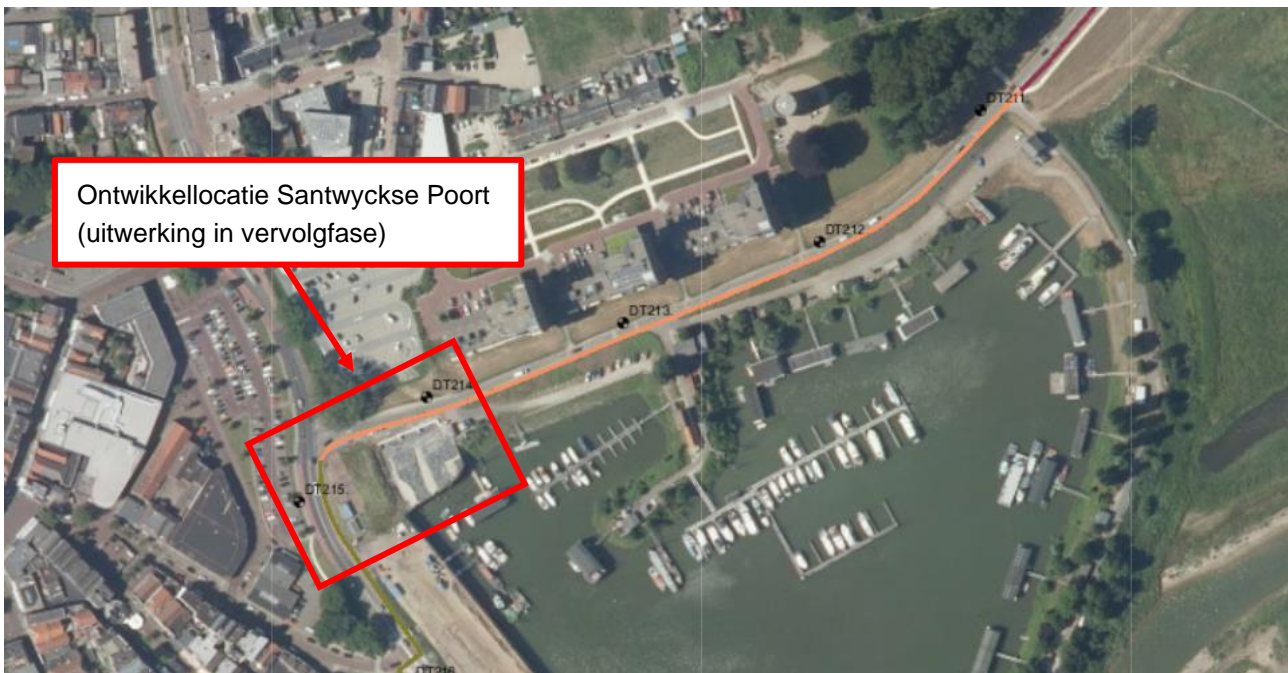
- Aan de binnenzijde zijn drie appartementencomplexen aanwezig. Deze complexen beslaan vrijwel het gehele deeltraject. De appartementen bevinden zich op ca. 5 m vanaf de binnenteen.
- In de binnenteen is een damwand aanwezig. Deze damwand betreft vermoedelijk een erosiescherm of functiescheidend scherm dat is aangebracht tijdens de realisatie van de appartementencomplexen. De bijdrage van het scherm aan de stabiliteit is verwaarloosbaar.
- In het binnentalud is een drietal trapconstructies aanwezig.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich een inlaatgemaal. Dit gemaal functioneert om de stadsgrachten van Tiel te verversen.
- In het buitentalud bevindt zich tussen DT211 en DT213 een bestaand kwelscherm (stalen damwand, lengte ca 9,0 m) zie Figuur 2-1



Figuur 2-1: Kwelscherm buitenteen DT3

- Er zijn de volgende kabels en leidingen aanwezig:
 - In het buitentalud/buitenkruinlijn bevindt zich een datakabel, met kruisingen in het dijklichaam tussen DT211 en DT212 en ter plaatse van DT213.
 - Bij DT211 'de groene krib' kruisen de huisaansluitingen het dijklichaam. Dit betreffen: laagspanningskabels, gasleiding, waterleiding. Tussen DT211 en DT213 liggen deze kabels in de berm buitendijks.
 - Bij DT214 kruist een drukriool het dijklichaam.

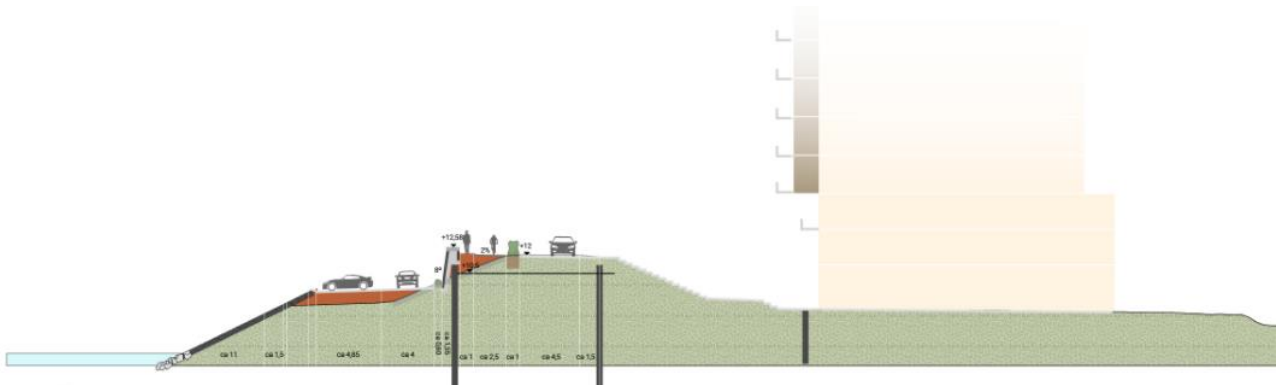
- Tussen DT214 en DT215 bevinden zich in de buitenkruinlijn twee datakabels, een laagspanningskabel en een waterleiding.
- Vermoedelijk ligt er in de binnenkruinlijn nog een laagspanningskabel voor de verlichting op het dijklichaam. Deze is echter niet aangegeven op de KLIC.



Figuur 2-2: Bovenaanzicht deeltraject 3

2.2. Nieuwe situatie

In deeltraject 3A is gekozen om naast de opgave voor waterveiligheid ook de ruimtelijke kwaliteit te verbeteren. De huidige dijk wordt in het dijkversterkingsproject verbreed. De huidige kruin wordt niet verhoogd. In de eindsituatie is een muur aanwezig in de toekomstige buitenkruinlijn die de hoogte van de waterkering verzorgt. Hierdoor komt er ruimte voor een fietspad en voetpad naast de bestaande autoweg. Een dwarsdoorsnede van de nieuwe situatie is opgenomen in Figuur 2-3.



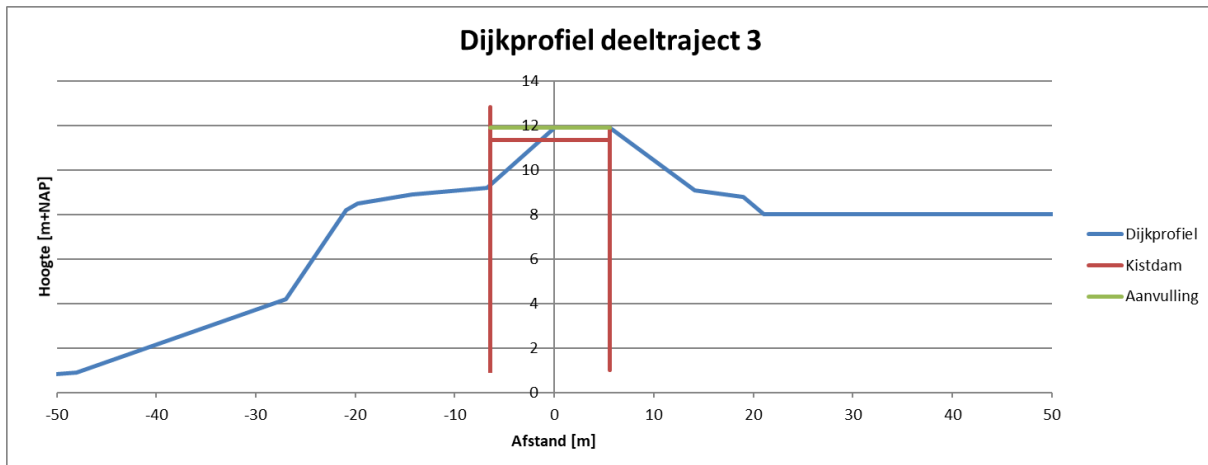
Figuur 2-3: Schematische weergave nieuwe situatie [28]

De volgende aandachtspunten gelden voor de nieuwe situatie:

- Bij dijkpaal DT211 bevindt zich een ontsluitingsweg 'de groene krib', deze weg verleent toegang voor bewoners van woonboten in de haven van Tiel. In het VO is uitgangspunt dat hier een coupure aangebracht wordt om deze in de toekomstige situatie open te houden.
- De berm aan de buitenzijde van de dijk wordt gebruikt als parkeergelegenheid voor bewoners en gebruikers van de haven. In de toekomstige situatie blijft deze functie behouden. Het aantal toeritten naar de bermen wordt verminderd van twee naar één. Ter plaatse van de overgebleven toerit (Nieuwe Havendijk) wordt een coupure aangebracht, zodat de parkeergelegenheid bereikbaar blijft.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich een inlaatgemaal. Dit gemaal functioneert om de stadsgrachten van Tiel te verversen. In het dijkversterkingsproject wordt dit gemaal verlegd en de capaciteit vergroot.
- Ter plaatse van DT214 bevindt zich de ontwikkellocatie Santwyckse Poort. Hier wordt de waterkering naar buiten toe verlegd met een zelfstandig waterkerende constructie. De uitwerking van deze constructie vindt plaats in de vervolffase.

2.3. Geometrie

De geometrie in deeltraject 3A is vrijwel uniform. Er bevindt zich een knippunt in het traject tussen DT212 en DT211. De dijk buigt hier af van de Waal. In dit gedeelte van het traject, ten oosten van de appartementencomplexen nabij de watertoren, ligt het achterland lager. Op een afstand van ca. 25 m vanaf de binnenkruinlijn ligt het achterland op een niveau van NAP+6,50 m. In het deel vanaf DT212 t/m DT214 is het niveau van het achterland ca. NAP+8,00 m tot ca. 60 m vanaf de binnenkruinlijn. In het VO is uitgegaan van een representatieve snede t.p.v. DT212 met een maaiveld niveau van het achterland van NAP+8,00 m. De invloed van het lokaal lager gelegen maaiveld tussen DT211 en DT212 wordt in het DO onderzocht. Het gemodelleerde profiel van de dijk, inclusief versterking, is weergegeven in Figuur 2-4.

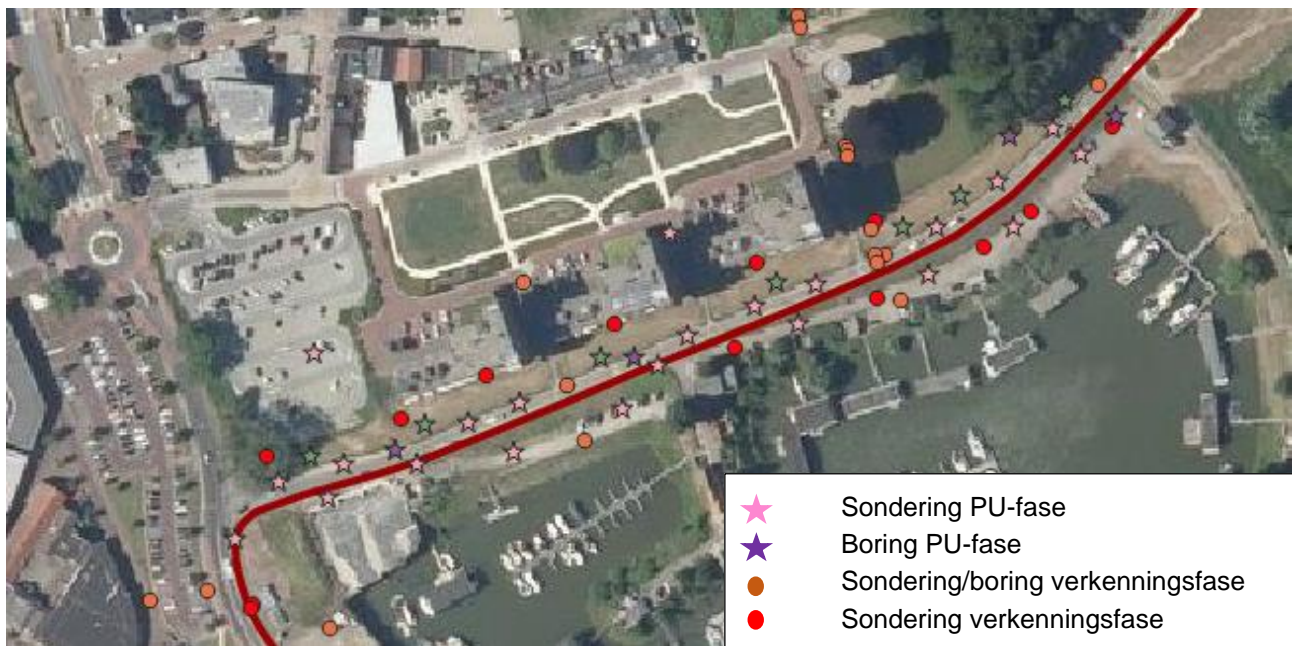


Figuur 2-4: Dijkprofiel deeltraject 3A

2.4. Geotechnische uitgangspunten

2.4.1. Bodemopbouw

De representatieve bodemopbouw in het deeltraject bestaat uit kleilig dijksmateriaal tot ca. NAP+4,00 m. Daaronder is er siltige klei aanwezig. Over het grootste gedeelte van het traject bevindt de pleistocene zandlaag zich op ca. NAP+4,00 m. Lokaal (t.p.v. DT212) ligt dit niveau lager, ca NAP+2,50 m. In het VO is conservatief uitgegaan een lager niveau van bovenzijde pleistoceen. De invloed van het hoger gelegen pleistoceen wordt in het DO onderzocht. De bodemopbouw is bepaald op basis van [26] en [27], de beschikbare onderzoekspunten zijn opgenomen in Figuur 2-5.



Figuur 2-5: Grondonderzoekspunten deeltraject 3

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

- Kruin: 75629_DKMP016_(DT212.+050_DKMP2_BIK)
- Achterland: DT212.+002_DKMP_MBIB
- Voorland: 75629_DKMP015_(DT212.+039_DKMP2_BUT)

Tabel 2-1: Gehanteerde grondopbouw

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

2.4.2. Stijfheid zandlagen

In de TUN [17] is opgenomen dat de stijfheidswaarden van de zandlagen afgeleid worden op basis van de lokaal gemeten conusweerstand. In deeltraject 3A zijn in de sonderingen tussen DT211 en DT213 gemiddelde waarden gemeten van ca. 10 MPa in de bovenste zandlaag (vanaf ca. NAP+2,00 m tot NAP-2,00 m). Daaronder worden hogere conusweerstand gemeten en ook rondom DT214 worden hogere weerstanden gemeten. In het VO wordt uitgegaan van de lagere gemeten conusweerstand rondom DT211. Uitgegaan is van sondering DT211+091_DKMP2_BUT, de gemiddelde conusweerstand in de bovenste zone van de zandlaag bedraagt ca. 10 MPa. De hier bepaalde stijfheid is voor het gehele pleistocene pakket gemodelleerd. De volgende stijfheidsparameters zijn bepaald:

- $E_{oed;gem} = 4 * q_c = 40 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;laag} = \frac{E_{oed;gem}}{1,5} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{oed;kar;hoog} = E_{oed;gem} * 1,5 = 60 \text{ MPa}$

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

- $E_{oed;kar;laag} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{50;kar;laag} = E_{oed} = 26 \text{ MPa}$
- $E_{ur;kar;laag} = 3 * E_{oed} = 78 \text{ MPa}$

2.4.3. Impactanalyse labonderzoek

In het geotechnisch onderzoek [27] 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 het deeltraject 3A zijn bij de volgende boring monsters genomen waarvan de volumieke gewichten in het lab zijn bepaald:

- 75629_MB104_(DT211.+002_B_VL)-C1
- 75629_MB105_(DT211.+037_B_BIT)-C1
- 75629_MB106_(DT212.+098_B_BIK)-C1
- 75629_MB107_(DT213.+096_B_BIK)-C1

Onderstaand per boring een toelichting:

75629_MB104_(DT211.+002_B_VL)-C1

Over het algemeen bevestigen de bepaalde volumieke gewichten de bodemopbouw zoals geschematiseerd. Een lokale 'uitschieter' betreft het volumieke gewicht van het monster op NAP+1,96 m, hier is een gewicht van 13,75 kN/m³ bepaald. Omdat dit een laag met beperkte dikte betreft zal dit een zeer beperkte invloed hebben op de berekening.

75629_MB105_(DT211.+037_B_BIT)-C1

Deze boring is uitgevoerd in de binnenteen. In vrijwel de gehele boring zijn lagere gewichten gevonden als in deze berekening is aangehouden. De toplaag in de binnenteen is op basis van deze boring eerder te classificeren als klei-siltig-humeus dan klei-siltig. De invloed van deze boring wordt beperkt verondersteld omdat de kistdam, vanwege het modelleren van een restprofiel, aan deze laag maar beperkt weerstand ontleent.

75629_MB106_(DT212.+098_B_BIK)-C1

De bepaalde volumieke gewichten in deze boring bevestigen de gehanteerde bodemopbouw in de kruin. De gehanteerde klei-siltig laag in de berekeningen is op basis van de boring dunner. Uit de boring volgt klei-siltig vanaf ca. NAP+4,50 m tot NAP+3,90 m en daaronder klei-siltig-zandig tot ca. NAP+2,50 m. In de berekening is deze hele laag gemodelleerd met klei-siltig. De sterkte en stijfheidseigenschappen van klei-siltig-zandig zijn gunstiger dan van klei-siltig. Een stijvere vulling van de kistdam leidt tot gunstigere resultaten. De bepaalde volumieke gewichten in deze boring hebben daarom een gunstige invloed op de berekening.

75629_MB107_(DT213.+096_B_BIK)-C1

De resultaten van deze boring sluiten aan bij de boring "75629_MB106_(DT212.+098_B_BIK)-C1". In deze boring lijkt de klei-siltige laag in zijn geheel niet aanwezig te zijn. Op basis van deze boring is deze laag klei-siltig-zandig. Daarnaast begint ook de pleistocene zandlaag hier vanaf ca. NAP+4,00 m. Deze resultaten van deze boring hebben daarom ook een gunstige invloed op de berekening.

Samenvattend lijken de uitgevoerde boringen de gehanteerde bodemopbouw in het VO te bevestigen. Hierbij zijn de lagen in het achterland iets 'te sterk' ingeschat. Daartegenover staat dat de bodemopbouw onder de kruin wat 'slapper' is ingeschat. De algehele invloed van deze boring zal niet significant op het

ontwerp zijn. Verwacht wordt dat het verwerken van het labonderzoek een beperkt gunstige invloed heeft op het ontwerp.

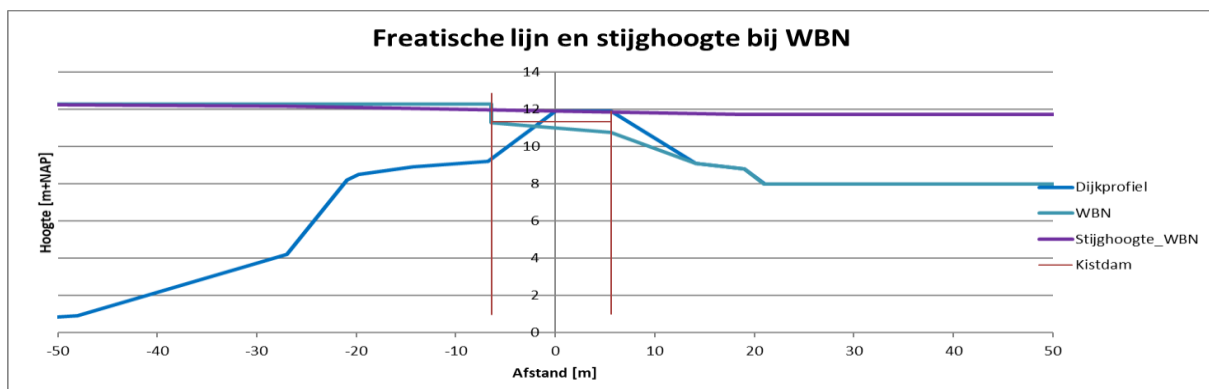
2.5. Hydraulische randvoorwaarden

2.5.1. Stabiliteit binnenwaarts

De volgende hydraulische randvoorwaarden zijn van toepassing voor deeltraject 3A:

- WBN NAP+12,28 m (zichtjaar 2125)
- WBN significant overslag NAP+12,28 m (zichtjaar 2125)
- Dagelijkse waterstand NAP+4,25 m
- HBN zichtjaar 2075 NAP+12,58 m
- HBN zichtjaar 2125 NAP+12,83 m

De modellering van de freatische lijn en stijghoogte is conform de TUN [17]. De modellering voor deeltraject 3A is weergegeven in Figuur 2-4. Er is geen indringingslaag gemodelleerd omdat de dagelijkse waterstand zich boven het niveau van de indringingslaag bevindt.



Figuur 2-6: Freatische lijn en stijghoogte bij WBN

2.5.2. Stabiliteit buitenwaarts

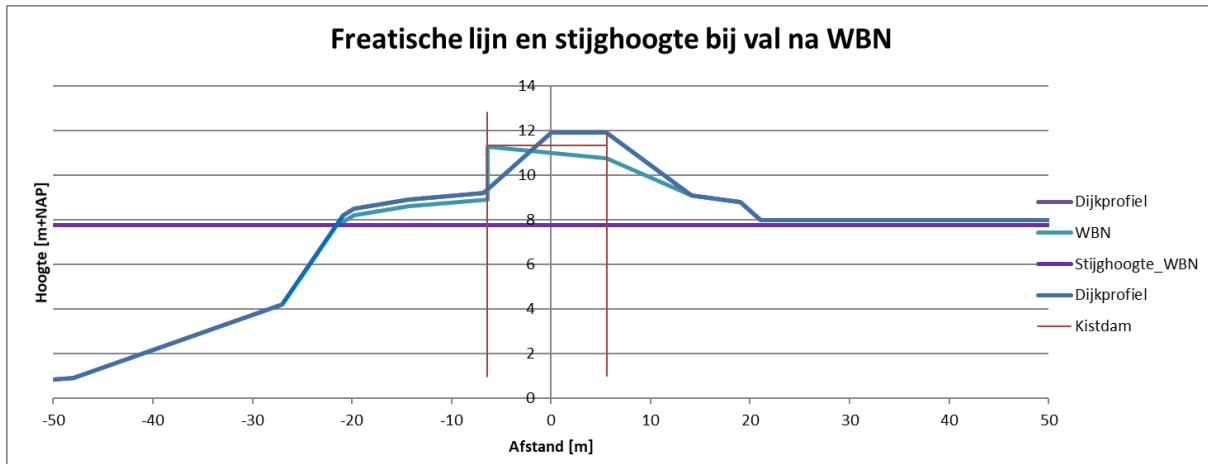
Omdat de kistdam een zelfstandig waterkerende constructie is, dient ook de stabiliteit buitenwaarts onderzocht te worden. De volgende scenario's dienen getoetst te worden:

- Extreem laagwater
- Val na hoogwater
- Gemiddelde waterstand i.c.m. extreme neerslag

In het VO is het uitgangspunt dat het scenario val na WBN maatgevend is. Binnen dit scenario worden aanvullend de scenario's 'gedraineerd gedrag dijklichaam' en 'ongedraineerd gedrag dijklichaam' beschouwd. Bij gedraineerd gedrag wordt verondersteld dat de waterstand in het dijklichaam relatief snel daalt. Voor de kistdam is het maatgevend dat er hoge waterstanden in het dijklichaam aanwezig zijn. Er is daarom uitgegaan van de situatie met ongedraineerd gedrag in het dijklichaam. In Figuur 2-7 zijn de gemodelleerde freatische lijn en stijghoogte opgenomen. Hierin is uitgegaan van:

- Val na WBN van 4,5 m (=12,28 m -4,5 m =7,78 m)

- Freatische lijn in 30 cm onder maaiveld buitentalud
- Stijghoogte in het pleistoceen gelijk aan waterstand na val WBN (=7,78 m)



Figuur 2-7: Freatische lijn en stijghoogte bij val na WBN

In deze schematisering wordt er gerekend met een waterstandsverschil van 4,5 m over de kistdam. Daarnaast ligt de freatische lijn in de berm hoog, waardoor er lage effectieve spanningen in deze berm heersen. Deze combinatie wordt maatgevend geacht boven de andere scenario's. In het DO wordt dit uitgangspunt geverifieerd.

2.6. Faalkanseis STBU

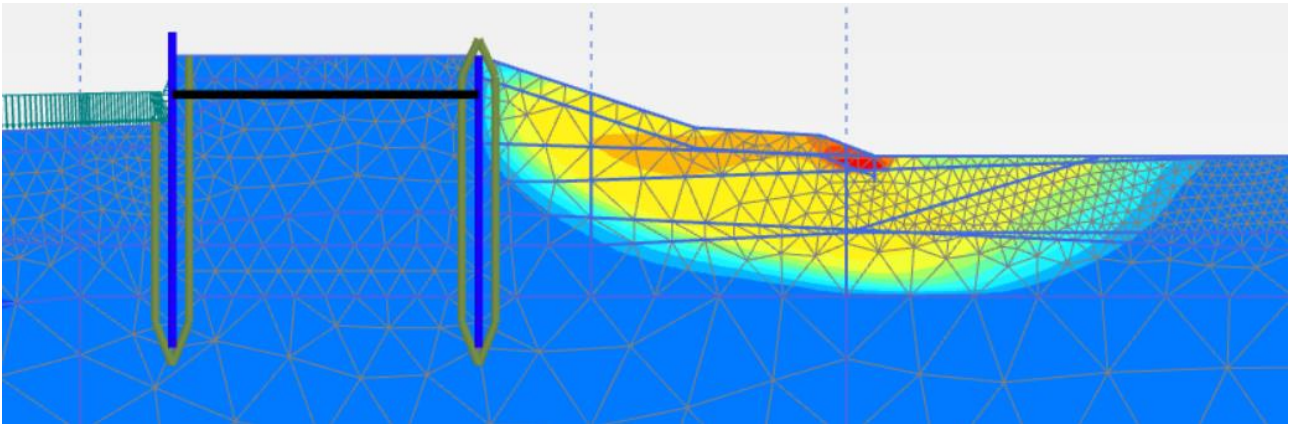
In de TUN [17] is onderstaand opgenomen :

“Voor de zelfstandig waterkerende constructie wordt daarom aanvullend gecontroleerd of een kleine val van de buitenwaterstand (2,0 m) ervoor zorgt dat niet meer kan worden voldaan aan de faalkanseis voor STBI. De gedachte hierachter is dat bij een dergelijk klein verval de kans op een tweede hoogwater golf niet verwaarloosbaar is. In dat geval dient het faalmechanisme van buitenwaartse stabiliteit minimaal te voldoen aan de faalkanseis voor STBI.”

Deze aanvullende controle is in het VO niet uitgevoerd. Er is conservatief uitgegaan van een faalkanseis voor STBU gelijk aan de faalkanseis voor STBI bij een val van 4,5 m. De gehanteerde totale partiële factor bedraagt 1,29. Mocht blijken dat STBU maatgevend is voor de dimensies van de kistdam kan middels de methode uit de TUN [17] mogelijk geoptimaliseerd worden.

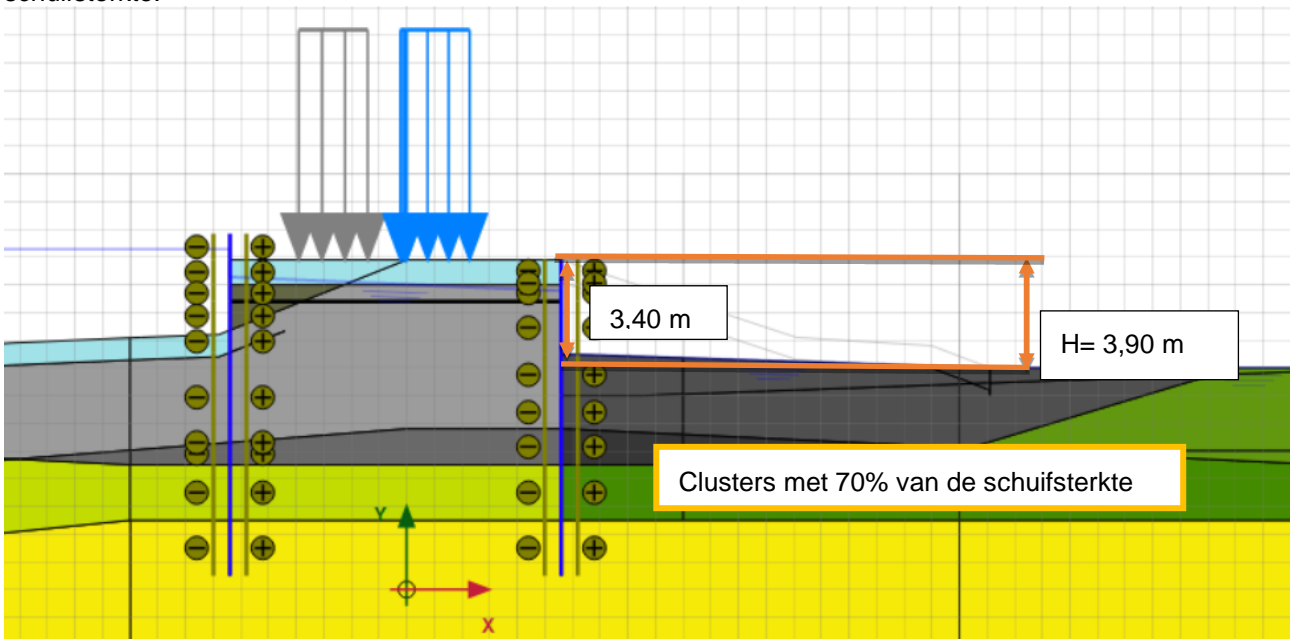
2.7. Restprofiel

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



Figuur 2-8: Niet kritische instabiliteit in rekenfase 4a

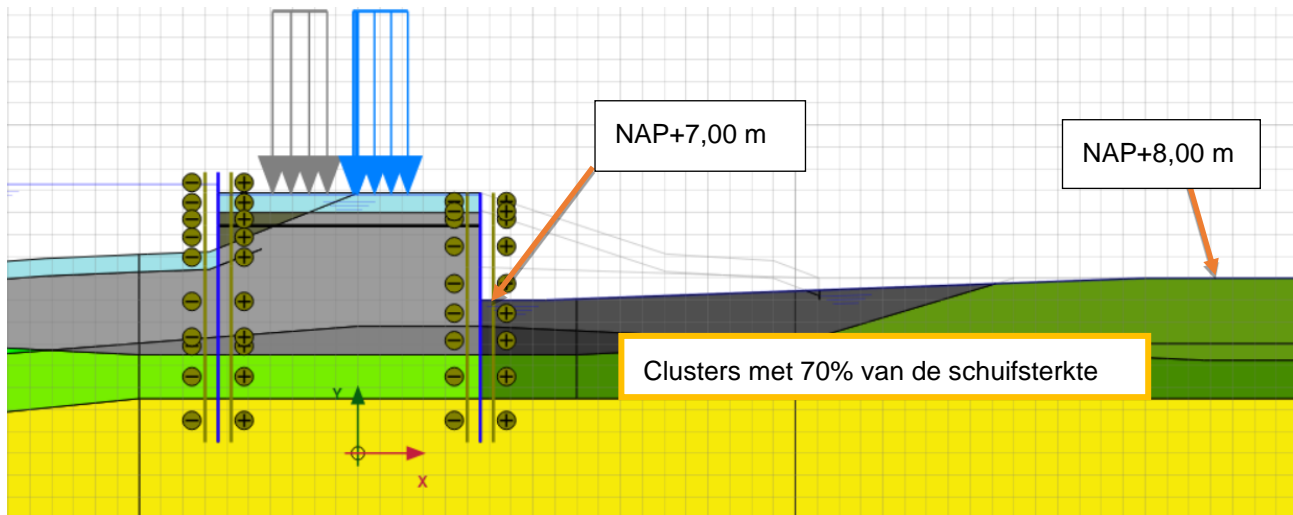
Om deze reden is er in de fases 4b t/m 6 gerekend met een restprofiel. De modellering van het restprofiel is opgenomen in Figuur 2-9. De ligging van het restprofiel is iteratief bepaald. Er is gestart met een kruinzakking van 2/3 van de hoogte. Omdat dit restprofiel niet stabiel bleek is dit verder verlaagd tot een kruinzakking van 3,40 m. 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 2-9: Modellering restprofiel STBI beperkte overslag

Omdat de niet kritische instabiliteit ontstaat in fase 4a (voordat de partiele factoren in rekening gebracht worden) is in de toetsing op significante overslag gerekend met een erosiekuil. Conform de TUN [17] is er gerekend met een kuil van 1,0 m onder het maaiveld in het achterland. De modellering van het restprofiel 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 2-10: Modelling erosiekuil bij STBI significante overslag

2.8. Modelling

De volgende aanvullende modelleringskeuzes zijn gemaakt t.o.v. de TUN [17]:

- Het aangrijpingsniveau van de verankering is aangehouden op 1,5 m onder de huidige bovenkant van de weg [1].
- De schadefactor voor de toetsing op significant overslag is onderstaand bepaald:

- Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag:

$$P_{T,eis,LC,q} = P_{eis;i,LC}/P(q \geq 1l/m/s) = \frac{1}{23.965.500} / \frac{1}{63.945} = \frac{1}{1278}$$

- Bijbehorende betrouwbaarheidsindex:

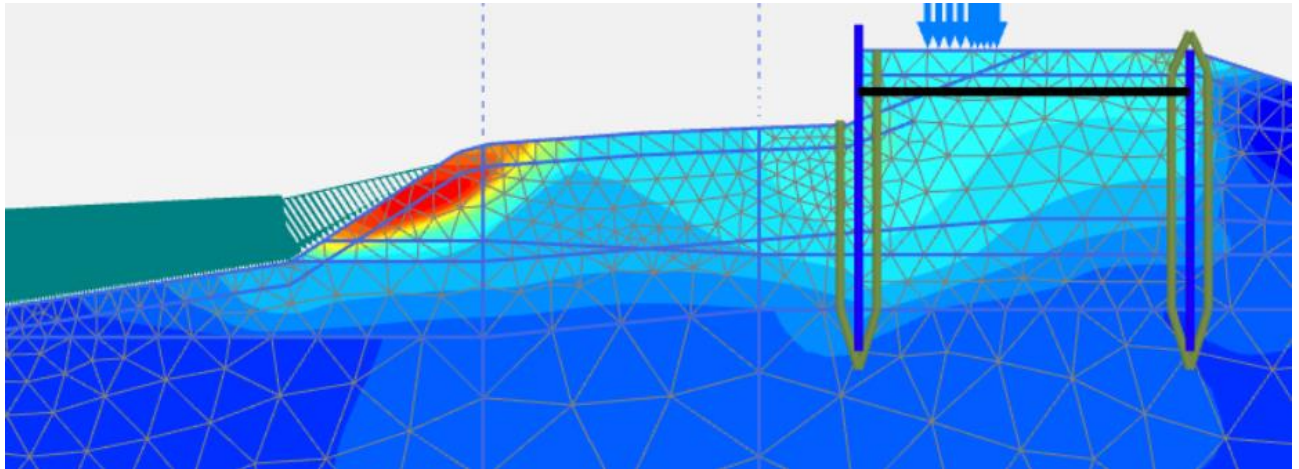
$$\beta_{T,eis,LC,q} = -\Phi^{-1}(P_{T,eis,LC,q}) = 3,16$$

- De bijbehorende schadefactor is:

$$\gamma_{T,n;LC,q} = 0,15 \cdot \beta_{T,eis,LC,q} + 0,41 = 0,88$$

Omdat het product van de schadefactor (0,88) met de modelfactor (1,06) kleiner is dan 1,00, is uitgegaan van een partiele factor van 1,00 voor de toetsing significante overslag.

- Conform CUR166 dient bij een kistdam de stabiliteit van de vulling getoetst te worden. In de PPL is aan deze toetsing nog geen invulling gegeven. De stabiliteit van de vulling is getoetst in Plaxis met een Phi/c reductie. Hierin is alleen voor de grondclusters in de kistdam de optie 'apply strength reduction' aangevinkt.
- In de toetsingen op STBU treedt een oppervlakkig glijvlak op in het buitentalud, zie Figuur 2-11. Omdat in deze zone ook steenbekleding aanwezig is, is het optreden van dit glijvlak onwaarschijnlijk. De deklaag is hierdoor fictief versterkt om te voorkomen dat dit glijvlak optreedt.



Figuur 2-11: Oppervlakkige clijcirkel toetsing STBU

- Omdat de kistdam ook een functie heeft ten aanzien van de buitenwaartse stabiliteit is hier ook op getoetst. De fasering opgenomen in de TUN is uitgebreid met de volgende fases opgenomen Tabel 2-2.

Tabel 2-2: Uitbreiding rekenfasering t.o.v. TUN

Fase	Omschrijving	Type	Tijd [dagen]	Partiële factoren	Special option	Reset disp.
Initiële fases (1 t/m 3) zijn gelijk aan de fasering in conform TUN						
Fases 4 t/m 6 betreffen toetsingen STBI beperkt overslag conform TUN						
Fases 7 t/m 9 betreffen toetsingen STBI significant overslag conform TUN						
Fase 10a start vanaf fase 4a)						
10a	Extreme belastingcombinatie: val na WBN (freatische lijn, stijghoogtes en verkeersbelasting)	Gedraineerd	1	Geen	0	Nee
10b	Switch naar Shansep-model voor klei en veen Hierna een aparte parallelle fase modelleren voor vervormingstoets zonder puntveer	Ongedraineerd (undrained A)	1	γ_d ;vervorming	1	Nee
11	Constructieve toets	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n};LC,q$ $\gamma_d;EEM$ $\gamma_b;str$	1	Nee
12	Phi/ c-reductie: a. Indien verankerde constructie de puntveer uitzetten (gedraineerd) b. Phi/ c-reductie en toetsing ΣMsf aan eis.	Ongedraineerd (undrained A)	1	$\gamma_{T,n};LC,q$ $\gamma_d;EEM$ $\gamma_b;geo$	1	Nee

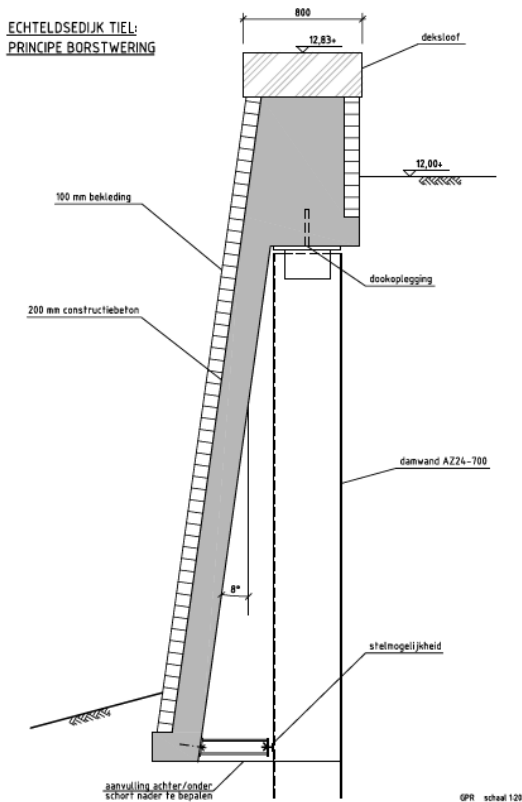
- Aan de voorzijde van de buitendijkse damwand wordt een voorhangschort met bekleding aangebracht. De bovenzijde van de damwand wordt afgewerkt met een betonsloof. Dit schort is in Plaxis niet gemodelleerd, de effecten van het schort zijn handmatig in de toetsingen verwerkt. Het gewicht van dit schort en sloof bedraagt:
 - Sloof (uitgangspunt volledig beton, indicatieve afmetingen= 1,50 m hoog en 1,00 m breed.
Uitgangspunt gewicht beton = 25 kN/m³
Uitgangspunt gewicht metselwerk = 20 kN/m³
Gewicht=1,50 m * 1,00 m * 25,0 m = 38 kN/m
 - Schort (uitgangspunt 0,2 m beton, 0,1 m metselwerk, afmeting ca. 3,5 m hoog)
Gewicht= 0,2*3,5*25+0,1*3,5*20=32 kN/m
 - Totaal gewicht =38 kN/m + 32 kN/m = 70 kN/m (het moment ten gevolge van de excentriciteit van het schort is in het VO verwaarloosd)
- De maatgevende locaties van de verkeersbelastingen voor de toetsingen STBI en STBU zijn geschat op basis van [28]. Wijzigingen in de locaties van de verkeersbelastingen hebben een zeer beperkte invloed op de berekende krachten en stabiliteitsfactoren.

3 Ontwerpresultaten

3.1. Ontwerp langsconstructie

In deeltraject 3A is gekozen om naast de opgave voor waterveiligheid ook de ruimtelijke kwaliteit te verbeteren. De huidige dijk wordt in het dijkversterkingsproject verbreed. De huidige kruin wordt niet verhoogd. In de eindsituatie is een muur aanwezig in de toekomstige buitenkruinlijn die de hoogte van de waterkering verzorgt. Hierdoor komt er ruimte voor een fietspad naast de bestaande autoweg. Om deze verbreding van de dijk te realiseren wordt een kistdam aangebracht. De kistdam is zelfstandig waterkerend en waarborgt de hoogte, macrostabiliteit en weerstand tegen piping. Deze kistdam bestaat uit twee damwanden (beide AZ26-700) waarvan één in het buitentalud wordt aangebracht en de andere damwand in de binnenkruinlijn. De minimale afstand tussen de damwanden bedraagt 10,0 m. Over andere delen is de kistdam wat breder tot een maximale breedte van 12 m. In het VO is de doorsnede met smalste kistdam(10,0 m) berekend. In het DO wordt de invloed van een lokaal grotere breedte onderzocht. De damwand in het buitentalud is ca. 11,5 m lang, de damwand in de binnenkruinlijn ca.11,5 m lang. De buitendijkse damwand is zichtbaar en wordt daarom voorzien van een voorhangschort. Dit schort betreft een prefab betonschort met aan de voorzijde bekleding. Het type bekleding is nog nader te bepalen. De bovenkant van deze damwand wordt voorzien van een betonnen sloof die eventueel ook afgewerkt wordt met een nader te bepalen bekleding. Deze sloof wordt aangelegd op een hoogte van NAP+12,58 m (zichtjaar 2075) en is uitbreidbaar naar NAP+12,83 m (zichtjaar 2125). In Figuur 3-1 is een schets van de afwerking van de buitendijkse damwand opgenomen. De eigenschappen van damwand, verankering en gording zijn opgenomen in Tabel 3-1, Tabel 3-2 en Tabel 3-3.

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



Figuur 3-1: Schets bekleding buitendijkse damwand

Tabel 3-1: Eigenschappen damwanden

Damwand binnendijkse	
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant damwand	ca. NAP+11,0 m (variabel)*
Niveau teen damwand	NAP-0,50 m
Planklengte	ca 11,5 m
Damwand buitendijks	
Type	AZ26-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Niveau bovenkant sloof	NAP+12,83 m
Niveau teen damwand	NAP-0,5 m
Planklengte	ca.11,5 m

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

Tabel 3-2: Eigenschappen verankering (ongecorrodeerd) [23]

Verankering GEWI Threadbar	
Ankerstang diameter	75 mm
Hart-op-Hart afstand	2,80 m
Aangrijpniveau verankering	NAP+10,4 m

Breukgrens	700 N/mm ²
Vloiegrens	555 N/mm ²

Tabel 3-3: Eigenschappen toegepast gordingprofiel

Gording	
Type	UNP300 (dubbel)
Staalkwaliteit	S355

3.2. Ontwerpkeuzes

In het VO zijn de volgende keuzes gemaakt:

- Uit de trillingspredictie (bijlage B en toelichting paragraaf 4.2.2) volgt dat hoogfrequent trillen niet in het hele deeltraject als installatiemethode toelaatbaar is. In het ontwerp is daarom uitgegaan dat de planken zowel trillend als drukkend installeerbaar zijn.
- Omdat de reikwijdte van drukstellingen (quattro piler) beperkt is, zijn de locaties van de damwanden zo gekozen dat deze bereikbaar zijn. De binnendijkse damwand kan vanaf de kruin worden aangebracht, de buitendijkse damwand vanaf de parkeerplaatsen langs de haven.
- De binnendijkse damwand wordt uit het zicht (onder het maaiveld) afgewerkt. De dekking boven de damwand bedraagt 80 cm. Deze dekking is voldoende ruim om te voorkomen dat de damwand zichtbaar wordt tijdens de levensduur. De bovenzijde van de damwand wordt daarom niet afgewerkt met een deksloof.
- De verankering wordt aangebracht op 1,5 m onder het huidige wegdek. Deze afstand is aanbevolen om zoveel mogelijk te voorkomen dat ten gevolge van zettingen van het wegdek de verankering zichtbaar wordt.
- De buitendijkse damwand wordt voorzien van betonnen schort met bekleding aan de voorzijde en een sloof aan de bovenzijde, zie Figuur 3-1.
- Om de invloed van zettingen op de ankerstaven zoveel mogelijk te beperken, worden de ankerkoppen scharnierend aan de damwand bevestigd. Het detail voor deze bevestiging is nader uit te werken. Daarnaast dient er in het detail waar de ankerstaaf door de damwand wordt gevoerd, voldoende bewegingsruimte zijn voor de ankerstaaf
- Om de verticale kracht in de buitendijkse damwandconstructie te verspreiden over de damwandplanken worden alle niet-geponste sloten afgelast. De laslengte en lasdikte wordt in het DO bepaald.
- De ankerstangen worden voorzien van dubbele corrosiebescherming.
- In het VO is uitgegaan van aanbrengen van de legankers door het dijklichaam en wegverharding te ontgraven. Hierdoor zal de dijk voor een langere periode niet beschikbaar zijn voor verkeer. Alternatieve zijn om de verankering aan te brengen door middel van:
 - Raketankers
 - Gestuurde boringen

Met bovenstaande opties kan de weg langer openblijven voor verkeer. Het uitvoeren van een gestuurde boring is echter een dure optie. Voor beide methodes geldt dat het anker af 'ketst' op obstakels. Het tracé dient daardoor zoveel mogelijk vrij te zijn van obstakels. Voor raketankers geldt aanvullend dat deze methode goedkoper is maar heeft als nadelen:

- Een raketanker kan niet bestuurd worden tijdens het aanbrengen. Er is daarom een aanzienlijke kans op afwijkingen in het tracé.

- De methode veroorzaakt trillingen waardoor er een risico is op zettingen van de wegverharding..

3.3. Verificatierapport

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

3.4. Risico's

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

Tabel 3-4: Risicotabel langsconstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden	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) Voorboren* 3) Fluideren* 4) Trillend installeren
3	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	Damwanden drukkend installeren

* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren en voorboren op het ontwerp. In het DO wordt nader onderzocht of het ontwerp flexibel gemaakt kan worden, zodat fluideren of voorboren als beheersmaatregel toegepast kan worden.

3.5. 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 3-5: Raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen DT211 en DT213 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De buitendijkse damwand kruist deze bestaande damwandconstructie. In het DO wordt nader bepaald hoe hier in de uitvoering mee omgegaan wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidningen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevinden zich drie trapconstructies	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk (evt. gedeetelijk) verwijderd worden en na realiseren constructie teruggeplaatst worden.
4	Aansluiting op deeltraject 2	Ter plaatse van DT211 sluit de kistdam aan op een dijklichaam zonder constructieve versterkingen.	De aansluiting of overgang tussen deze twee dijklichamen wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting op ontwikkellocatie Santwyckse Poort	Ter plaatse van DT214 wordt een verankerde damwand in de buitenteen (of combiwand) als zelfstandig waterkerende constructie aangebracht.	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt.

3.6. Veiligheid, gezondheid en milieu

3.6.1. Uitvoeringsfase

De aspecten ten aanzien voor 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.

In de uitvoeringsfase dient rekening gehouden te worden dat verkeer tijdelijk geen gebruik kan maken van de Echteldsedijk.

3.6.2. Gebruiksfase

De veiligheid voor gebruikers van de dijk wordt door het realiseren van de kruinverbreding vergroot. Er wordt een fietspad met een afscheiding tussen de autoweg aangebracht. Beide gebruikers kunnen daardoor veiliger gebruik maken van de dijk. Voor de aan te brengen damwand geldt dat de damwand in de binnenkruinlijn volledig onder de grond afgewerkt wordt. Hierdoor zijn er geen obstakels in het binnentalud aanwezig in de eindfase. De damwand in de buitenteen is wel aanwezig en vormt een mogelijk obstakel. De

damwand wordt echter bekleed aan de voor- en bovenzijde. Hierdoor is deze goed zichtbaar en zijn er geen scherpe randen aanwezig.

3.7. Duurzaamheid

3.7.1. Materiaalkeuze en hergebruik

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

3.7.2. 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.

3.8. Beheer en onderhoud

Voor de kistdam geldt dat deze vrijwel onderhoudsvrij is. Het voornaamste aspect ten behoeve van beheer en onderhoud is de bekleding van de buitendijkse damwand. Deze bekleding is gevoelig voor beschadigingen. Er dient rekening gehouden te worden met periodiek herstellen van schades ten gevolge van aanrijding of vorstindringing.

4 Uitvoering

4.1. Fasering

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

- 1 Graven heisleuf in buitentalud
- 2 Aanbrengen buitendijkse damwand (drukkend)* vanaf parkeerplaatsen
- 3 Graven heisleuf in binnentalud
- 4 Aanbrengen binnendijkse damwand (drukkend)* vanaf de kruin
- 5 In sleuven verwijderen wegfundering en ontgraven bovenste zone van dijklichaam (tot 1,5 m onder maaiveld)
- 6 Aanbrengen legankers
- 7 Aanbrengen gordingen
- 8 Afspannen ankers (afspankracht bedraagt 150 kN per anker)
- 9 Dijklichaam aanvullen en aanbrengen kruinverbreding
- 10 Aanbrengen voorhangschort, deksloof en bekleding
- 11 Herstellen wegverharding en aanbrengen nieuw fiets/voetpad op kruin

*Naar verwachting zal een deel van de damwanden met hoogfrequent trillen te installeren zijn. In de zones op korte afstand van de panden zal er een trillingsvrije methode toegepast moeten worden.

4.2. Installeerbaarheid

In deze paragraaf worden de volgende aspecten beschouwd:

- Schadevrij installeren damwand
- Trillingspredictie
- Indicatie benodigd materieel

4.2.1. Schadevrij installeren damwand

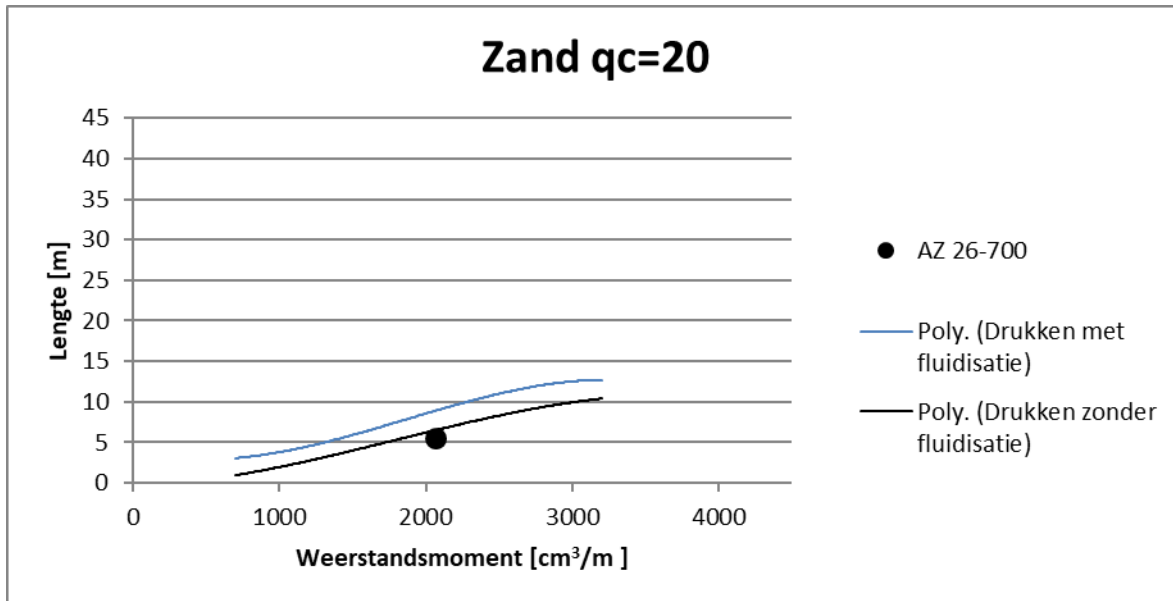
Voor de bepaling van het schadevrij installeren zijn de CUR NVAF-PSD [3] schadeverwachting grafieken gehanteerd. De maatgevende sondering is 75629_DKMP024_(DT214.+020_DKMP2_BUK). Hierbij zijn conusweerstand met een gemiddelde tussen de 10 en 20 MPa gemeten met uitschieters naar 30 MPa. Voor wat betreft het schadevrij installeren is 'drukkend installeren' maatgevend voor de damwanden. Voor de controle van de inbrengbaarheid is onderstaande grafiek toegepast:

- Grafiek 20 in bijlage B van CUR166 deel 1, Drukkend installeren in zand van 20 MPa, installatiediepte bedraagt 5,5 m.

De CUR-grafieken zijn gebaseerd op planken van 600 mm breed. Een AZ26-700 profiel is 700 mm breed, het weerstandsmoment van het profiel is hierdoor t.b.v. controle met de grafieken gecorrigeerd met een factor 0,8¹. Conform de grafiek, zie Figuur 4-1 zijn de planken schadevrij te installeren, zonder te fluïderen.

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

In de grafieken is met de zwarte stip het AZ26-700 profiel. De damwand blijft hier onder de lijn voor schadeverwachting.



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

4.2.2. Trillingspredictie

In bijlage B 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 vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden op basis van de trillingspredictie zijn weergegeven in Tabel 4-1. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 (in bijlage B) 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]		
Appartementencomplexen		Normale bouwkundige staat en constructie categorie 2:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
	4,80 mm/s	100	75	40
Echteldsedijk 12*, 16		Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	282	216	111

*Het pand Echteldsedijk 12 dient beschouwd te worden als trillingsgevoelig. Hiervoor geldt een nog lagere grenswaarde dan voor categorie 2, maar dit is vanwege de huidige bevindingen (verhoogd risico) niet nader meer beschouwd. De trillingsgevoeligheid van deze fundering dient in het DO echter wel te worden meegenomen.

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het onderschrijden 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 trillingsreducerende maatregelen toepassen (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. Er is gecontroleerd dat de damwand zelf schadevrij aangebracht kan worden.
- 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 (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) om overdracht van trillingen (trillingssnelheden) in de toplaag te reduceren.

4.2.3. Materieel

De voornaamste beperkende factor voor het aanbrengen van de damwanden is de vereiste drukcapaciteit. In de controle op het vereiste materieel wordt daarom vooral ingegaan op dit aspect. In bijlage D is op basis van CUR166 deel 2 paragraaf 5.3.7 een indicatieve berekening uitgevoerd om de benodigde drukcapaciteit te bepalen. De maatgevende sonderingen en bijbehorende drukcapaciteiten zijn :

- 75629_DKMP024_(DT214.+020_DKMP2_BUK) benodigde drukcapaciteit 176 ton
- DT213+018_DKMP_BIK benodigde drukcapaciteit 197 ton

De vereiste drukcapaciteit is relatief hoog. Gangbare drukcapaciteit van een Quattro Piler is ca. 160 ton [21]. De berekende vereiste drukcapaciteit overschrijdt deze gangbare capaciteit. Er is echter wel voldoende vertrouwen in de haalbaarheid van drukkend installeren vanwege:

- In beide sonderingen zit relatief hoog tussen NAP +10,50 en NAP+9,50 m een piek in conusweerstand. Gezien deze hoge ligging is deze laag eenvoudig voor te boren.
- De maatgevende sonderingen ten aanzien van uitvoerbaarheid zijn uitgevoerd bij dijkpaal DT214. In deze wordt de pleistocene zandlaag op een hoger niveau (ca. NAP+3,50 m) aangetroffen. Mogelijk kunnen de damwanden van de kistdam hier dus ook verkort worden. Dit wordt nader onderzocht in de DO-fase door een extra rekensnede t.p.v. DT214 te beschouwen.

Het installeren van de damwand lijkt haalbaar met gangbaar materieel. Fluïderen kan extra zekerheid geven over het op diepte krijgen van de damwand, maar lijkt op basis van de huidige predicties niet noodzakelijk. Dit dient in de DO fase verder onderzocht te worden.

De huidige kruinbreedte van ca. 6 m lijkt voldoende voor de breedte van het materieel (ca. 4,80 m [22]). Een aspect om te controleren in de vervolgfase is de stabiliteit van het dijklichaam gedurende de uitvoeringsfase .

4.3. Aandachtspunten uitvoering

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- De legankers voorzien van een wartel om voorspanning aan te kunnen brengen.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

4.4. Monitoring

Verwacht wordt dat in ieder geval een deel van de damwanden trillend wordt aangebracht. Het wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering trillingen op naastgelegen panden 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 E, in paragraaf 5.2 zijn de ontwerptoetsingen per onderdeel beschreven.

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

Rekenresultaat	Eenheid	Waarde	Maatgevende rekenfase
Stabiliteitsfactor binnenwaarts	[-]	1,36	9
Stabiliteitsfactor buitenwaarts	[-]	1,92	12
Damwand binnenzijde:	-	-	-
Moment	[kNm/m]	463	8
Dwarskracht	[kN/m]	192	8
Normaalkracht	[kN/m]	97	10a
Damwand buitenzijde:	-	-	-
Moment	[kNm/m]	419	8
Dwarskracht	[kN/m]	143	8
Normaalkracht	[kN/m]	72	8
Overige aspecten:	-	-	-
Ankerkracht	[kN/m]	209	8
Horizontale vervorming constructie	[mm]	70	4c
Horizontale verschilvervorming binnentee- buitentee	[mm]	20	4c
Kruindaling	[mm]	31	4c

De volgende toetsingen zijn uitgevoerd:

- GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts paragraaf 5.2.1
- STR-1: Toetsing damwanden (sterkte) paragraaf 5.2.2
- STR-2: Sterkte ankerstaaf paragraaf 5.2.3
- STR-2: Sterkte gording paragraaf 5.2.4
- SSI-1 Lengte langconstructie (incl verticaal draagvermogen) paragraaf 5.2.5
- Toetsing kistdamvulling paragraaf 5.2.6
- Vervormingen constructie en dijklichaam paragraaf 5.2.7

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

5.2. Ontwerptoetsingen

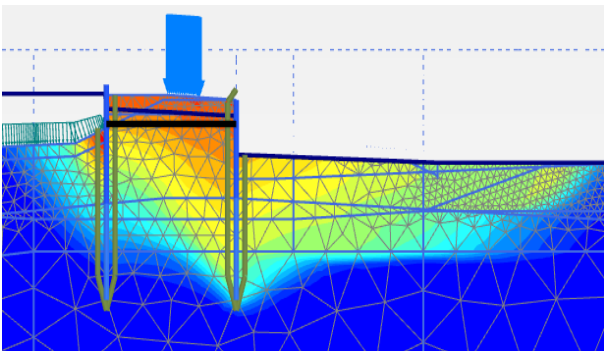
5.2.1. GEO-1: Stabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts

De volgende stabiliteitstoetsingen zijn uitgevoerd: binnenwaarts zonder significante overslag, binnenwaarts met significante overslag en buitenwaarts. Het maatgevende glijvlak per faalmechanisme is weergegeven in de figuren Figuur 5-1, Figuur 5-2 en Figuur 5-3. Het verloop van de C-Phi reductie per mechanisme is weergegeven in Figuur 5-4. De berekende stabiliteitsfactoren zijn:

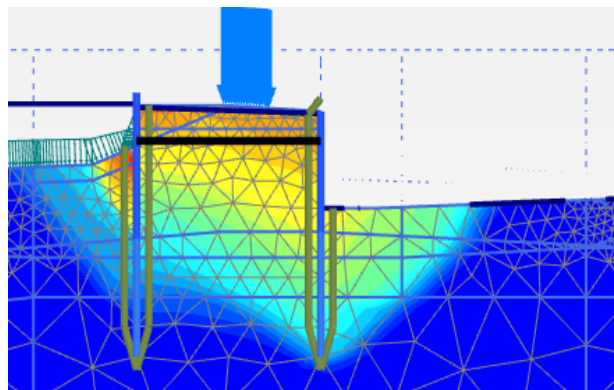
- STBI Geen significant overslag : 1,46
- STBI Significant overslag 1,36
- STBU: 1,92

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 [17]. In de DO-fases wordt de schematiseringsfactor bepaald. Omdat alle stabiliteitsfactor groter zijn dan 1,10, voldoet de binnenwaartse stabiliteit aan deze schematiseringsfactor.

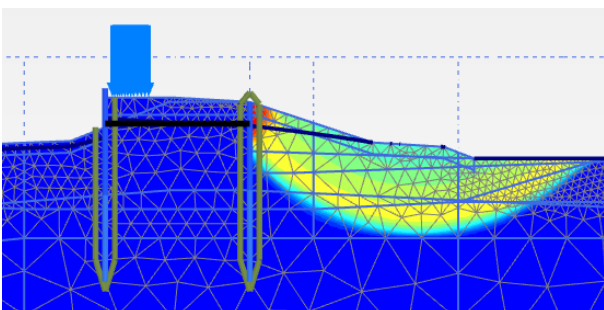
In het berekende maatgevend glijvlak voor STBU is een glijvlak ter plaatse van het binnentalud berekend. Dit glijvlak duidt nog niet op geheel bezwijken van de kistdam. De berekende stabiliteitsfactor is echter al voldoende hoog, waardoor er niet verder gezocht is naar het geheel bezwijken van de kistdam. De stabiliteitsfactor van de kistdam zelf is dus groter dan de berekende aangegeven stabiliteitsfactoren.



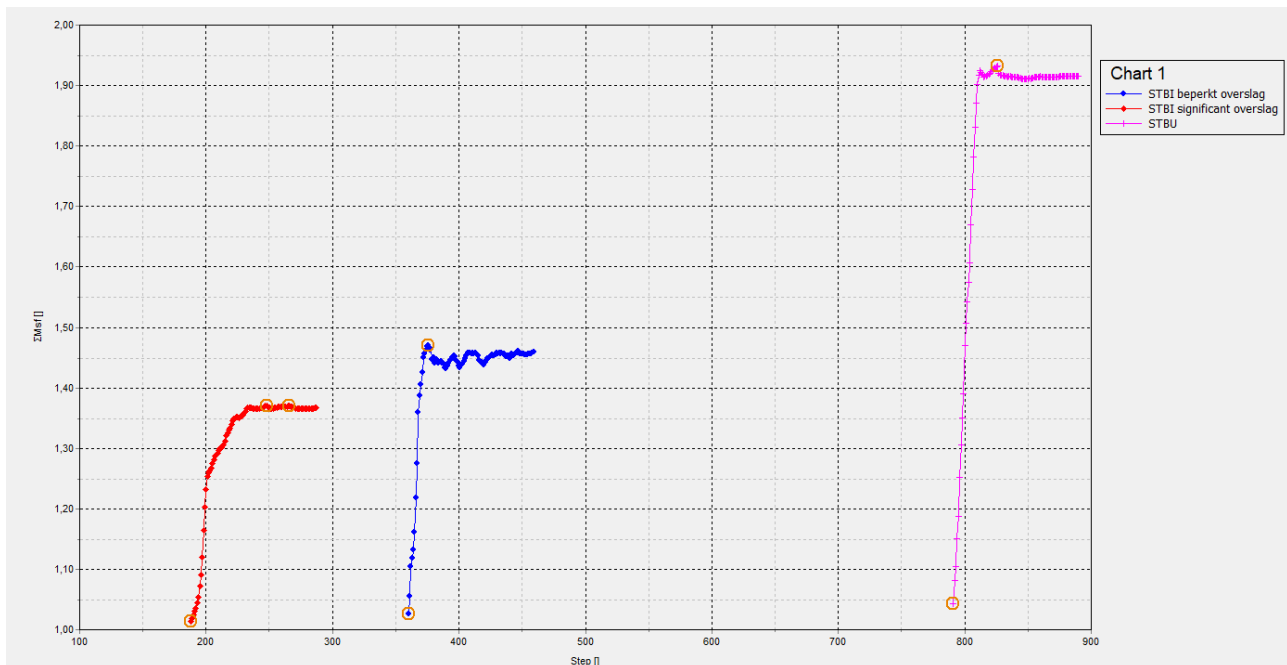
Figuur 5-1: STBI Maatgevend glijvlak zonder overslag



Figuur 5-2: Maatgevend glijvlak met significant overslag



Figuur 5-3: STBU maatgevend glijvlak



Figuur 5-4: 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 [24]. Voor de twee zones resulteert dit in de volgende reductiefactoren:

- Zone A boven en rondom de dagelijkse grondwaterstand $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{2175}{2600} = 0,69$
- Zone B permanent onder de grondwaterstand $\frac{w_{gecorrodeerd}}{w_{ongecorrodeerd}} = \frac{2175}{2600} = 0,83$

Voor de damwand aan de buitenzijde is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
 - Zone A: $M_{ed} = 402 \cdot 1,1 = 442$ kNm/m Maximum in fase 11
 - Zone B: $M_{ed} = 419 \cdot 1,1 = 461$ kNm/m Maximum in fase 7c
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B) $V_{ed} = 143 \cdot 1,1 = 157$ kN/m Maximum in fase 8
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B) bestaande uit:
 - Gewicht sloof en schort: $70 \cdot 1,35 = 95$ kN/m
 - Uitvoer Plaxis $= 72 \cdot 1,1 = 79$ kN/m Maximum fase 7c
 - Totaal: 174 kN/m

Voor de damwand aan de binnenzijde is getoetst aan de volgende krachten:

- Moment
 - Zone A: $M_{ed} = 463 \cdot 1,1 = 509 \text{ kNm/m}$ Maximum in fase 8
 - Zone B: $M_{ed} = 461 \cdot 1,1 = 507 \text{ kNm/m}$ Maximum in fase 8
- Dwarskracht (gelijk in zone A en B) $V_{ed} = 192 \cdot 1,1 = 211 \text{ kN/m}$ Maximum in fase 8
- Normaalkracht (gelijk in zone A en B) $N_{ed} = 97 \cdot 1,1 = 107 \text{ kN/m}$ Maximum fase 10a

In de toetsing op knik is uitgegaan van een kniklengte van 7,63 m. De afstand tussen de teen van de damwand en het aangrijpingsniveau van het anker bedraagt 10,90 m. Conform [8] mag er, vanwege de inklemming, gerekend worden met 70% van deze lengte, de aangehouden kniklengte bedraagt 7,63 m.

5.2.3. STR-2 Sterkte ankerstaaf

Er is gerekend met de volgende maatgevende ankerkrachten:

- $P_{max} = 209 \cdot 1,1 = 230 \text{ kN/m}$ berekend in fase 8
- P_{max} voor ankeruitval = $121 \cdot 1,1 = 133 \text{ kN/m}$ berekend in fase 4c

De ankerstaven worden met een hart op hart afstand van 2,80 m geplaatst. Voor de toets op sterkte wordt een factor 1,25 op de kracht in de ankerstaaf toegepast. Het uitgangspunt voor de toetsing op ankeruitval is dat de naastgelegen ankerstangen ieder 50% van de ankerkracht overnemen. De rekenwaarde van de belasting die opgenomen moet worden per ankerstaaf is:

$$P_{d,ugt} = P_{max} \cdot 1,25 = 230 \cdot 2,8 \cdot 1,25 = 805 \text{ kN/anker}$$

$$P_{d,ankeruitval} = P_{max \text{ voor ankeruitval}} = 133 \cdot 1,5 \cdot 2,8 = 559 \text{ kN/anker}$$

De gehanteerde gecorrodeerde eigenschappen van de ankerstaaf zijn:

- Diameter (gecorrodeerd, 6mm afname) 63 mm²
- Oppervlakte (gecorrodeerd) A_{corr} 3117 mm²
- Vloeigrens (rekenwaarde) f_y 550 N/mm²
- Breukgrens (rekenwaarde) f_{tk} 700/1,4 = 500 N/mm² (maatgevend)

De unity check geeft:

$$UC = \frac{P_d}{A_{corr} \cdot f_y} = \frac{805 \cdot 10^3}{3117 \cdot 500} = 0,52 < 1 \text{ dus de ankerstaaf voldoet.}$$

In de bovenstaande berekende maximale ankerkracht is het effect van zakkende grond op de ankerstangen nog niet in rekening gebracht. Deze toename wordt in het DO bepaald op basis van de verwachte zettingen van de aanvulling. De berekende unity check voor de ankerstaaf is bewust laag gehouden om de toeslag ten gevolge van zakkende grond in het DO te kunnen verwerken.

² Op de ankerstang wordt dubbele corrosiebescherming toegepast. Er is conservatief wel gerekend met materiaalafname ten gevolge van corrosie.

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. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- $P_{max}=209*1,1=230$ kN/m berekend in fase 8
- P_{max} voor ankeruitval= $121*1,1=133$ kN/m berekend in fase 4c

Uitgangspunt is dat de gording wordt bevestigd met een dubbele UNP gording aan de damwand. Voor de toets op sterkte wordt een factor 1,10 op de kracht in de gording toegepast. Het maximale moment op te nemen door de gording bedraagt:

- $M_{d,ugt} = 0,1 * P_{max} * L^2 = 0,1 * 1,1 * 230 * 2,8^2 = 198$ kNm
- $M_{d,ankeruitval} = 1/16 * P_{max} * (2 * L)^2 = 0,0625 * 133 * (2 * 2,8)^2 = 261$ kNm

Een enkel UNP300 profiel heeft een (ongecorrodeerd) weerstandsmoment van $W_{el,y} = 535 * 10^3$ mm³. Hier is 10% reductie op toegepast om rekening te houden met corrosie. De unity check bedraagt:

$$UC = \frac{M_{d,ankeruitval}}{2 * W_{el,y} * f_y * 0,9} = \frac{261 * 10^6}{2 * 535 * 10^3 * 355 * 0,9} = 0,76 < 1 \text{ dus de gording voldoet.}$$

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+2,50 m (sondering "75629_DKMP016_(DT212.+050_DKMP2_BIK)" of hoger. Met het teenniveau van NAP-0,50 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 [20]. Voor deeltraject 3A geldt dat vanwege het lokaal lagere achterland tussen DT211 en DT212 er verschillende niveaus bepaald zijn.

De niveaus zijn:

- Voor deel DT211 tot DT212 teenniveau NAP-1,90m
- Voor deel DT212 tot DT214 teenniveau NAP-1,00 m

Voor het deel tussen DT211 en DT212 wordt met een teenniveau van NAP-0,50 m nog niet voldaan aan het vereiste teenniveau voor heave. In het DO wordt hiervoor een aanvullende snede beschouwd.

De langere lengte vereist voor heave is als risicoreservering (zie paragraaf 6.5) opgenomen. In het deel tussen DT212 en DT214 wordt wel voldaan aan het heavecriterium.

3 Teenniveau o.b.v. toetsing verticaal draagvermogen

Het verticaal draagvermogen is getoetst in D-Foundations, de resultaten zijn opgenomen in bijlage A.2. De maatgevende sondering is "75629_DKMP008_(DT211.+002_DKMP2_VL)". Het berekende draagvermogen op het niveau van NAP-0,50 m bedraagt 220 kN/m. Er is getoetst aan de volgende krachten:

- Gewicht sloof en schort: $70 \cdot 1,35 = 95$ kN/m
- Normaalkracht uitvoer Plaxis = $72 \cdot 1,1 = 79$ kN/m (Maximum fase 8)
- Totaal: 174 kN/m

Het verticaal draagvermogen voldoet hiermee op het teenniveau van NAP-0,50 m.

In de toetsing van het verticaal draagvermogen is rekening gehouden met de volgende reducties:

- Om flexibel te zijn in de uitvoering is het draagvermogen berekend met 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 30%. De reductie is als volgt bepaald:

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

- γ_{qc} de correctiefactor voor conusweerstand qc [-]
- σ'_i de initiële effectieve spanning [kN/m²]
 σ'_i is bepaald in Plaxis. Hiervoor is uitgegaan van de effectieve spanning ter plaatse van de teen van de damwand in fase 2b. De freatische lijn en stijghoogte zijn hier overeenkomstig met 'dagelijkse omstandigheden'.

$$\sigma'_i = 159 \text{ kN/m}^2$$

- 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.

$$\sigma'_d = 79 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{qc} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}} = \sqrt{\frac{79}{159}} = 0,70$$

De totale reductie op de conusweerstand bedraagt $(1 - 0,70 \cdot 0,70) \cdot 100\% = 51\%$

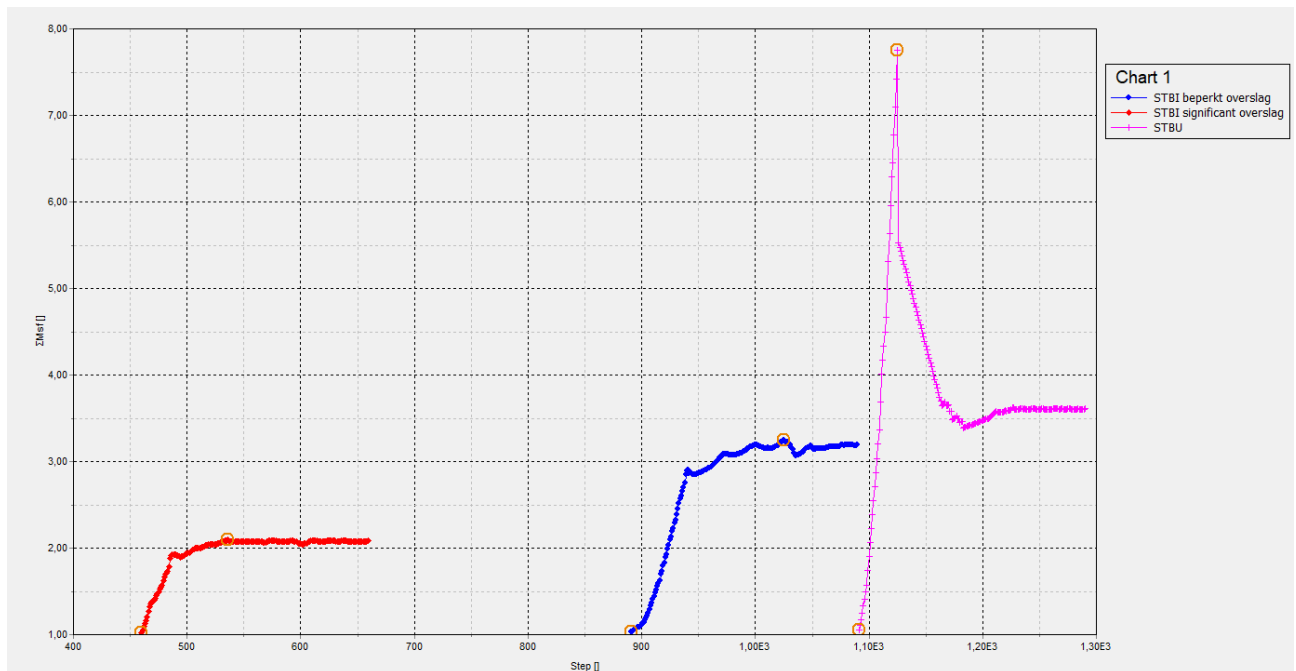
Met het teenniveau van NAP-0,50 m is aan alle bovenstaande criteria voldaan.

5.2.6. Toetsing vulling kistdam

In de PPE en PPL is nog geen invulling gegeven aan het toetsen van de stabiliteit van de vulling van de kistdam. Er is gekozen om de stabiliteit te onderzoeken door het toepassen van een Phi/C reductie op alleen de vulling van de kistdam. De berekende veiligheidsfactoren per scenario bedragen:

- STBI Geen significant overslag : 3,19
- STBI Significant overslag 2,09
- STBU: 3,61

Het verloop van de Phi/C reducties is weergegeven in Figuur 5-5. Opgemerkt wordt dat bij de gevonden veiligheidsfactoren voor STBI beperkt overslag en STBU sprake is van lokale glijvlakken en niet van het algeheel falen van de vulling. Omdat de berekende veiligheidsfactoren dermate hoog zijn, is instabiliteit van de kistdam geen maatgevend faalmechanisme van de kistdam.



Figuur 5-5: Toetsing stabiliteit vulling kistdam

5.2.7. 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 4c bedraagt 0,03 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,04 m. Hiermee is voldaan aan eis 1.
- De berekende verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen in fase 4c bedraagt 0,02 m. Inclusief schematiseringsfactor bedraagt dit 0,03 m. Hiermee is voldaan aan eis 2.
- De berekende horizontale vervorming van de constructie in fase 4c bedraagt 0,07 m, inclusief schematiseringsfactor is dit 0,09 m. Hiermee is voldaan aan eis 3.

In de toetsing van de situatie met significante overslag zijn grotere vervormingen berekend (ca. 30 cm). Vanwege het aanzienlijke afslagprofiel dat hier gemodelleerd is, betreft dit een zeer uitzonderlijke situatie. Er is daarom niet getoetst aan deze berekende vervormingen.

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.
- Scharnierende verbinding ankerstang met de damwand ontwerpen.
- Invloed zakkende grond op de ankerstang beschouwen.
- De lasverbinding van de niet geponste damwand sloten.
- De constructieve en geotechnische schematiseringsfactor dient afgeleid te worden.
- Uitwerken van het voorhangschort inclusief bekleding.
- Het detail om beïnvloeding van de freatische lijn gedurende WBN situatie te voorkomen dient nader uitgewerkt te worden.
- De aansluiting van de langsconstructie op de zelfstandig waterkerende constructie t.p.v. ontwikkellocatie Santwyckse Poort en de aansluiting op deeltraject 2 (Fluvia Tiel)
- Controleren van de uitvoeringsstabiliteit van het dijklichaam
- Aanvullende rekensneden beschouwen t.b.v. mogelijke optimalisaties in het ontwerp
- Het verwerken van de uitkomsten van het geotechnisch labonderzoek in het ontwerp..
- Bepalen welke aspecten gemonitord dienen te worden (trillingsmetingen panden, bouwkundige opname, etc)
- Invloed van de damwand op de dagelijkse geohydrologische situatie.
- Volledige toetsing van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts op alle scenario's uitvoeren.
- 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: Niet beheerste Risicotabel langsonstructie

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
1	Obstakels in ondergrond	1) Archiefinformatie niet volledig 2) Onvoorziene obstakels	Damwanden	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

Nr.	Risico	Oorzaak	Gevolg	Omgang met risico
2	Te hoge weerstand in zandlaag	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	Damwanden niet op diepte	(aandachtspunt is controle op heave) 1) Analyse m.b.t. inbrengbaarheid van de damwandplanken 2) Voorboren* 3) Fluideren* 4) Trillend installeren
3	Binnentalud instabiel tijdens aanbrengen damwand	Te zwaar materieel op de dijk / ondeugdelijke kraanopstelling	1) Bezwijken talud 2) Schade aan omgeving en materieel 3) Slachtoffers	Stabiliteit dijklichaam met materieel toetsen (evt. maatregelen nemen om belasting te spreiden)
4	Trillingen ten gevolge van installatie te hoog	Grondopbouw wijkt af van het beschikbare onderzoek	1) Overlast omgeving 2) Schade aan bebouwing	Damwanden drukkend installeren

* In het VO is nog geen rekening gehouden met de effecten van fluideren en voorboren op het ontwerp. In het DO wordt nader onderzocht of het ontwerp flexibel gemaakt kan worden, zodat fluideren of voorboren als beheersmaatregel toegepast kan worden.

6.3. Openstaande raakvlakken

Voor de vervolgfase gelden de volgende openstaande raakvlakken:

Tabel 6-2: Openstaande raakvlakken Langsconstructie

Nr.	Raakvlakobject	Omschrijving	Omgang met raakvlak
1	Bestaande constructie	Tussen DT211 en DT213 bevindt zich een bestaande damwand constructie.	De buitendijkse damwand kruist deze bestaande damwandconstructie. In het DO wordt nader bepaald hoe hier in de uitvoering mee omgegaan wordt.
2	Kabels en leidingen	De aanwezige kabels en leidningen zijn benoemd in paragraaf 2.1	De omgang met de kabels en leidingen wordt bepaald in het DO.
3	Trapconstructies	In het binnentalud bevinden zich drie trapconstructies	Het uitgangspunt is dat deze tijdelijk (evt. gedeeltelijk) verwijderd worden en na realiseren constructie teruggeplaatst worden.
4	Aansluiting op deeltraject 2	Ter plaatse van DT211 sluit de kistdam aan op een dijklichaam zonder constructieve versterkingen.	De aansluiting of overgang tussen deze twee dijklichamen wordt in het DO uitgewerkt.
5	Aansluiting op ontwikkellocatie Santwyckse Poort	Ter plaatse van DT214 wordt een verankerde damwand in de buitenteen (of combiwand) als zelfstandig waterkerende constructie aangebracht.	De overgang tussen deze constructie types wordt in het DO uitgewerkt.

6.4. Afgeleide eisen

De onderstaande aandachtspunten zijn er voor de uitvoeringsfase:

- De afspankracht van de ankers bedraagt 150 kN.
- De legankers voorzien van een wartel om voorspanning aan te kunnen brengen.
- Tijdens de uitvoering dient er voldaan te worden aan de eisen opgenomen in [14].

6.5. Risicoreservering DO-fase

In de voorliggende rapportage en bijbehorende berekeningen is nog geen rekening gehouden met het toepassen van maatregelen (bijvoorbeeld 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. Vanwege het lokaal lagere achterland tussen DT211 en DT212 zijn er in deze zone langere damwanden nodig om te voldoen aan de toetsing op heave. Om de invloed van de uitvoeringsmaatregelen en de langere lengte t.b.v. heave te ondervangen wordt voorgesteld om uit te gaan van het volgende damwandprofiel in de VO-raming:

- AZ28-700 S355GP, lengte 13,5 m. (voor zowel de binnendijkse als buitendijkse damwand)

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 Deeltraject 3 controle doorsnede damwand binnendijks
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700
 type damwandprofiel Z-plank
 staalsoort S 355 GP
 Toelaatbare staalspanning f_y 355 N/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)* I 7.63 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 0.69
 corrosiefactor Zone B 0.83
 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}	509	507	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	107	107	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	211	211	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.	0.80	0.56	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.27	0.23	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.02	0.02	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.30	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

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 3 controle doorsnede damwand buitendijks
Revisie 1
Datum 18-12-2020

INVOER

Invoer: gegevens damwand

damwandprofiel AZ26-700
 type damwandprofiel Z-plank
 staalsoort S 355 GP
 Toelaatbare staalspanning f_y 355 N/mm²
 elasticiteitsmodulus E 2.10E+05 N/mm²
 kniklengte (NEN-EN 1993-5 fig 5-2)* I 7.63 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 0.69
 corrosiefactor Zone B 0.83
 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}	442	461	0	0 kNm/m
optredende normaalkracht	N_{ed}	174	174	0	0 kN/m
optredende dwarskracht	V_{ed}	157	157	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.	0.69	0.51	0.00	0.00
Dwarskracht	U.C.	0.20	0.17	0.00	0.00
Normaalkracht	U.C.	0.04	0.03	0.00	0.00
Moment + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Moment + Normaalkracht + Dwarskracht	U.C.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
Plooi	U.C.	0.22	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. Verticaal draagvermogen

Deze bijlage betreft het D-Foundations rekenmodel "INFR200121 B-008 201218 Draagvermogen damwand rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

B. 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_DKMP024_(DT214.+020_DKMP2_BUK)
- 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 3A is weergegeven in Figuur 2-2. De versterking in dit dijkvak bestaat uit het aanbrengen van een kistdam. Hierbij wordt zowel in de binnenkruinlijn als in de buitenteen een damwand aangebracht, deze twee damwanden worden onderling gekoppeld door legankers. Indicatief is het tracé van de damwanden aangegeven met de rode lijnen. De panden die het dichtstbij de damwand staan zijn aangegeven met de gekleurde rechthoeken. De volgende bebouwing is aanwezig:

- Oranje rechthoek: (3x) J.W. Nieuwenhuysestraat 25-33, C. de Kleijnstraat 18-60 en Annie Foorestraat 18-60. Betreft een op palen gefundeerd complex met 9 bouwlagen. Het pand heeft een betonnen draagconstructie. De afstand tot de damwand in de binnenkruinlijn is ca. 14 m.
- Blauwe rechthoek Echteldsedijk 16. betreft een op staal gefundeerd woonhuis met 3 bouwlagen. Het woonhuis heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot de buitendijkse damwand bedraagt ca. 10 m.
- Gele rechthoek: Echteldsedijk 12, betreft een op staal gefundeerd woonhuis met 3 bouwlagen. Het woonhuis heeft een draagconstructie van metselwerk. De afstand tot de buitendijkse damwand bedraagt ca. 5 m..



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

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

- Alle panden zijn ingedeeld in categorie 2:
In de appartementencomplexen zijn scheidingswanden van metselwerk toegepast. Deze onderdelen vallen onder: *Onderdelen van een gebouw die niet tot de draagconstructie behoren zoals scheidingsconstructies die bestaan uit niet-gewapend beton, metselwerk of brosse steenachtige materialen.*
De panden Echteldsedijk 12 en 16 vallen ook in constructie categorie 2:
Onderdelen van de draagconstructie van een gebouw indien deze bestaan uit metselwerk.
- Bouwkundige staat: de predictie is uitgevoerd voor zowel een normale als een gevoelige bouwkundige staat omdat gegevens hieromtrent momenteel ontbreken. Voor zover bekend zijn er ook geen monumentale panden in dit deeltraject. De bouwkundige staat dient nader geverifieerd te worden voorafgaand aan de uitvoering, aanbevolen wordt om daarvoor een bouwkundige opname uit te laten voeren. Omdat de appartementencomplexen nog relatief nieuw zijn, wordt voor de predictie aangenomen dat deze een normale bouwkundige staat hebben.
- Fundering op staal en fundering op palen. De twee buitendijkse panden zijn op staal gefundeerd, de appartementen complexen op palen.
- De aan te brengen damwanden zijn van het type AZ26-700 waarbij de buitendijkse damwand 11,5 m lang is, de binnendijkse damwand 11,5 m.

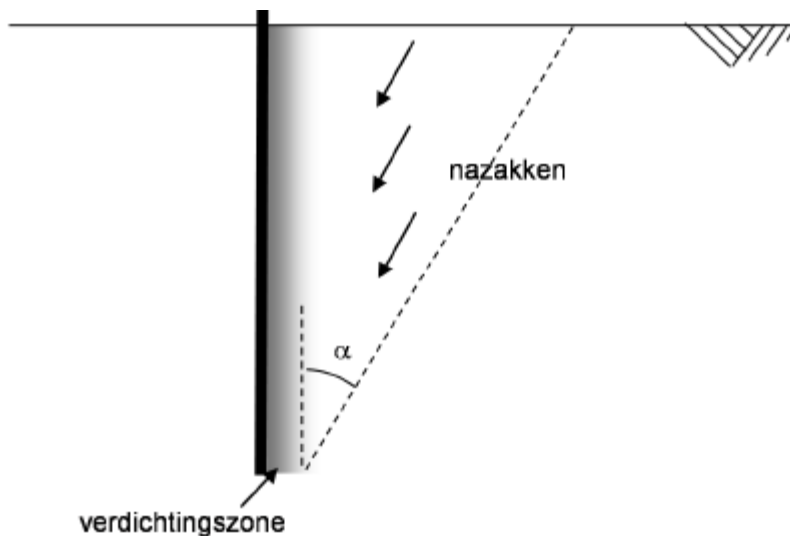
- De slagkracht is bepaald op basis van de NVAF-PSD grafieken beschikbaar in CUR166 [3]. Grafiek 36 (hoogfrequent trillen in Tiel) is toegepast, conform deze grafiek zijn deze damwanden te installeren met een slagkracht van 1150 kN³.

De fundering van de appartementengebouwen wordt als niet trillingsgevoelig beschouwd aangezien deze conform [6] kan worden aangemerkt als:

funderingen met niet-grondverdringende palen (avegaarpalen, boorpalen) die, gegeven de eigenschappen van de trillingsbron, verwaarloosbare zakkingen zullen vertonen door extra negatieve kleef of verdichting van lagen onder het paalpuntniveau;

Om te bepalen of de funderingen van de panden Echteldsedijk 12 en 16 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 troeg 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:

$$L=1+\tan(\alpha) * L_{\text{damwand}}=1+\tan(30)*11,5=7,63 \text{ m}$$



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

Het pand Echteldsedijk 12 bevindt zich dicht bij de damwand dan 7,63 m en de fundering van dit pand wordt daarom als trillingsgevoelig beschouwd.

Ter plaatse van het pand aan de Echteldsedijk 16 is sprake van aanwezigheid van losgepakte zandlagen (sondering DT211.+002_DKMP_VL). In geval van (zeer) losgepakte zandlagen in het bodemprofiel kan sprake zijn van een groter invloedsgebied dan weergegeven in bovenstaande figuur, waarbij zettingen tot ca.

³ 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 damwandlengte uit de damwand niet uitgesloten kunnen worden. Uitgaande van een puntniveau van de damwand van ca. NAP- 0,5 m en een maaiveldniveau van ca. NAP+ 9 m ter plaatse van de genoemde sondering is de afstand van 10 m tot de damwand net op de grens. Voor nu wordt er van uitgegaan dat de fundering als niet trillingsgevoelig is aan te merken, nadat de exacte positie van de damwand is vastgesteld wordt geadviseerd dit nogmaals te controleren.

De vereiste afstand tussen de panden en de te installeren damwanden op basis van de trillingspredictie zijn weergegeven in Tabel 6-3. Hierbij is onderscheid gemaakt in het type meting (indicatief, beperkt en uitgebreid) en de bouwkundige staat. In Tabel 6-4 is in grafieken de trilsnelheid in de ondergrond t.o.v. de afstand vanaf de te installeren damwand weergegeven.

Tabel 6-3: Minimaal benodigde afstand tussen panden en damwand per type meting en grenswaarde

Object	Grenswaarde	Minimaal benodigde afstand [m]		
Appartementencomplexen		Normale bouwkundige staat en constructie categorie 2:		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
	4,80 mm/s	100	75	40
Echteldsedijk 12*, 16		Constructie categorie 2		
		Indicatieve meting	Beperkte meting	Uitgebreide meting
Normale bouwkundige staat	4,80 mm/s	100	75	40
Gevoelige bouwkundige staat	2,82 mm/s	282	216	111

*Het pand Echteldsedijk 12 dient beschouwd te worden als trillingsgevoelig. Hiervoor geldt een nog lagere grenswaarde dan voor categorie 2, maar dit is vanwege de huidige bevindingen (verhoogd risico) niet nader meer beschouwd. De trillingsgevoeligheid van deze fundering dient in het DO echter wel te worden meegenomen.

Volgens de predictie is er een verhoogd risico op schade aan de aanwezige bebouwing (>1%) vanwege het onderschrijden 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 :

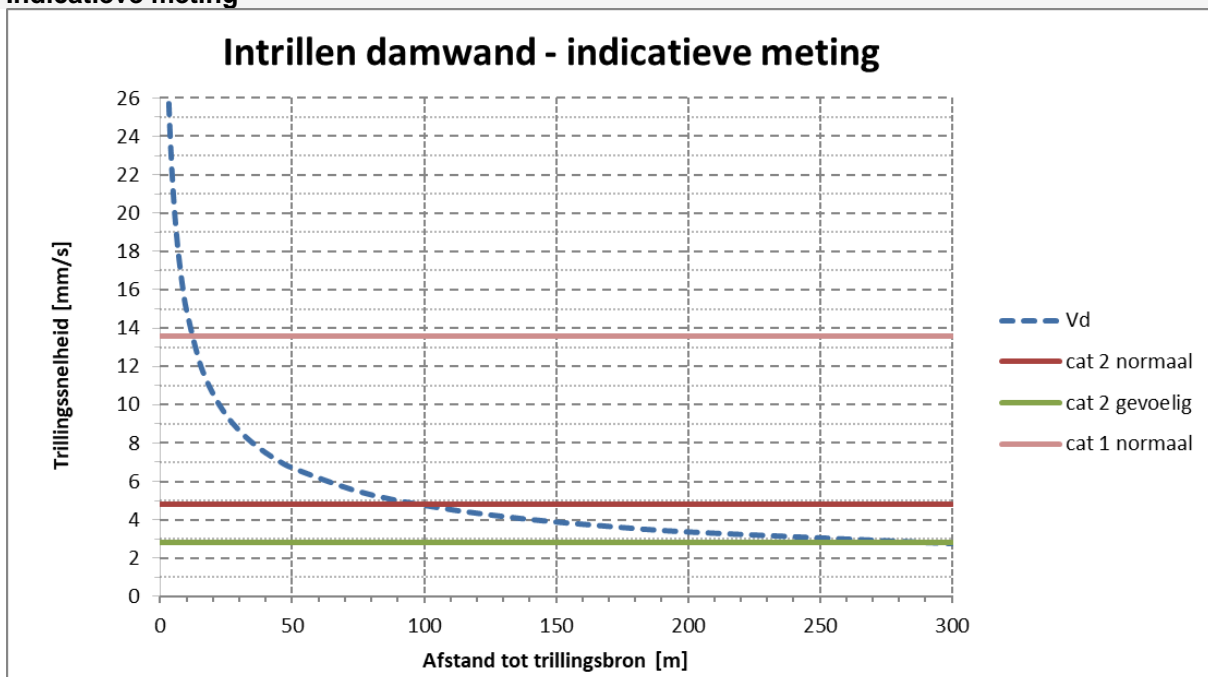
- Damwanden drukkend aanbrengen, dit is trillingsarm. Er is gecontroleerd dat de damwand zelf schadevrij aangebracht kan worden.
- Fluïderen of voorboren van de damwand tijdens het trillen, dit reduceert de weerstand tijdens het inbrengen en in het algemeen de trillingen. In de nabijheid van de damwand 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 (tot bijvoorbeeld 2 m onder funderingsniveau van de betreffende panden) 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 6-4: Trillingspredictie (blauw) en grenswaarden als functie van de afstand.

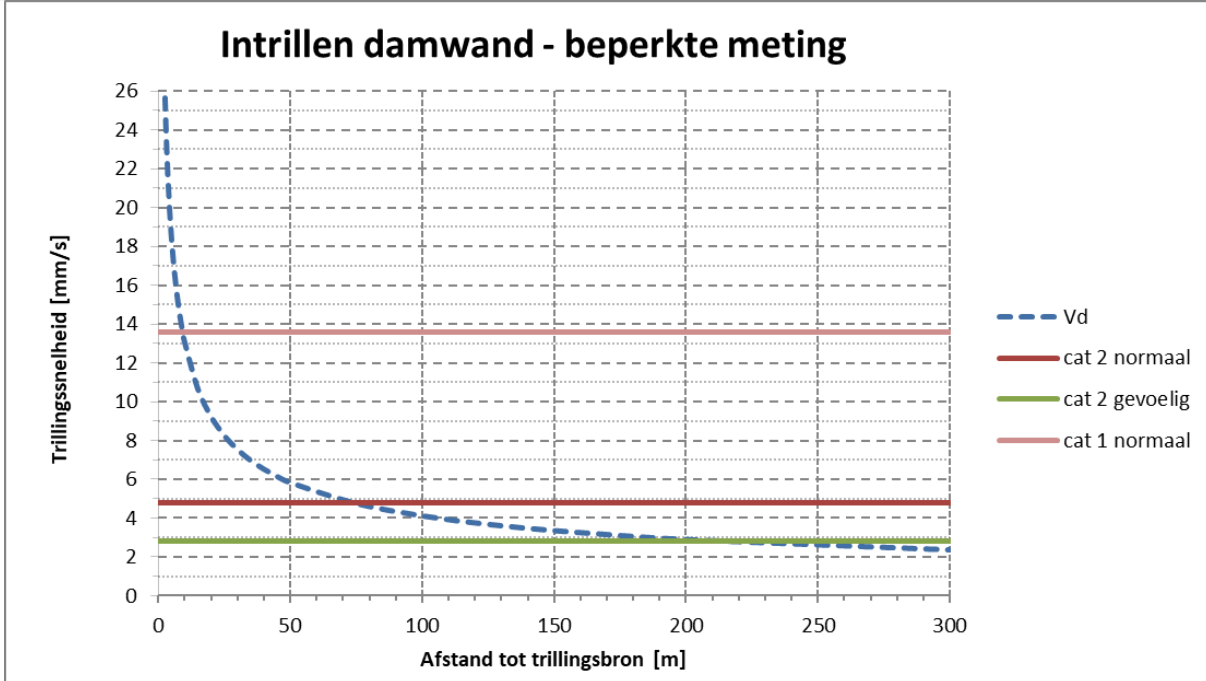
1% Grenswaarde (schade)

Indicatieve meting

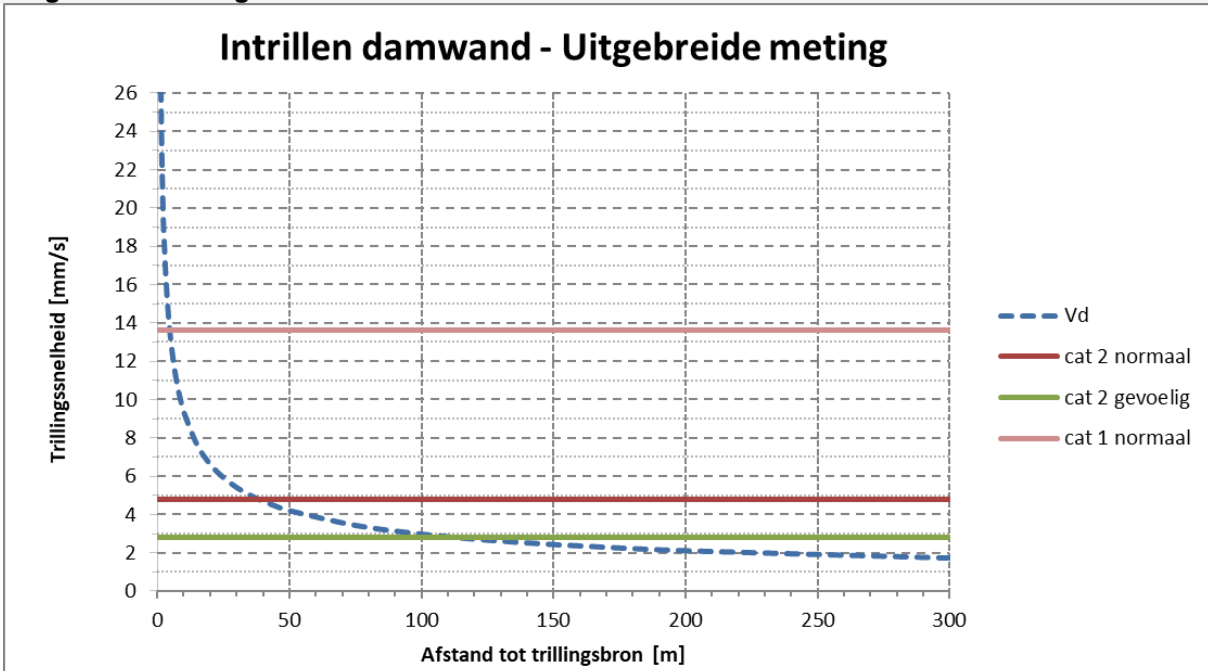


1% Grenswaarde (schade)

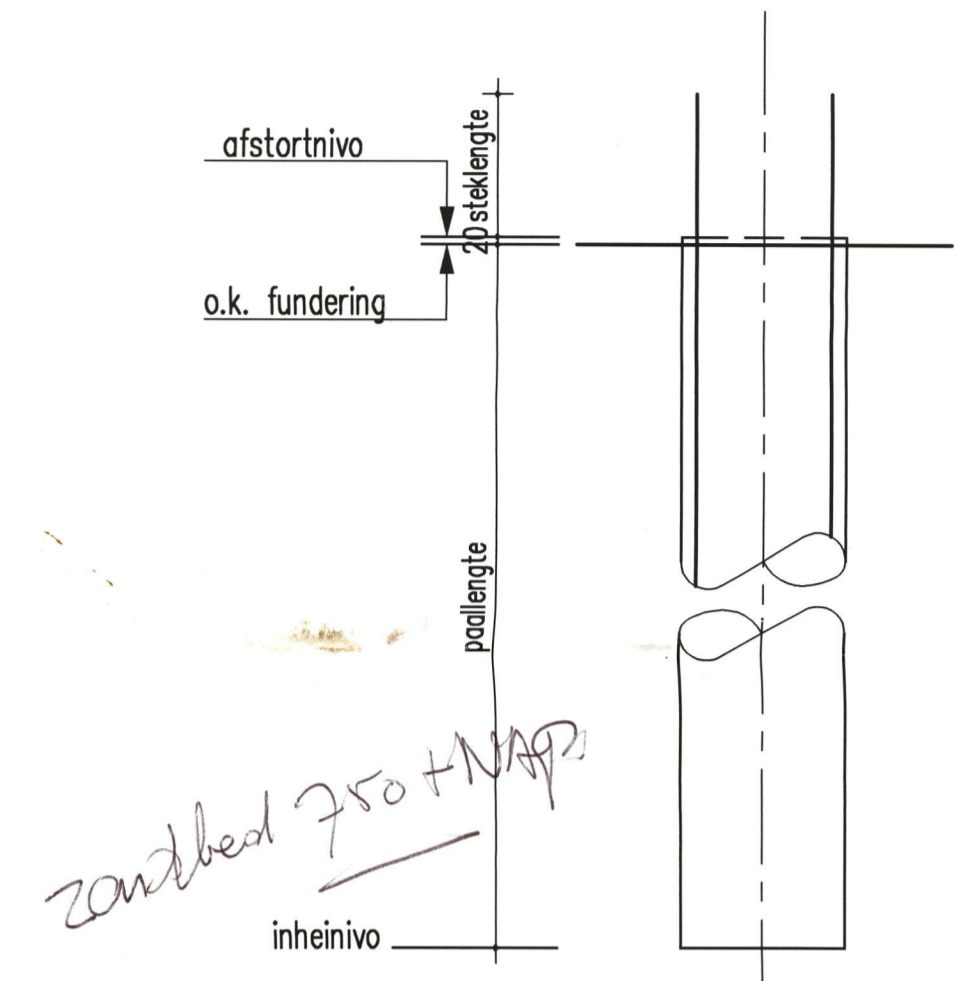
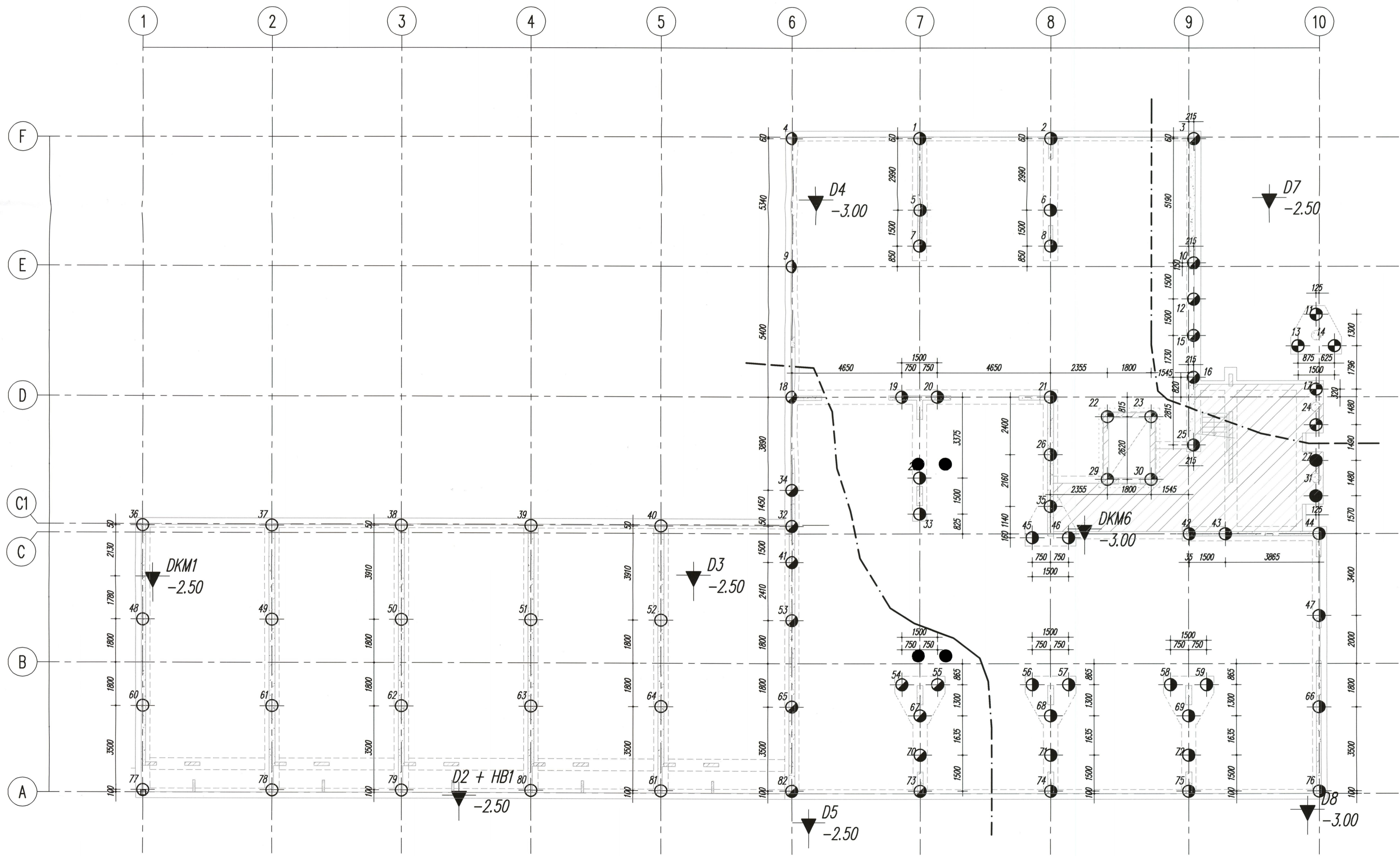
Beperkte meting



Uitgebreide meting



B.1. Archiefinformatie panden



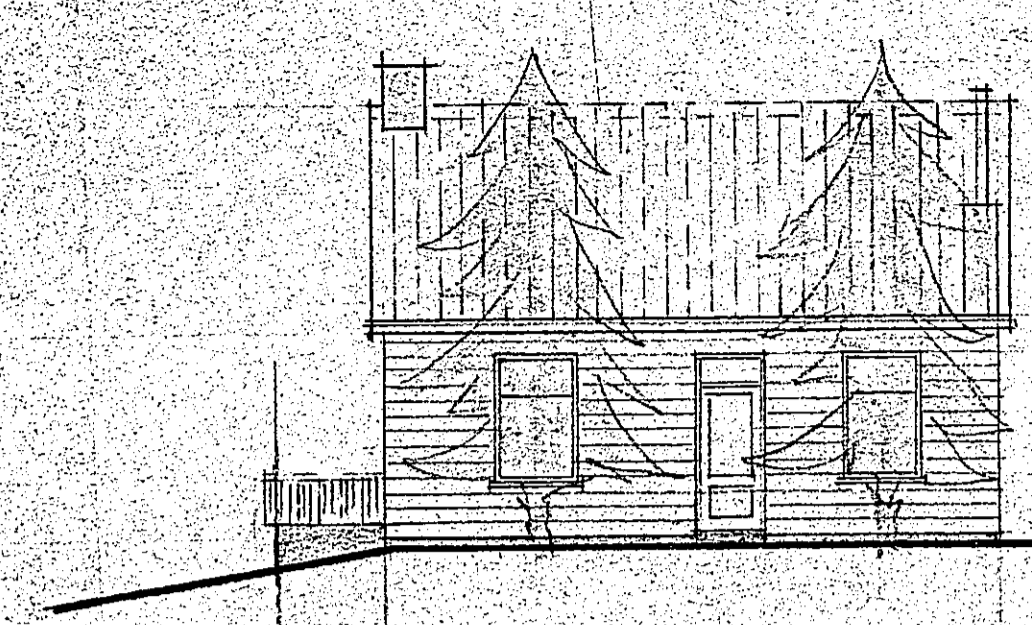
BOUWEN EN MILIEU TIEL
ONTVANGEN
22 FEB 2001
Nr. 90-002

RENVOOI
PEIL = 7.90 m +N.A.P.
JUISTE PAALPUNTNIJVO D.M.V. INDRAAIMOMENT TE KONTROLEREN
TIJDENS STORTEN BETONDRIJK KONTROLEREN
1
-3.00 SONDERING MET PAALPUNTNIJVO T.O.V. N.A.P.
TOE TE PASSEN PALEN : OMEGAPALEN 450/450
OMEGAPALEN 500/500
TOTAAL 82 STUKS

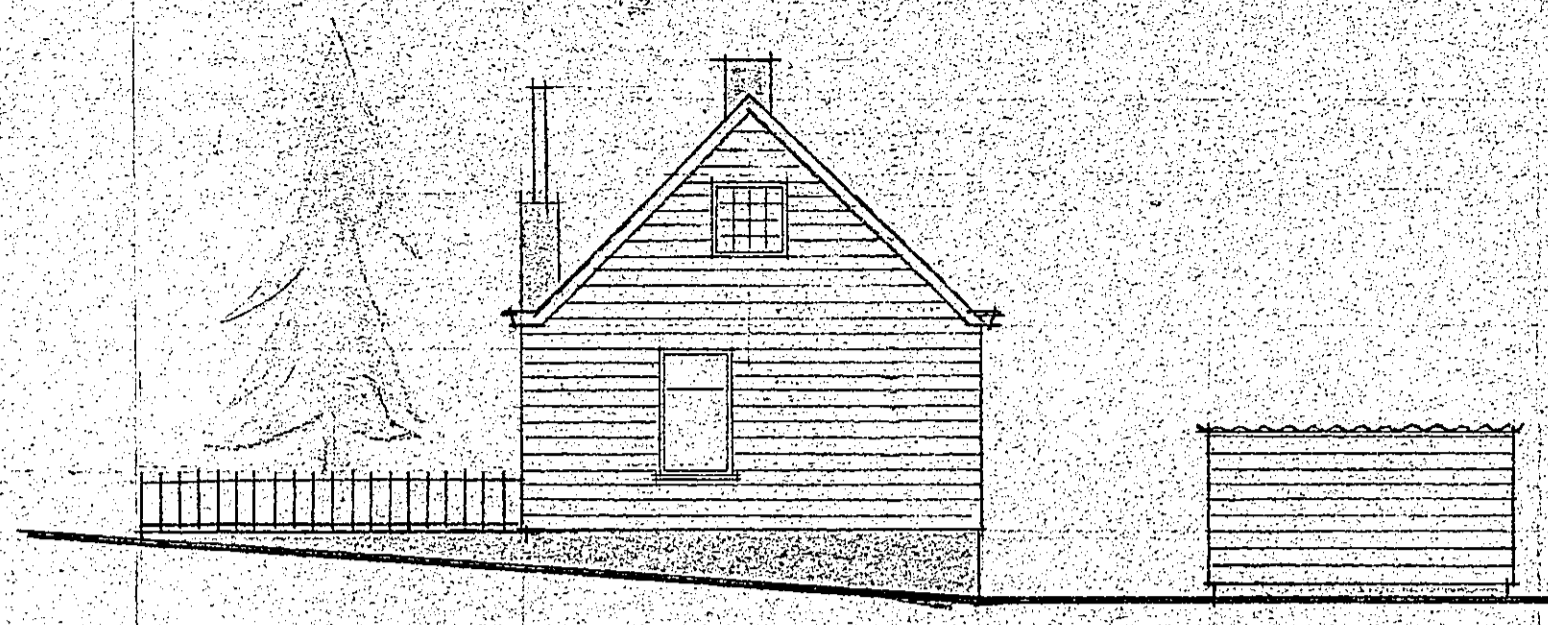


PLENSTAAT						
solering	type	afmeting in mm.	afstorniveau in m. t.o.v. N.A.P.	paalpunt-niveau in m. t.o.v. N.A.P.	paallengte in m.	aantal
DKM1 D2+HB1, D3	⊕	450	7.18	-2.50	9.68	20
D4, 5, DKM6, D7, D8	⊕	500	7.18	-3.00	10.18	34
	⊕	500	6.23	-3.00	9.23	4
	⊕	500	6.99	-3.00	9.99	2
	⊕	500	6.99	-2.50	9.49	5
	⊕	500	7.18	-2.50	9.68	17

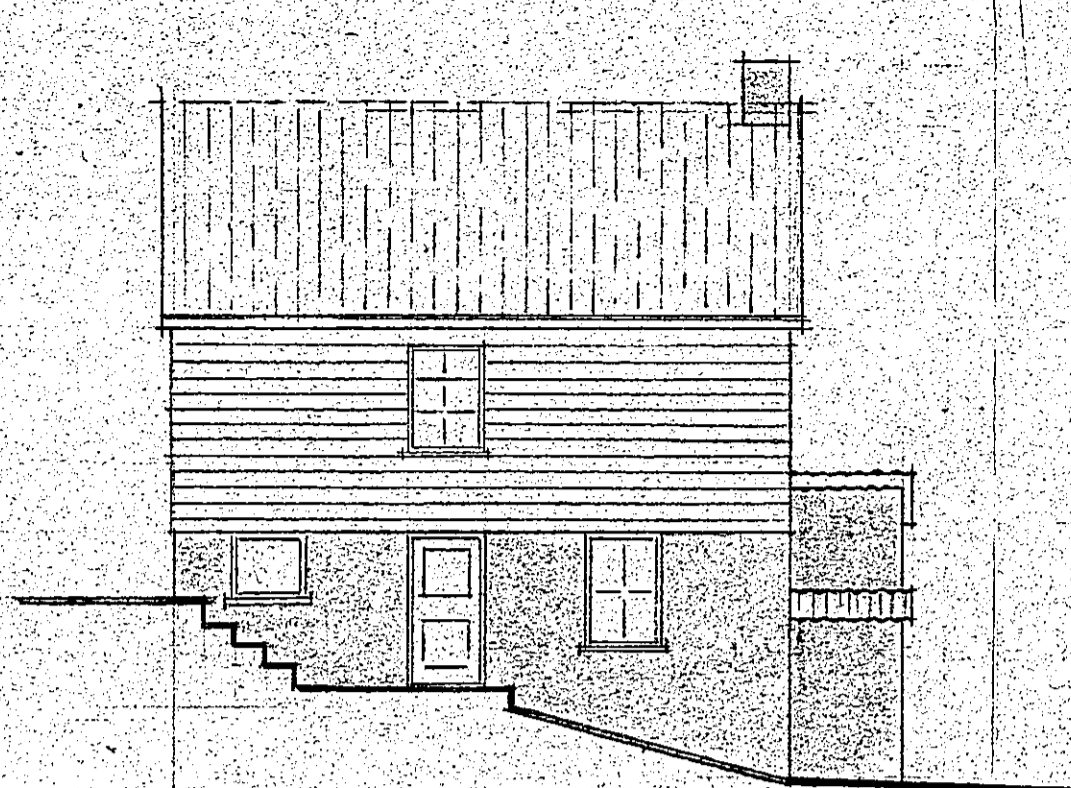
Projekt: APPARTEMENTTOREN TE TIEL Onderdeel: PALENPLAN BLOK 1 Opdrachtg: ONTWIKKELINGSCOMBINATIE JMP/ERA Architect: KLUNDER ARCHITECTEN ROTTERDAM				
getek. H v/d R. datum: 06-11-'00	konstr.: gez.:		school: 1:100 1:20	werknr.: V1734
formaat : 841x594		van der vorm engineering bv beton-, staal- en houtconstructies		
■ maarsse planetenbaan 67 3806 AK maarsse telefoon 0346-560024 telefax 0346-563248		□ 's-grovenhoge jzef israel slaan 56a 2596 AR 's-grovenhoge telefoon 070-3245429 telefax 070-3245431		□ 's-hertogenbosch bremvallei 3 5237 LV 's-hertogenbosch telefoon 073-6444331 telefax 073-6442331



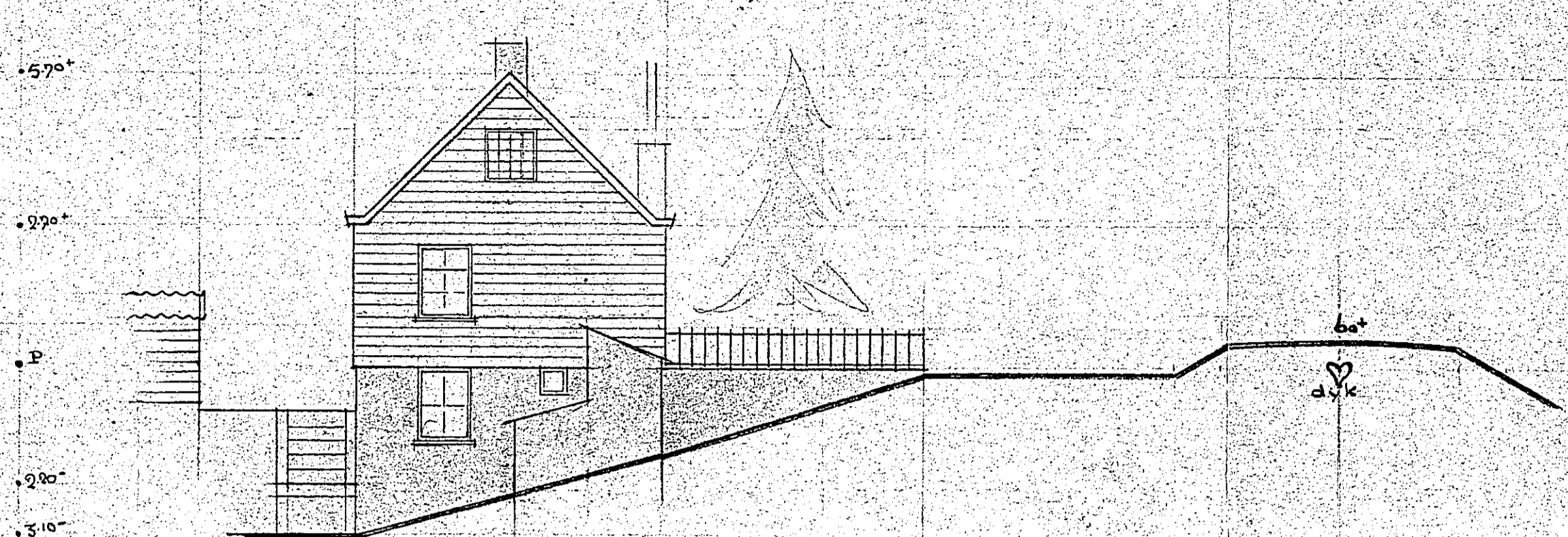
noord gevel



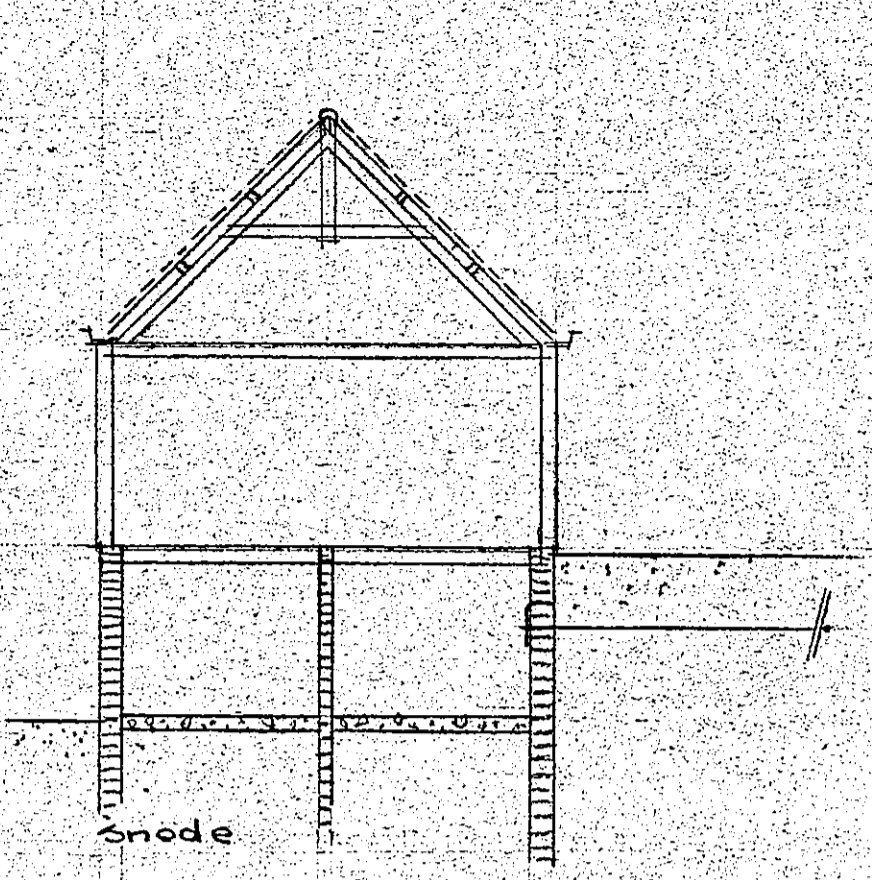
westgevel



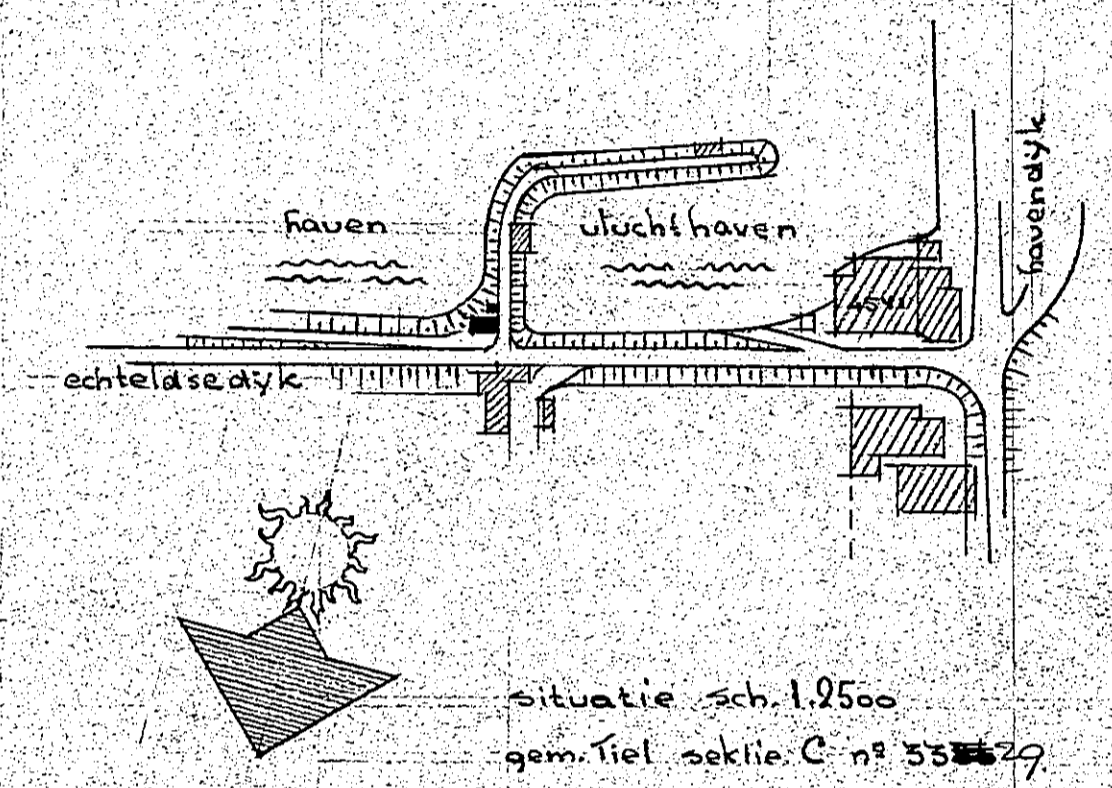
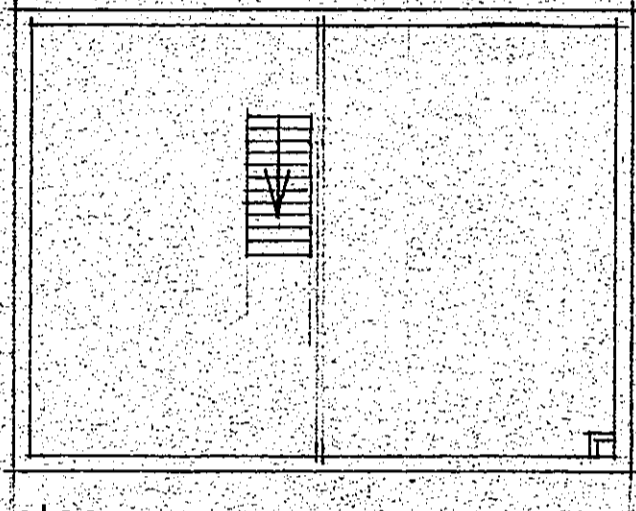
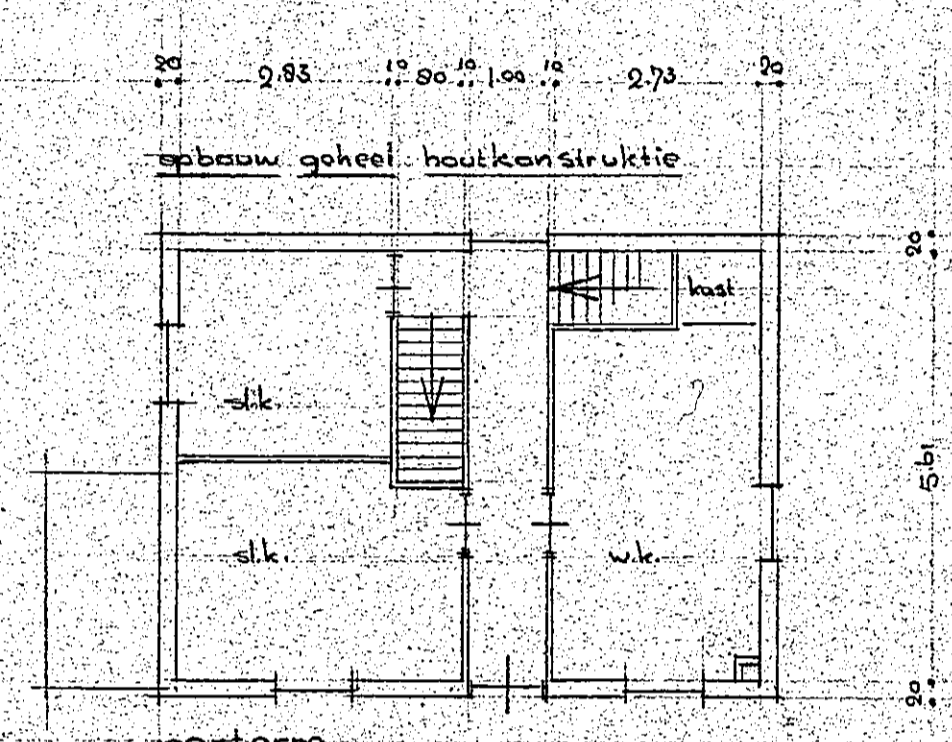
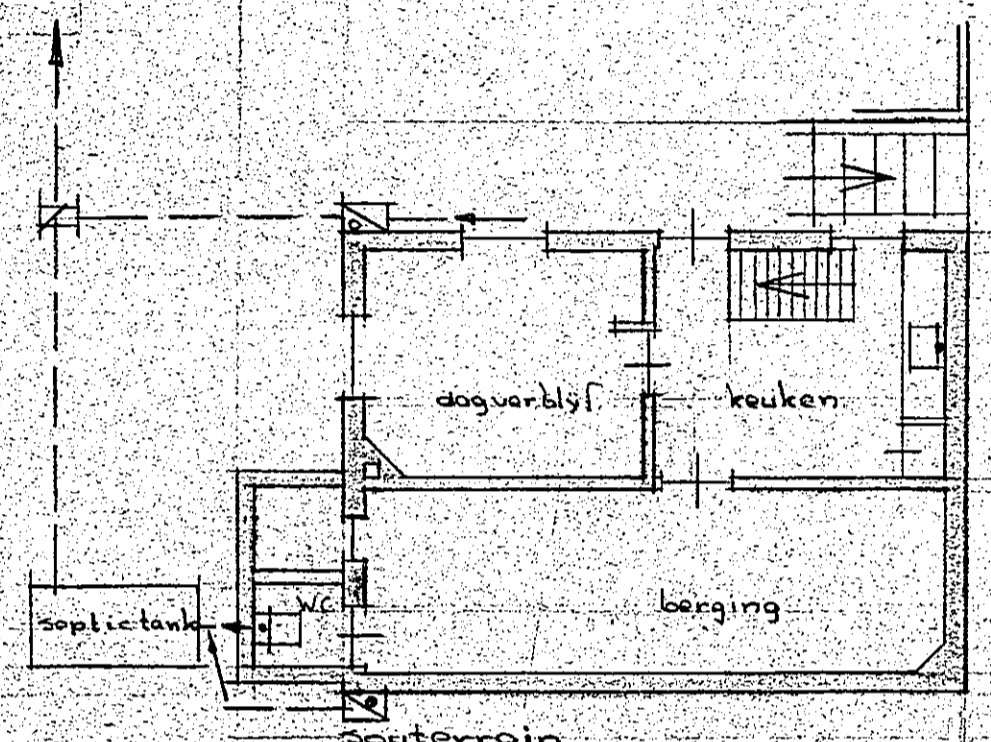
zuidgevel



oostgevel



snode

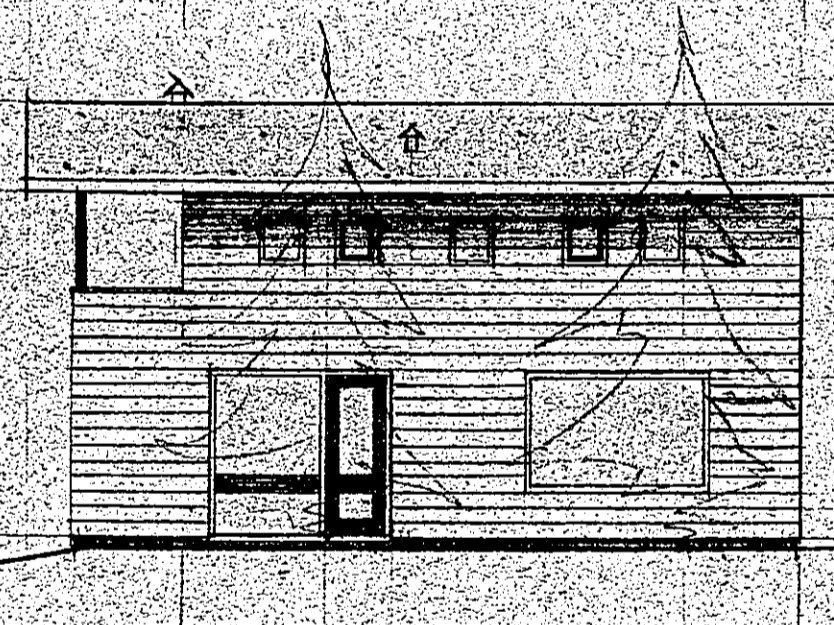


situatie sch. 1:2500
gem. tiel. sectie C n° 555579

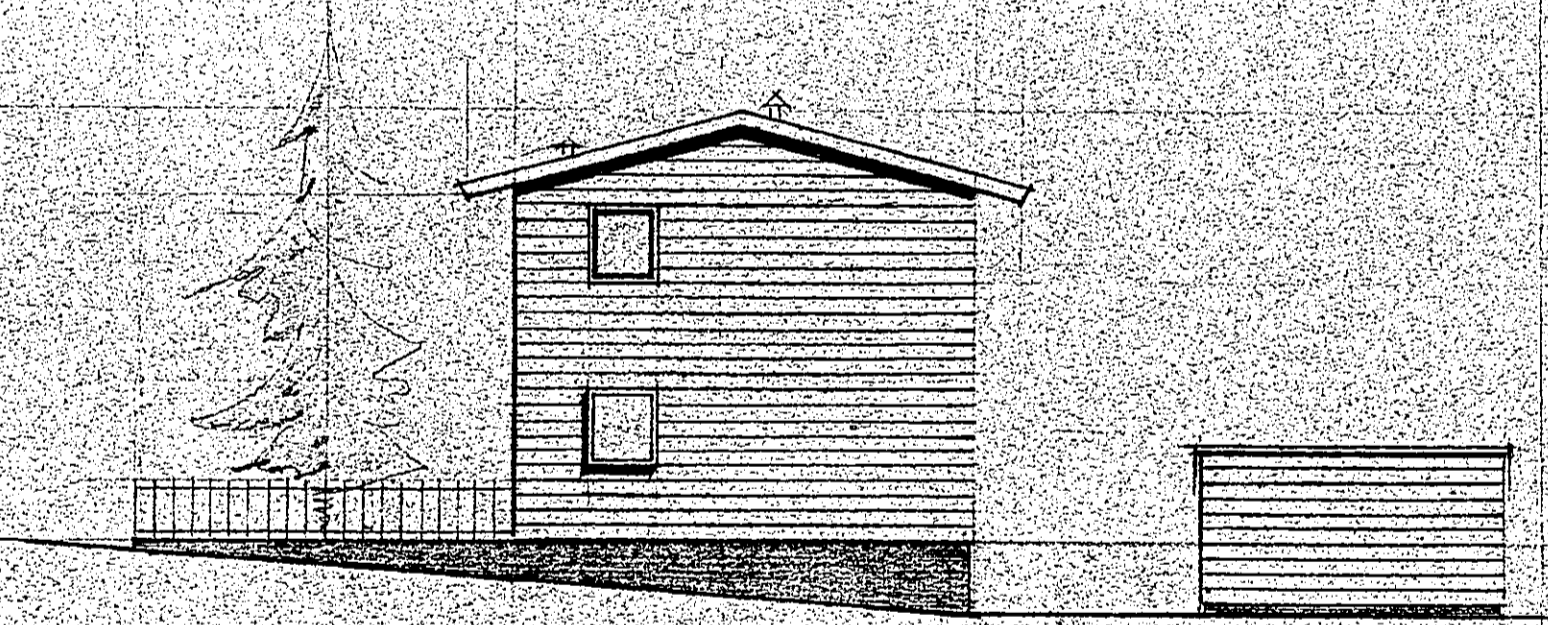
	geen belendingen	
bestaand	dak	pannen blauw-zwart
	wanden + P	grenen scheepsgrys carb.
	muren 1/2 P	steen gry's
	koz., ramen, deuren	grenen wit
verbauid	dak	ruberoïd blauw-zwart
	wanden + P	grenen licht bruin sadolins
	koz., ramen, deuren	grenen nêgre " "
	daklysten, balkonhek	grenen " " "
	muren 1/2 P	steen zwart
	tuin hek, steunpalen	yzer zwart

Gewaarmerkt als behorende bij Dorsluit
van Burgemeester en Wethouders van
Tiel dd. 24 maart 1922 N. 00. 1140
De Secretaris van Tiel. 1140

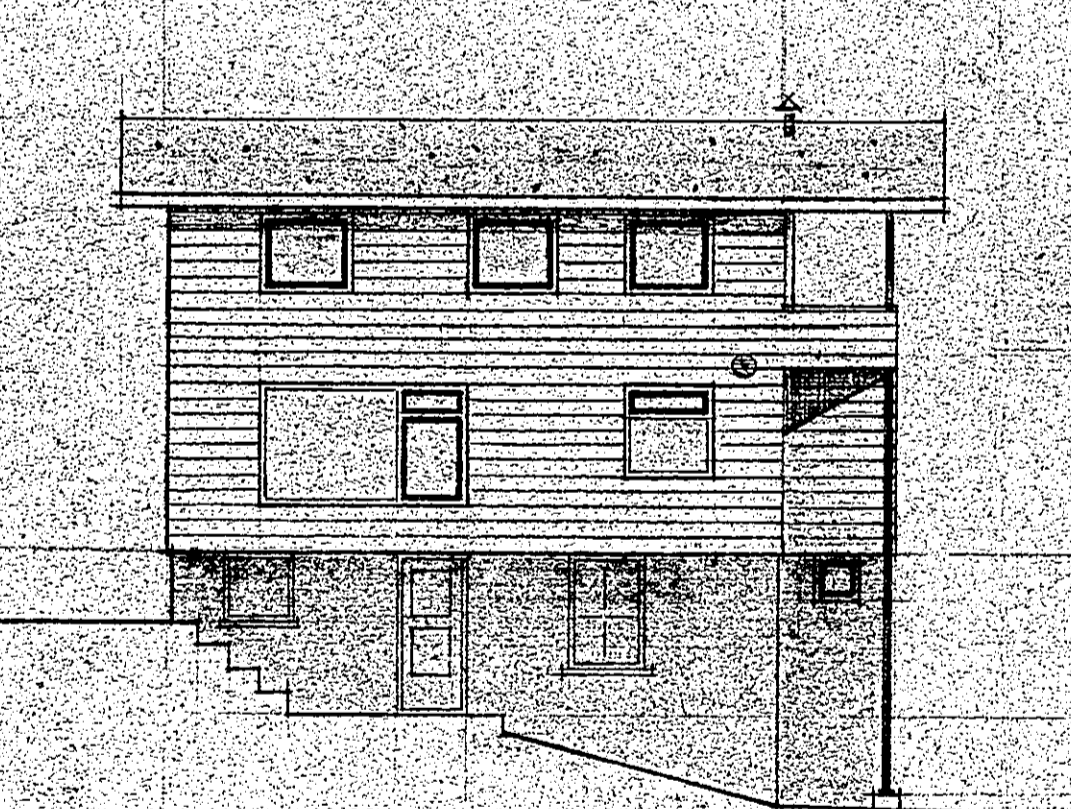
80.490



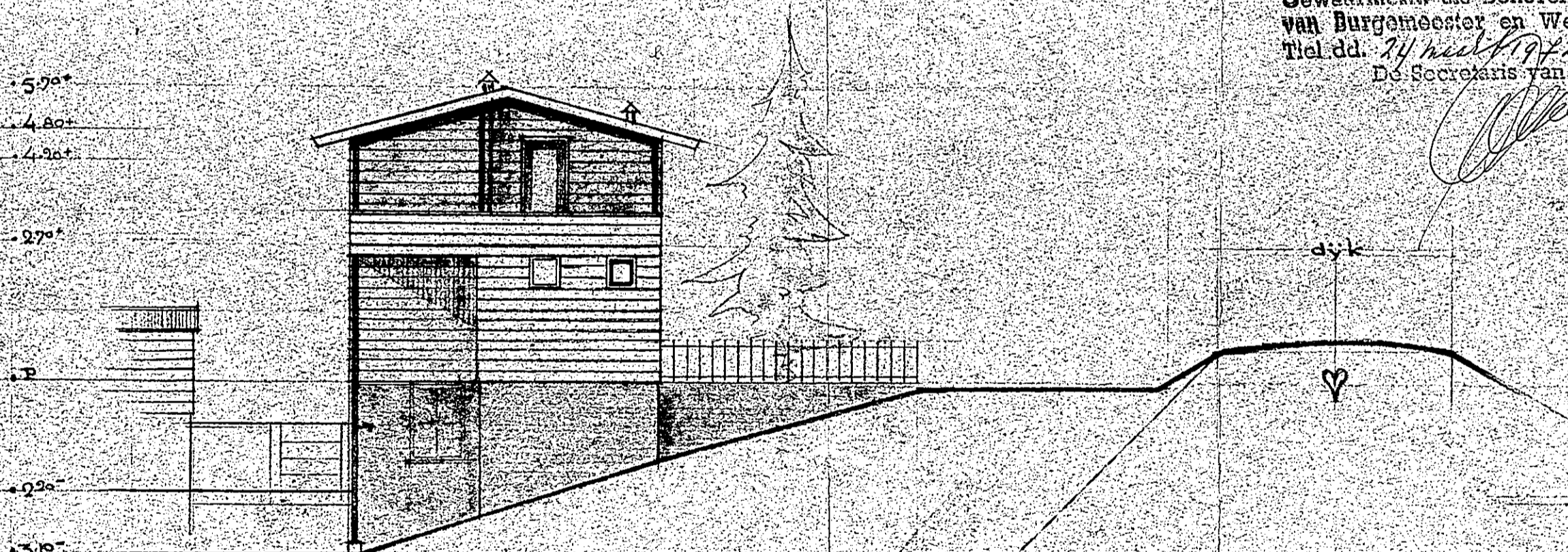
noord gevel



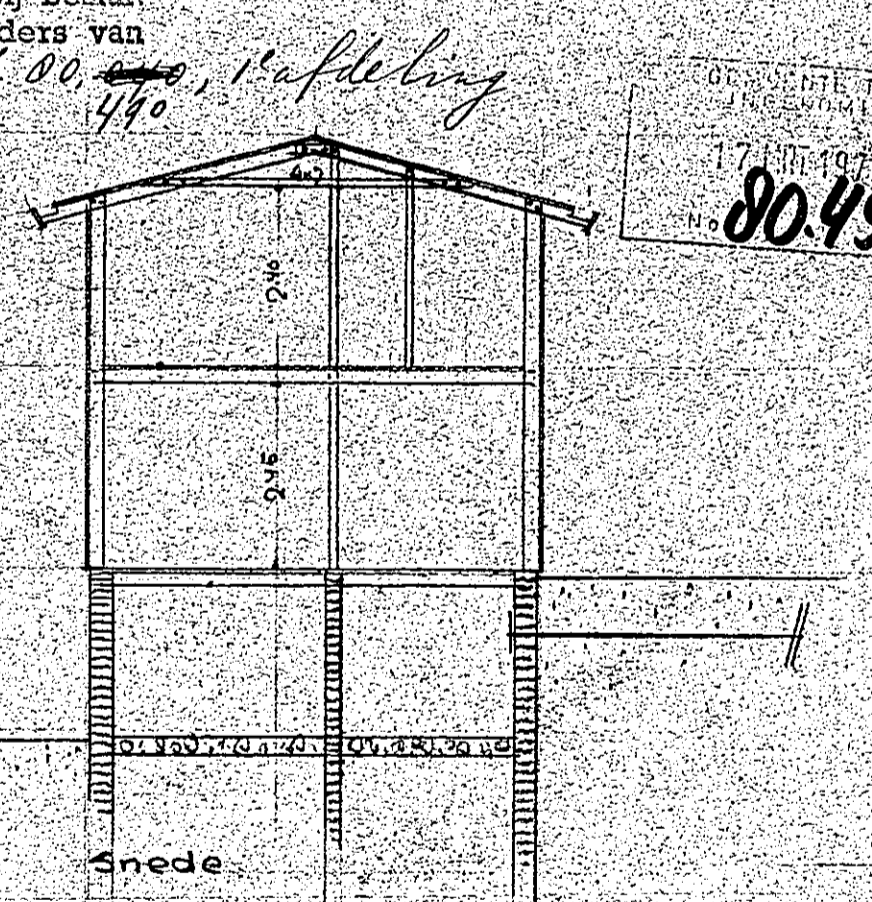
westgevel



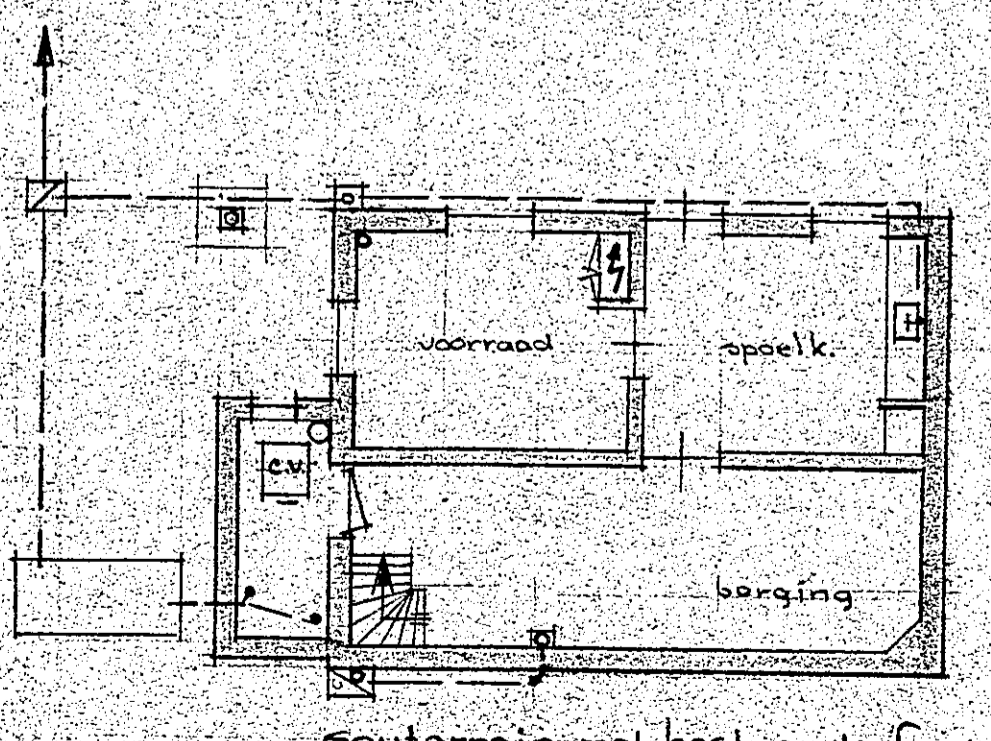
zuidgevel



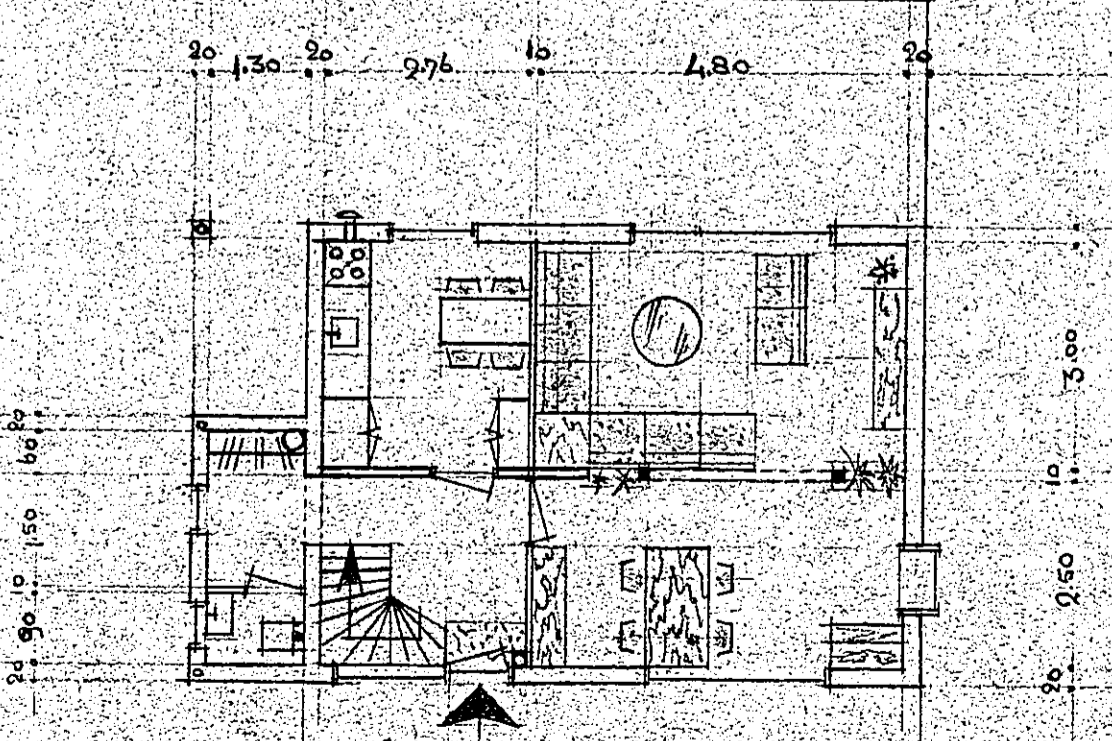
oostgevel



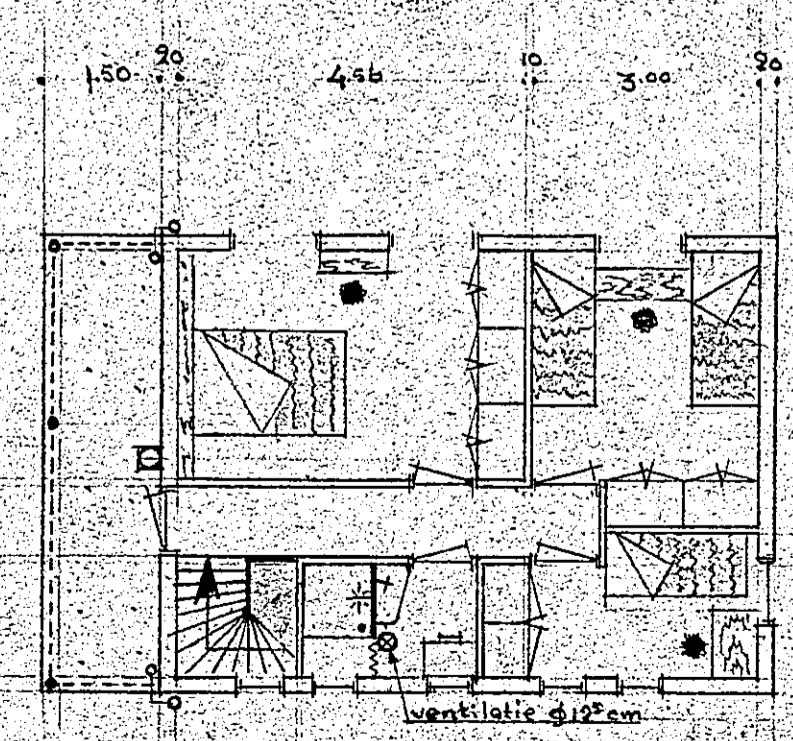
snode



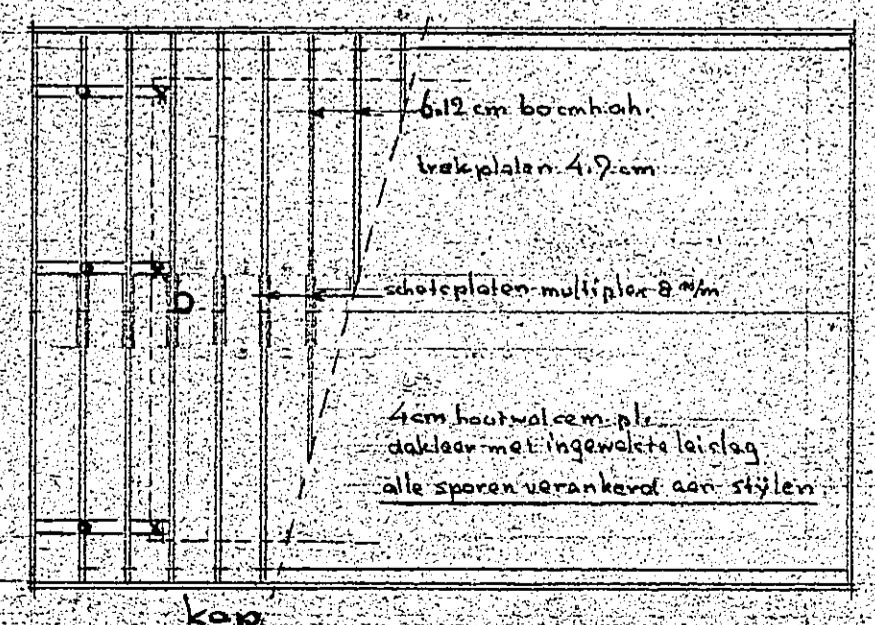
sauterrain met bestaande fundering en afsloring



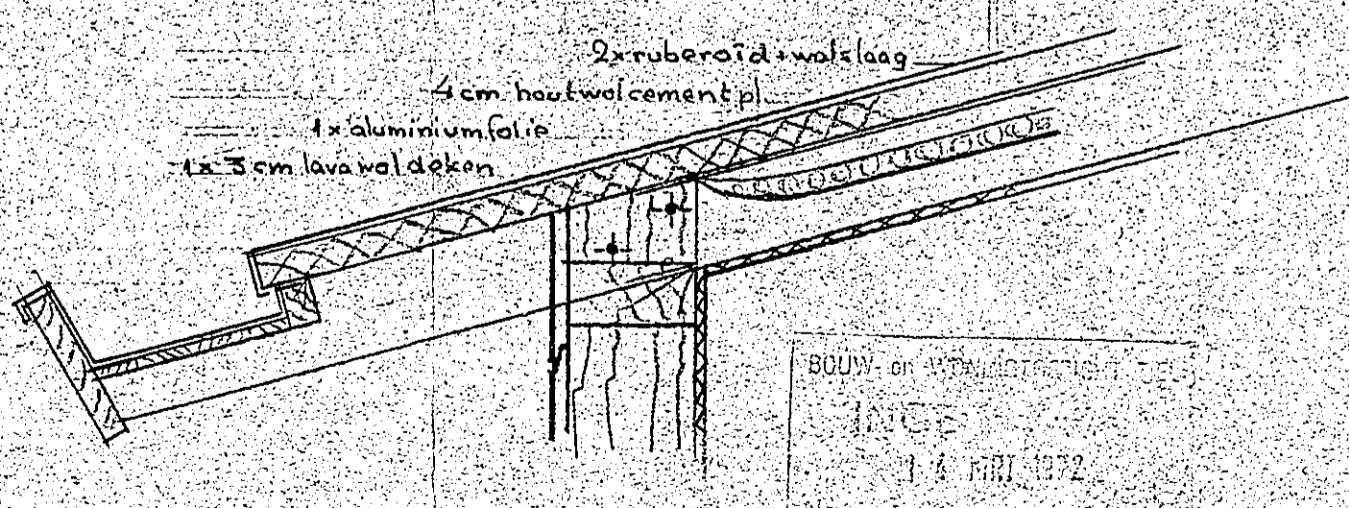
opbouw geheel houtconstructie



etage



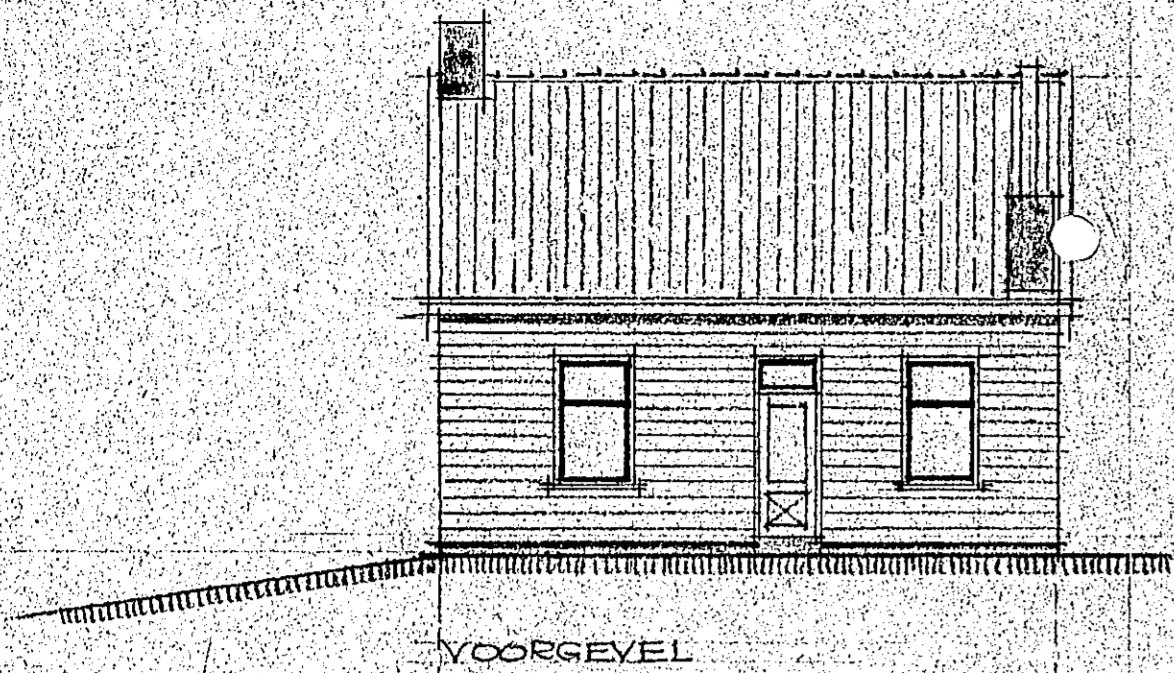
kop



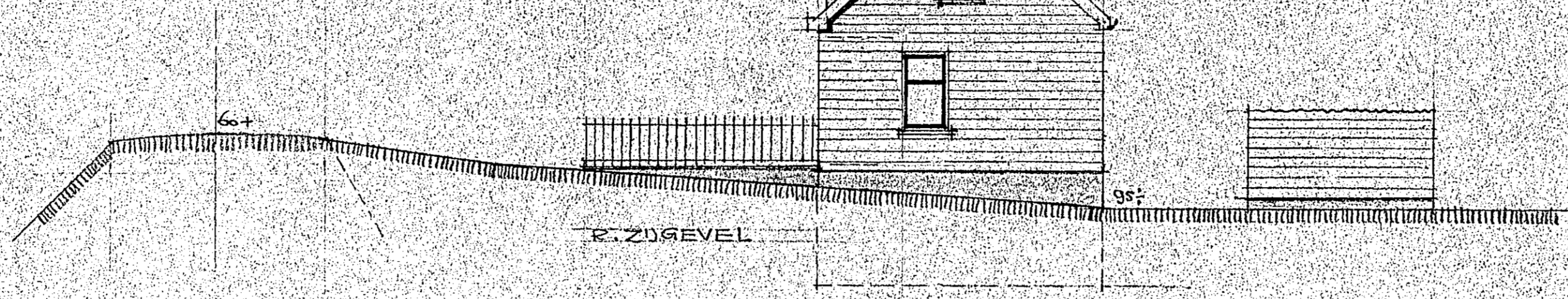
geen wijziging van nokhoogte, fundering, afsloring
geen bevoering van de grond

Hr. J. Touwslager Tiel
verbetering woonhuis Tiel - Echeldsdyk 12
sch. 1:100 26.2.22 - slaepen vdeertwegh arch. g. 3.22

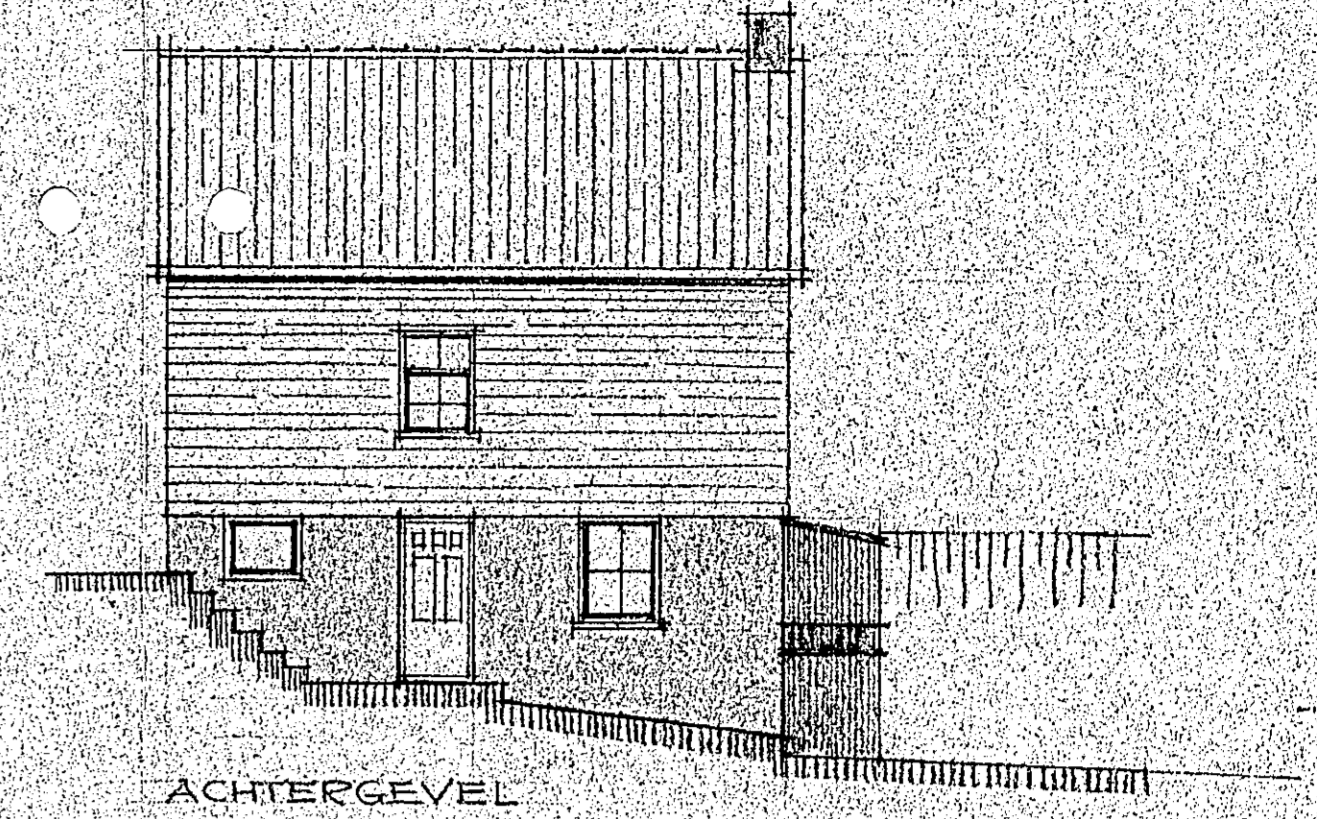




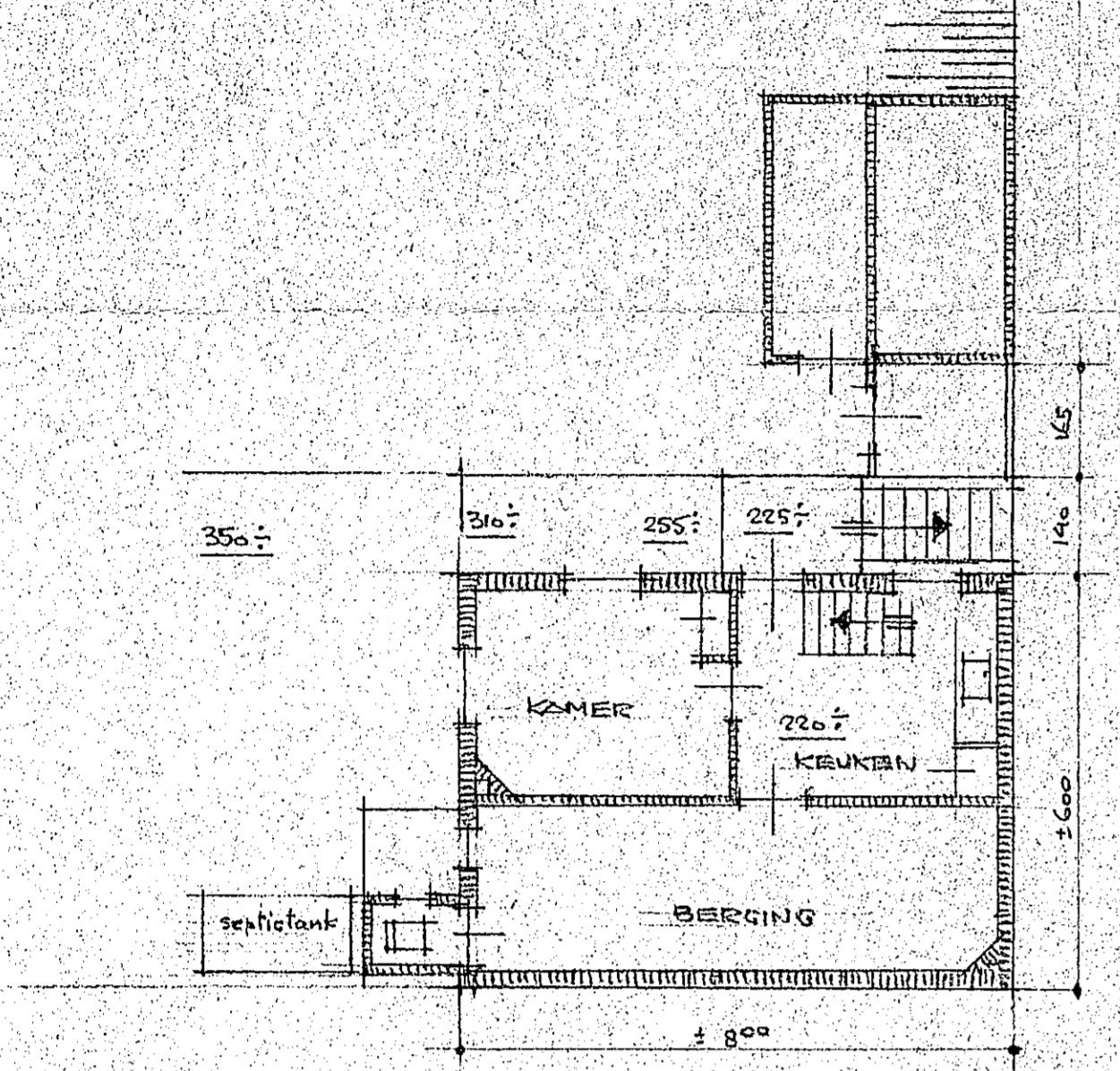
VOORGEVEL



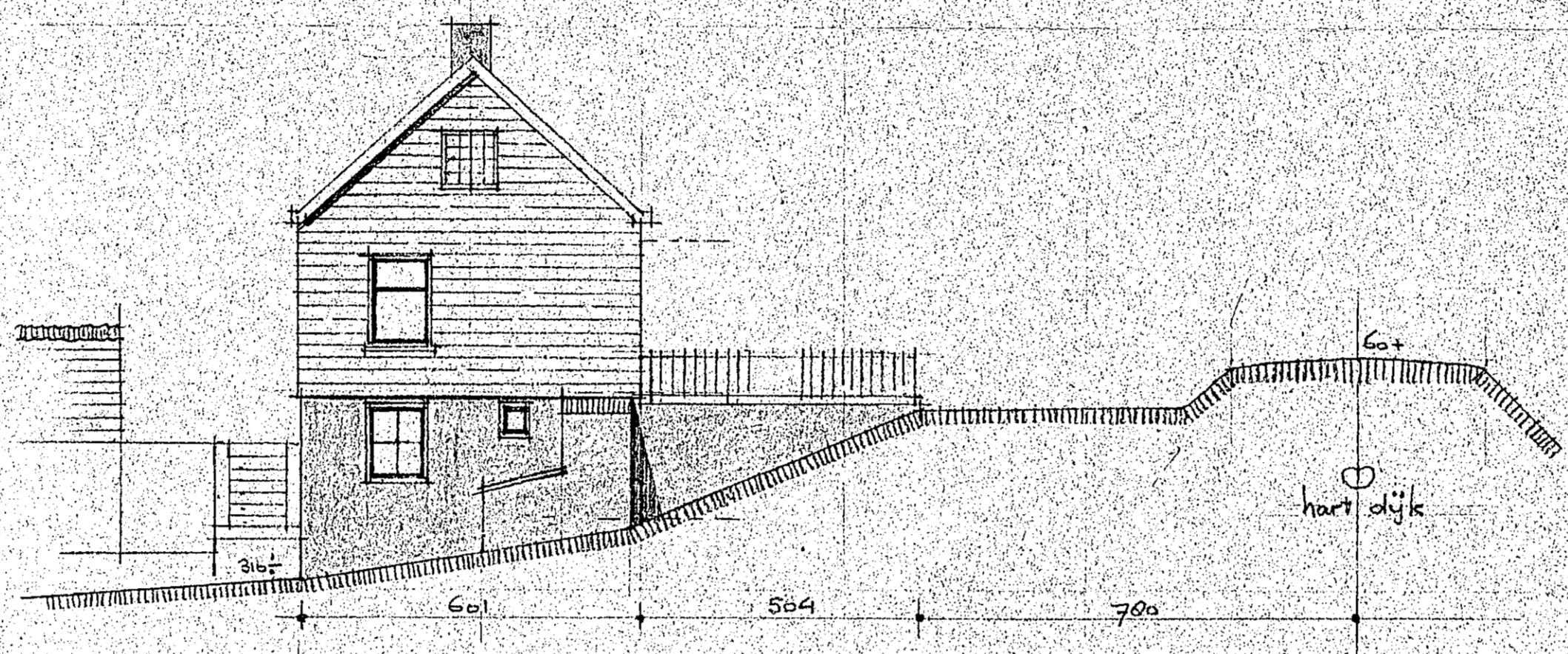
R. ZUGEVEL



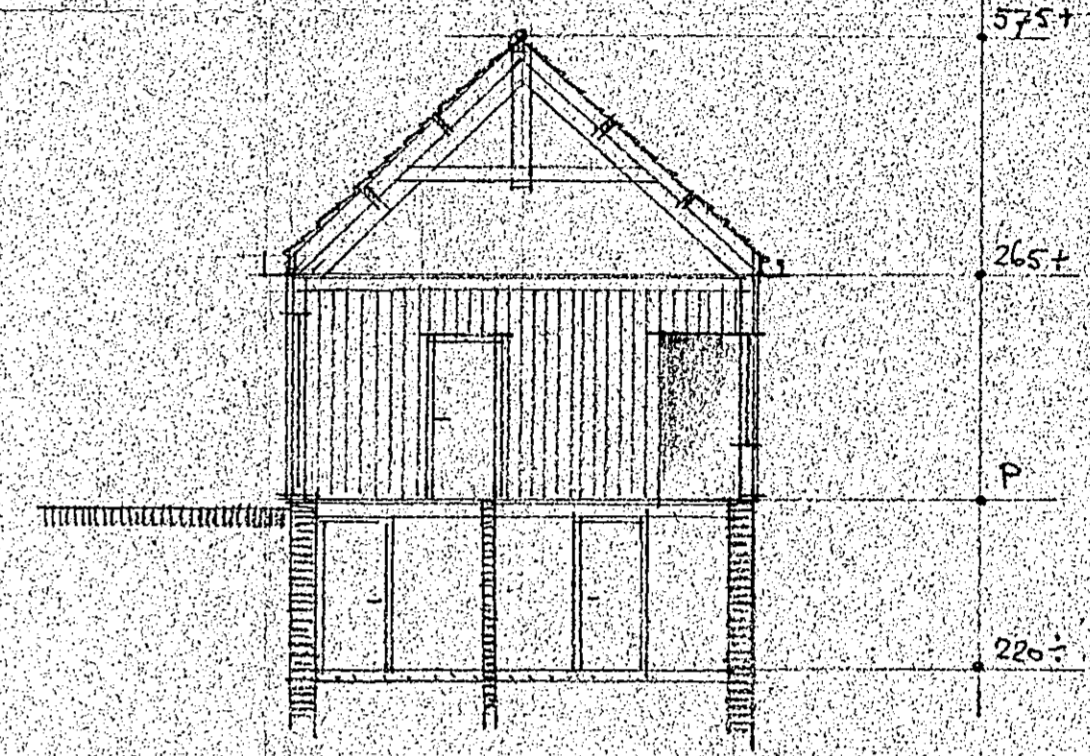
ACHTERGEVEL



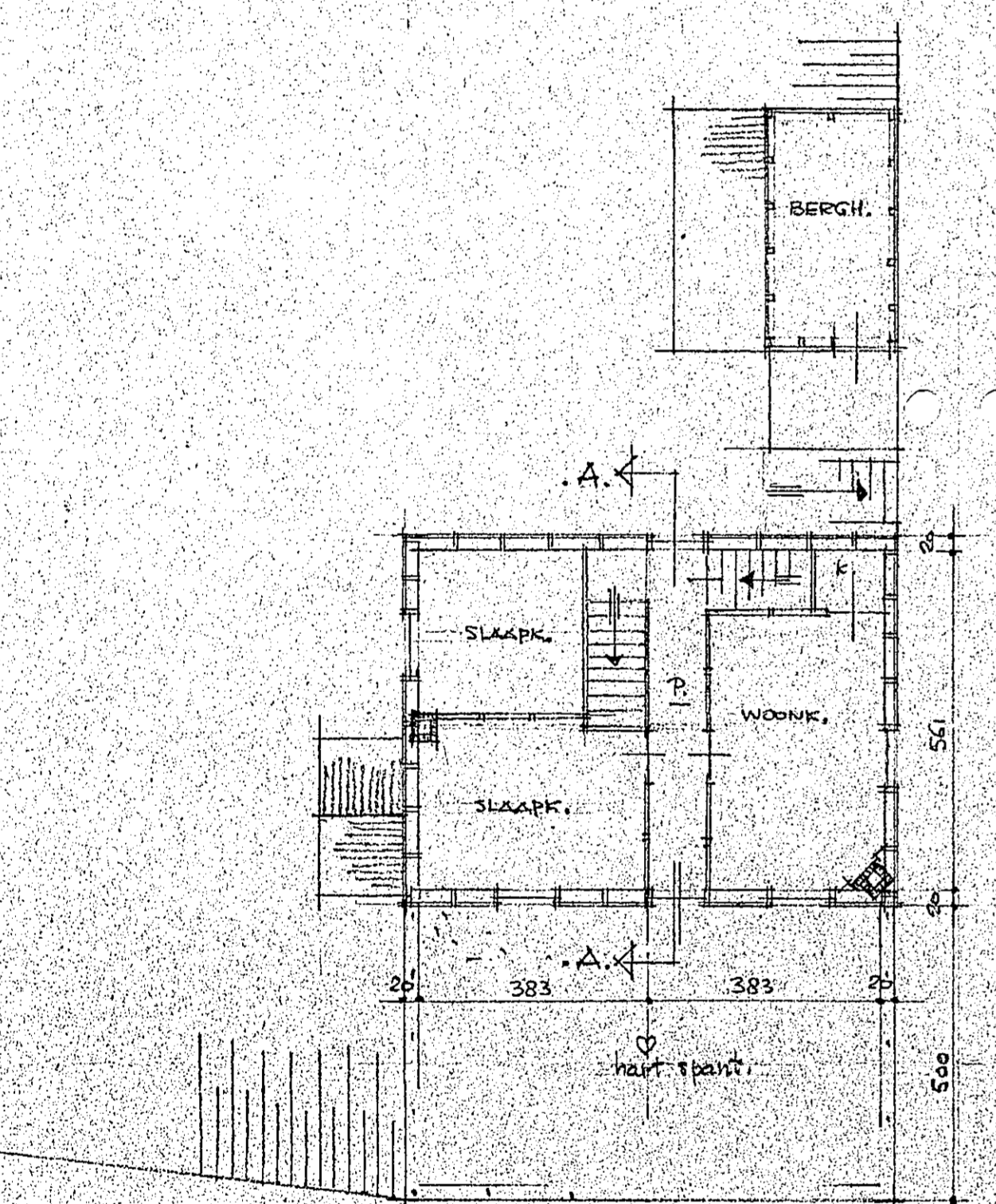
PLATTEGROND ONDERBOUW (s. en)



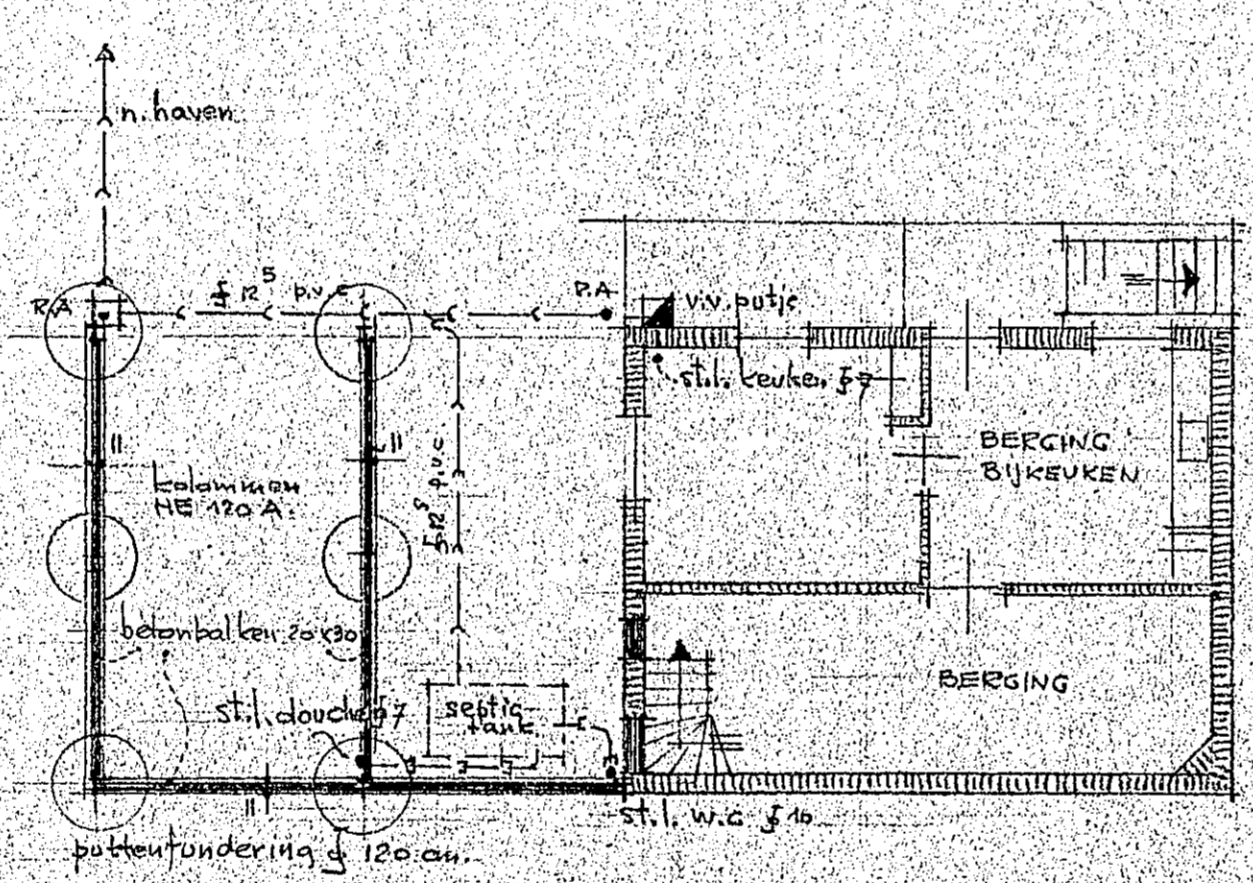
L. ZUGEVEL



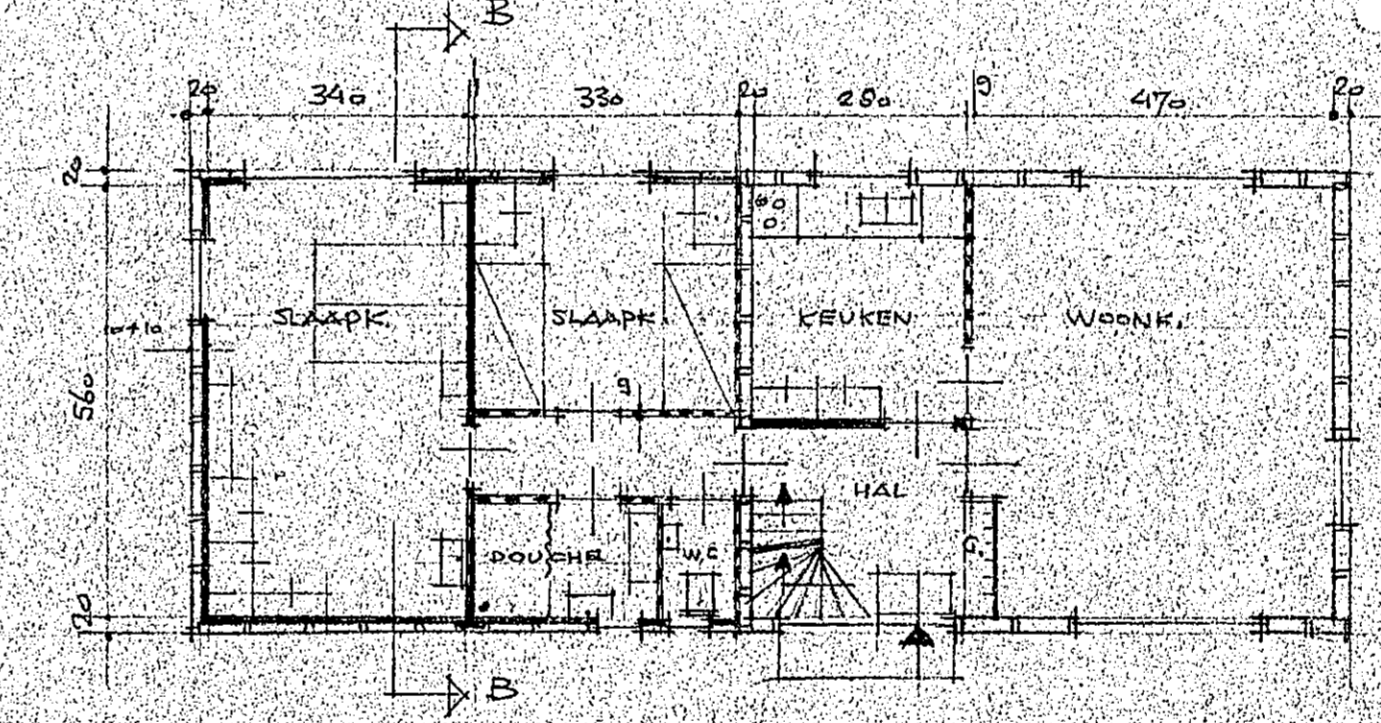
DOESN. A-A



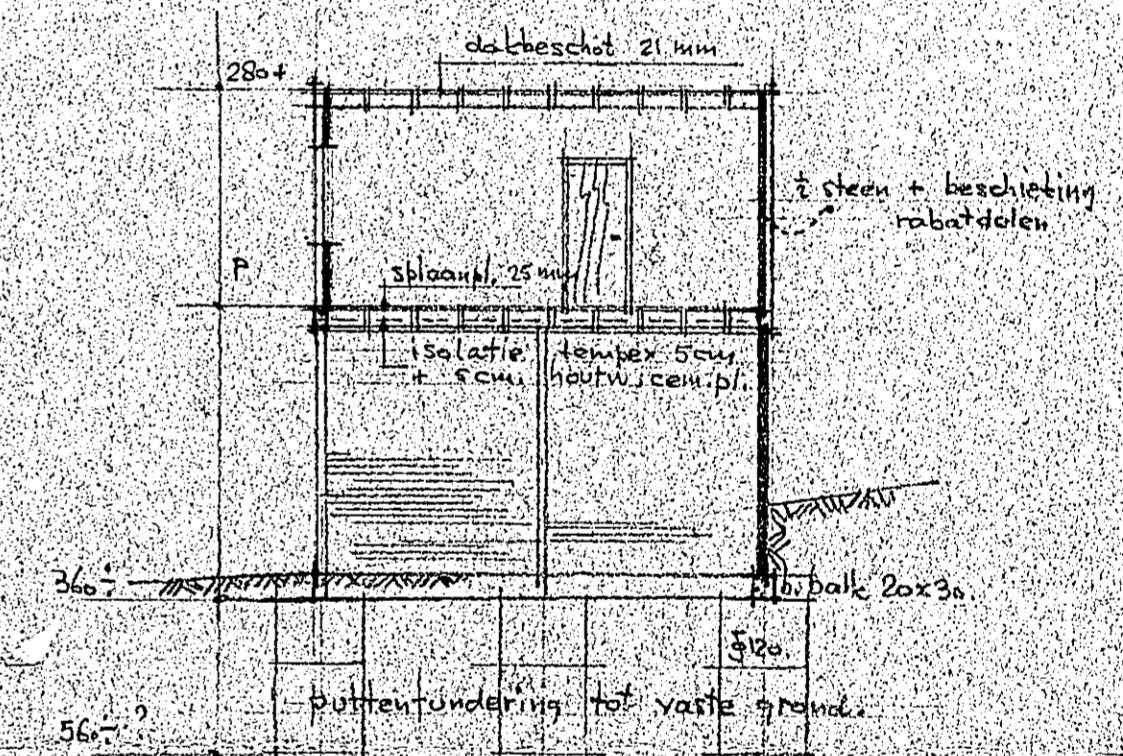
PLATTEGROND BEG. GROND (hout)



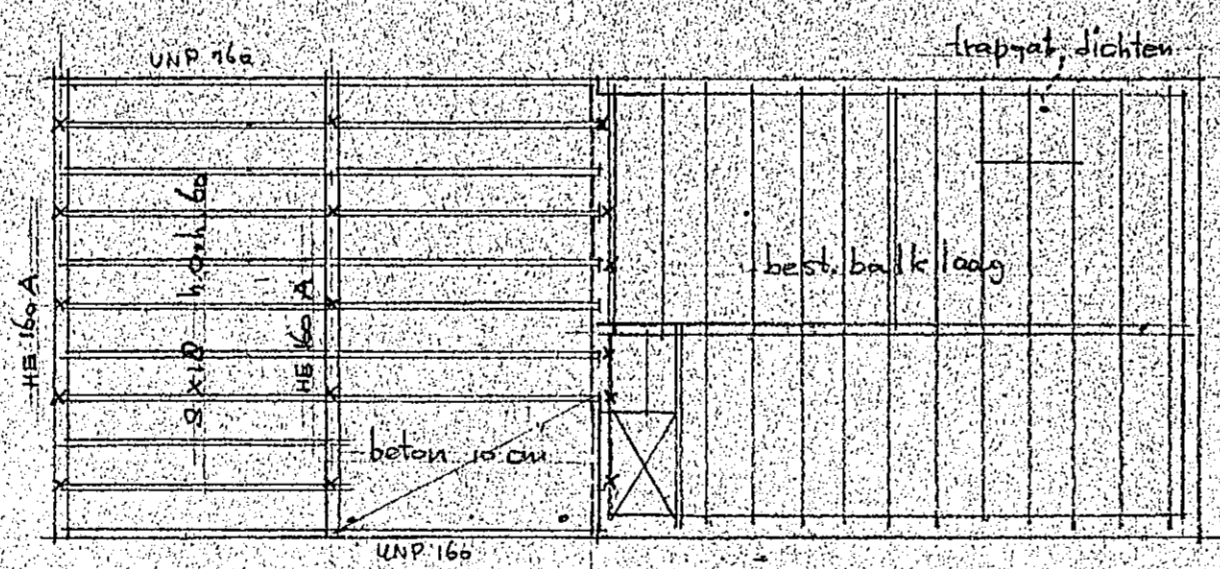
ONDERBOUW, FUNDERING, RIOLEERING NIEUW



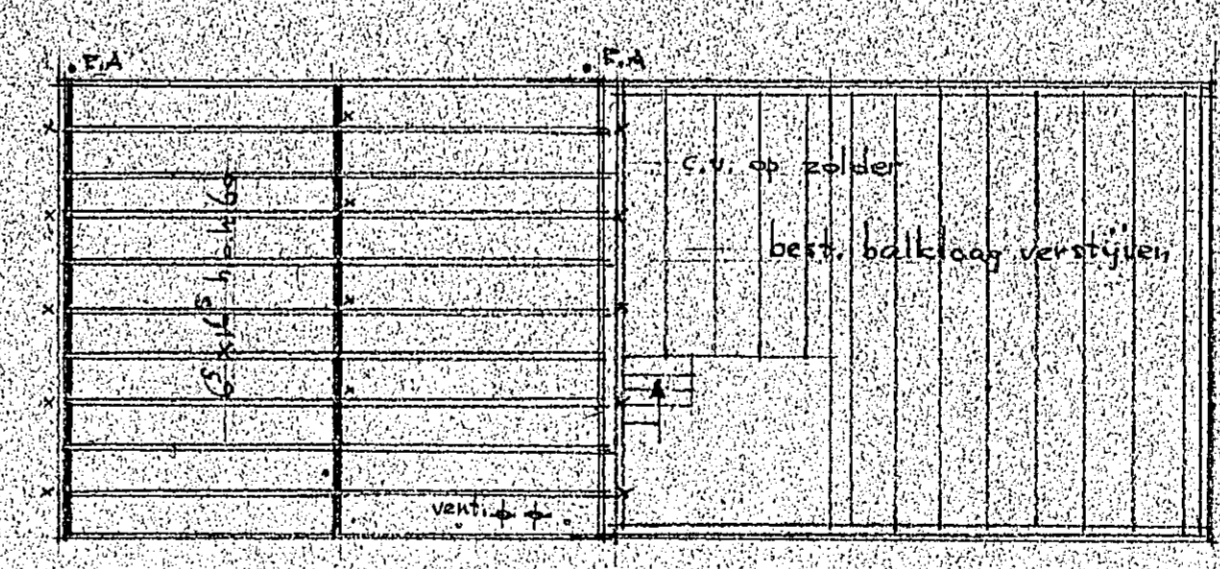
BEGANE GROND NIEUW



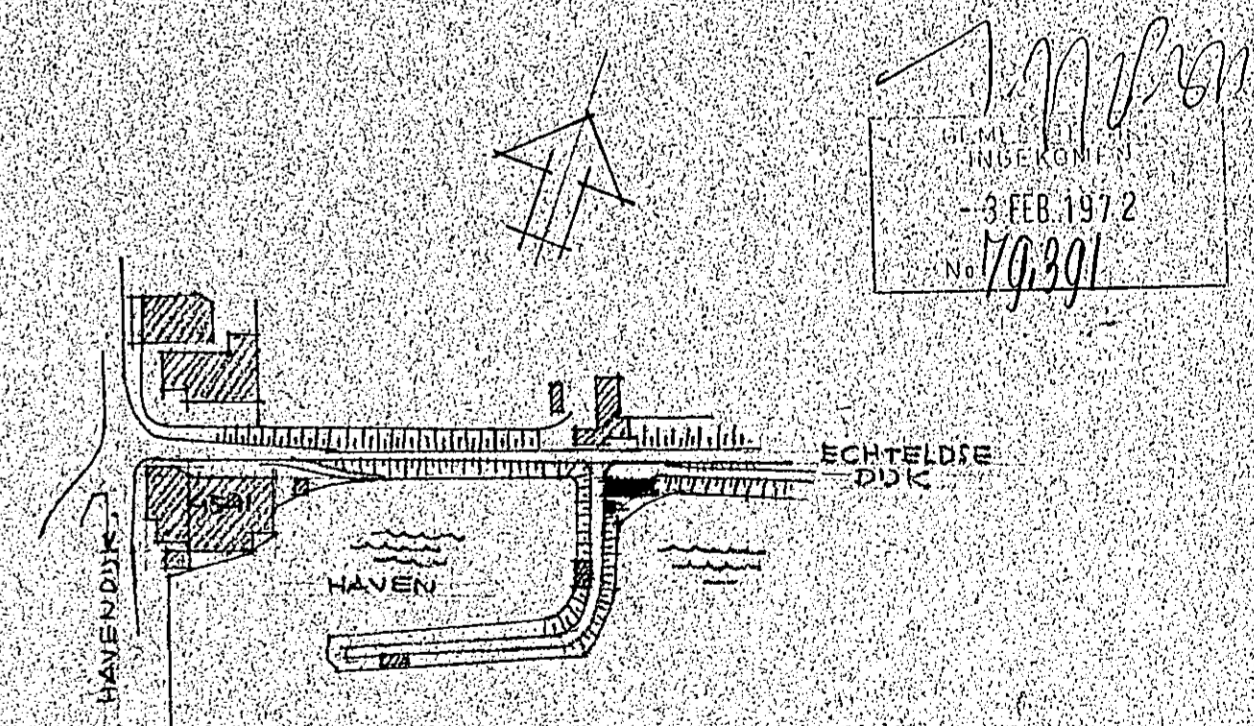
DOESN. B-B



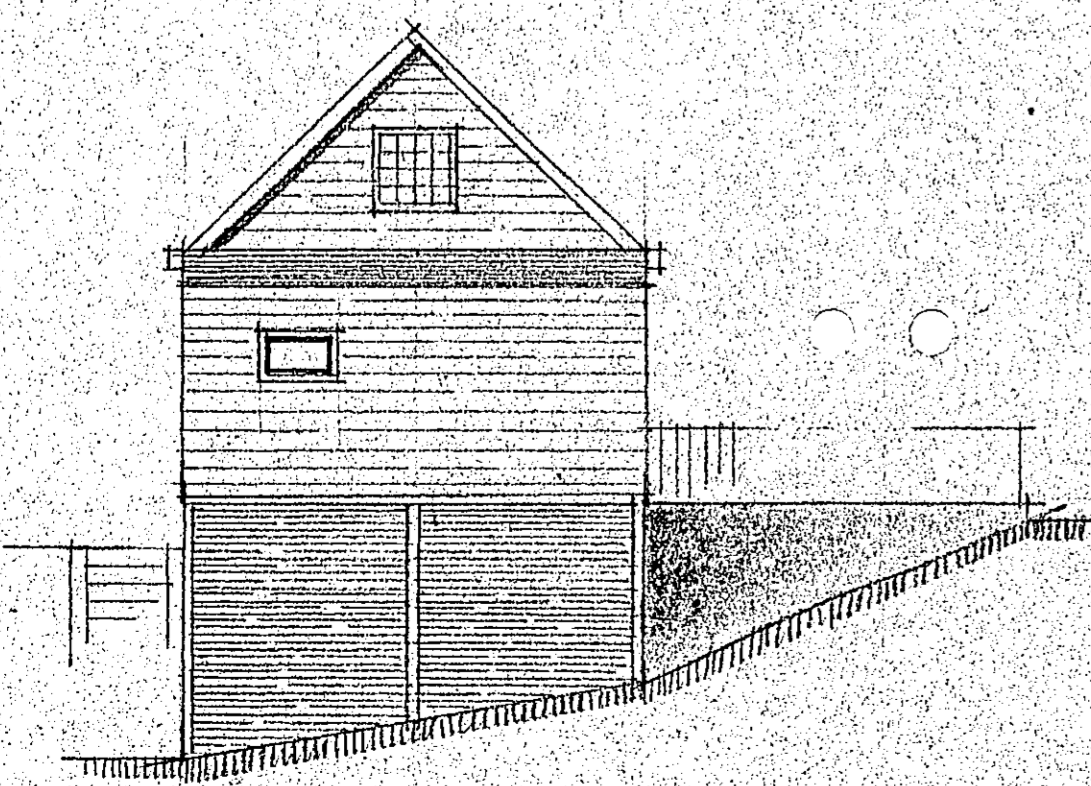
BALKLAAG BEGANE GROND



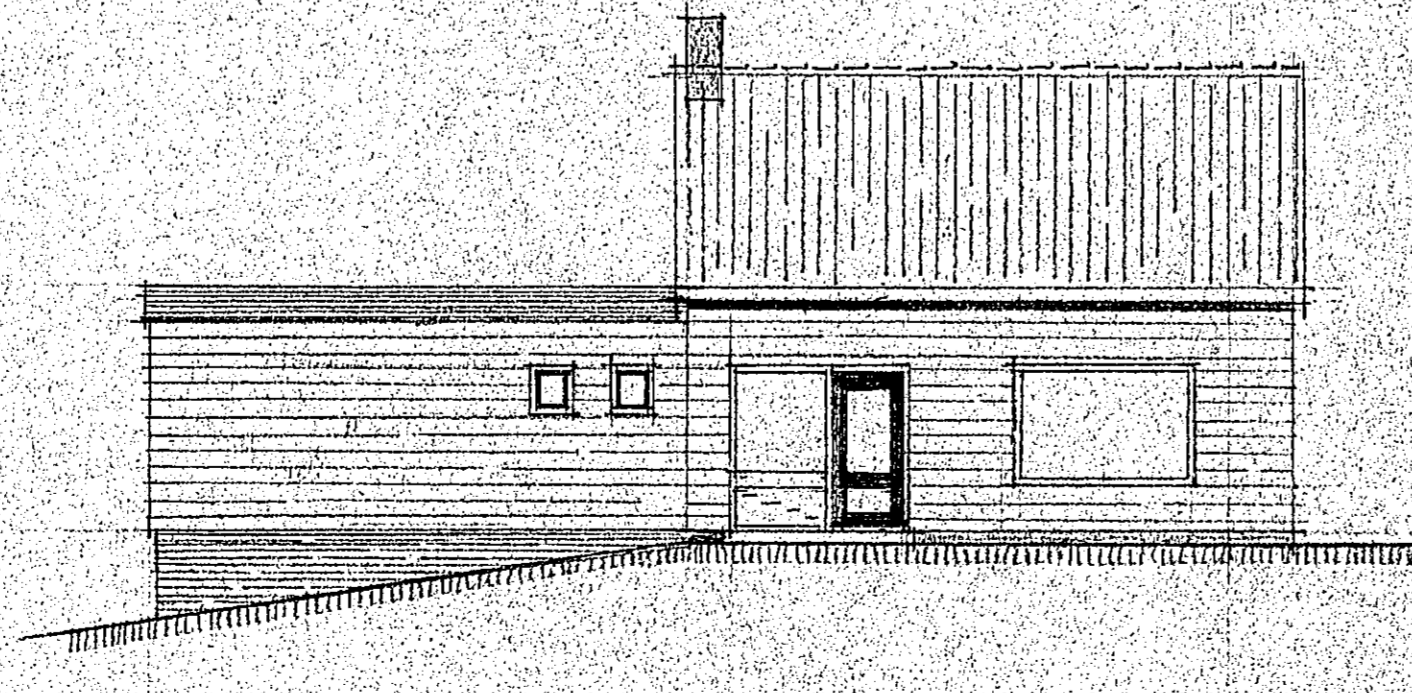
BALKLAAG VERDIEPING



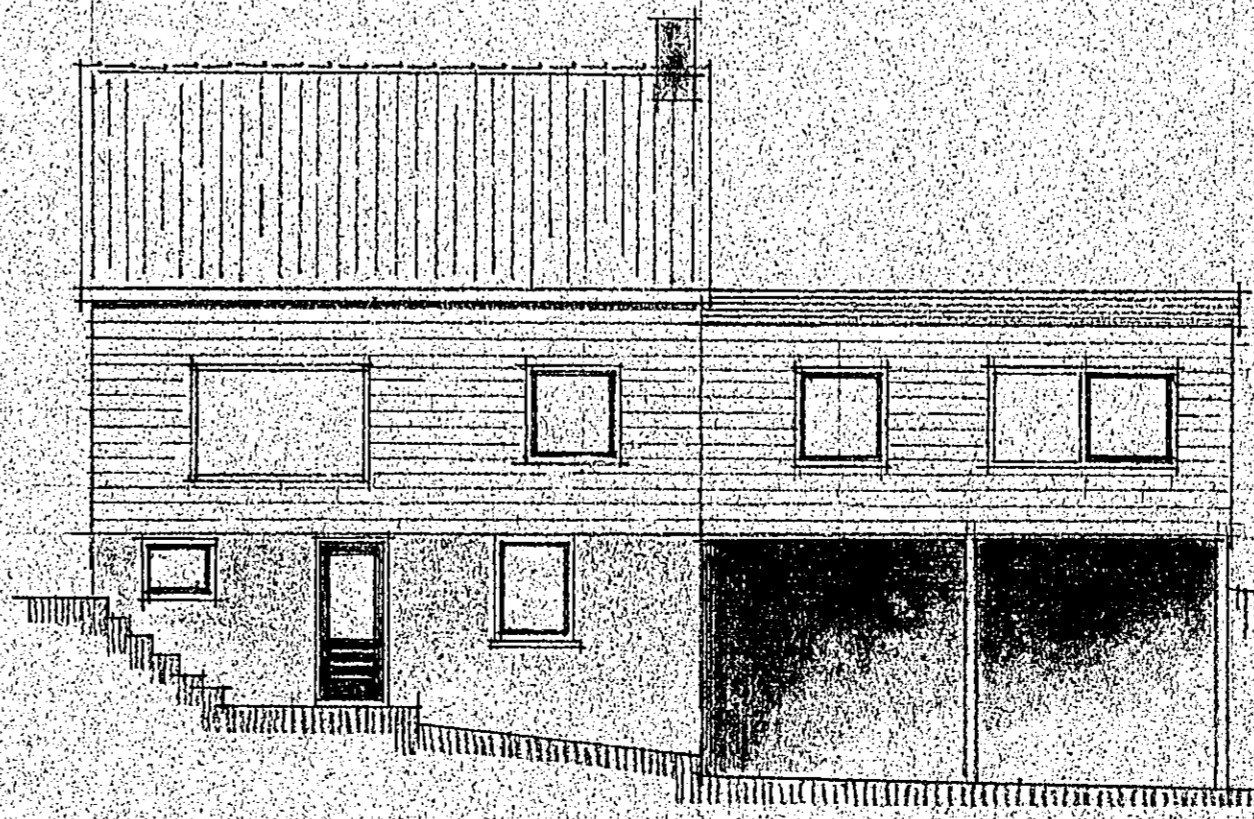
GEM. TIJL SECTIE C. No. 3386
SITUATIE SCH. 1:2500



L. ZUGEVEL NIEUW



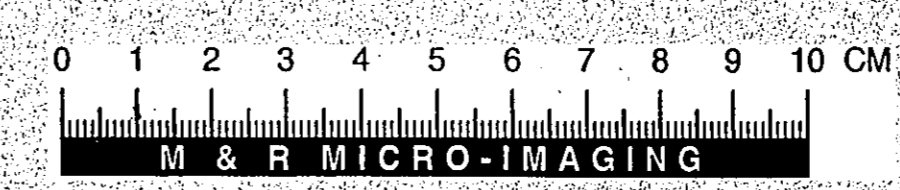
VOORGEVEL NIEUW

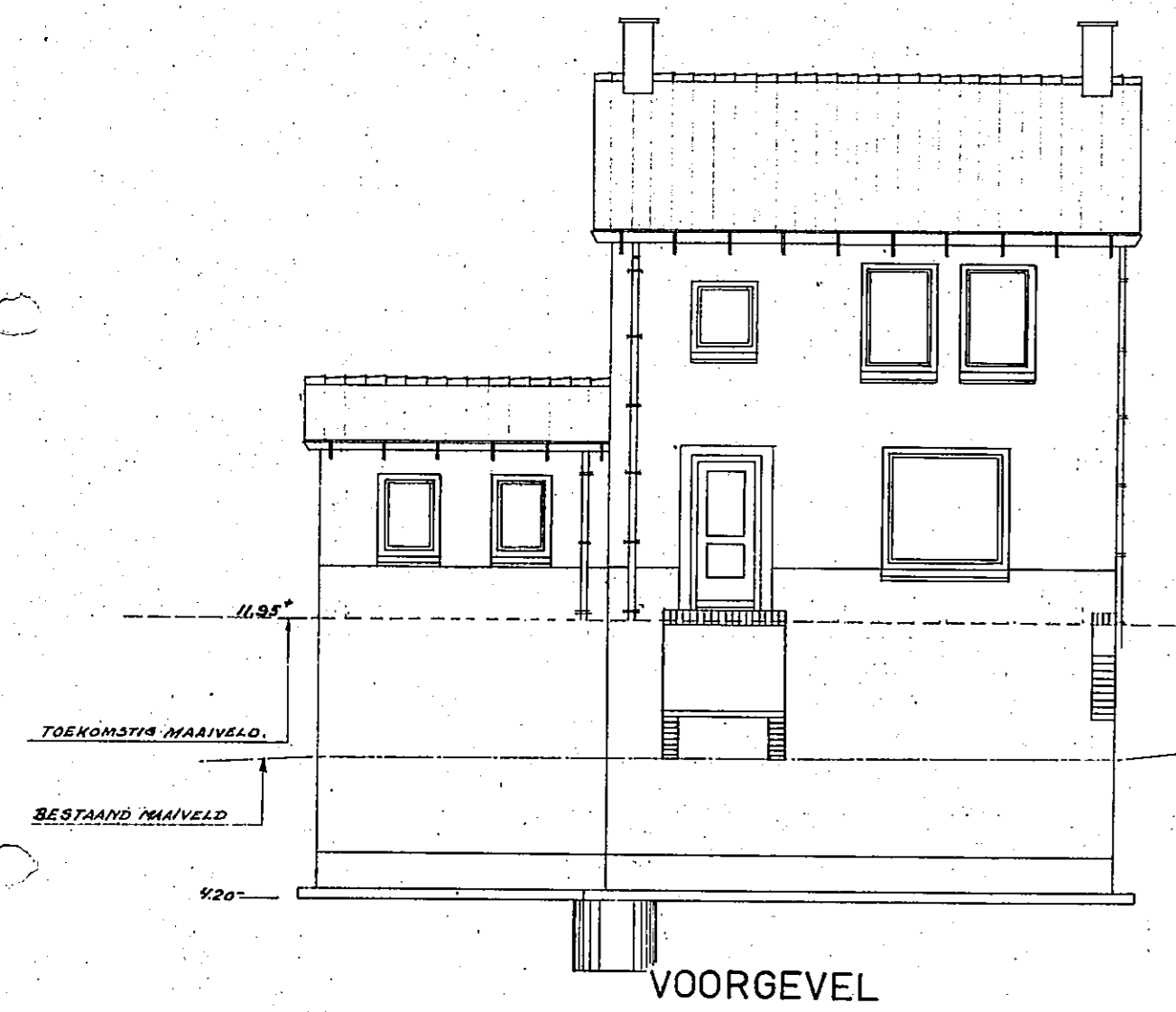


ACHTERGEVEL NIEUW

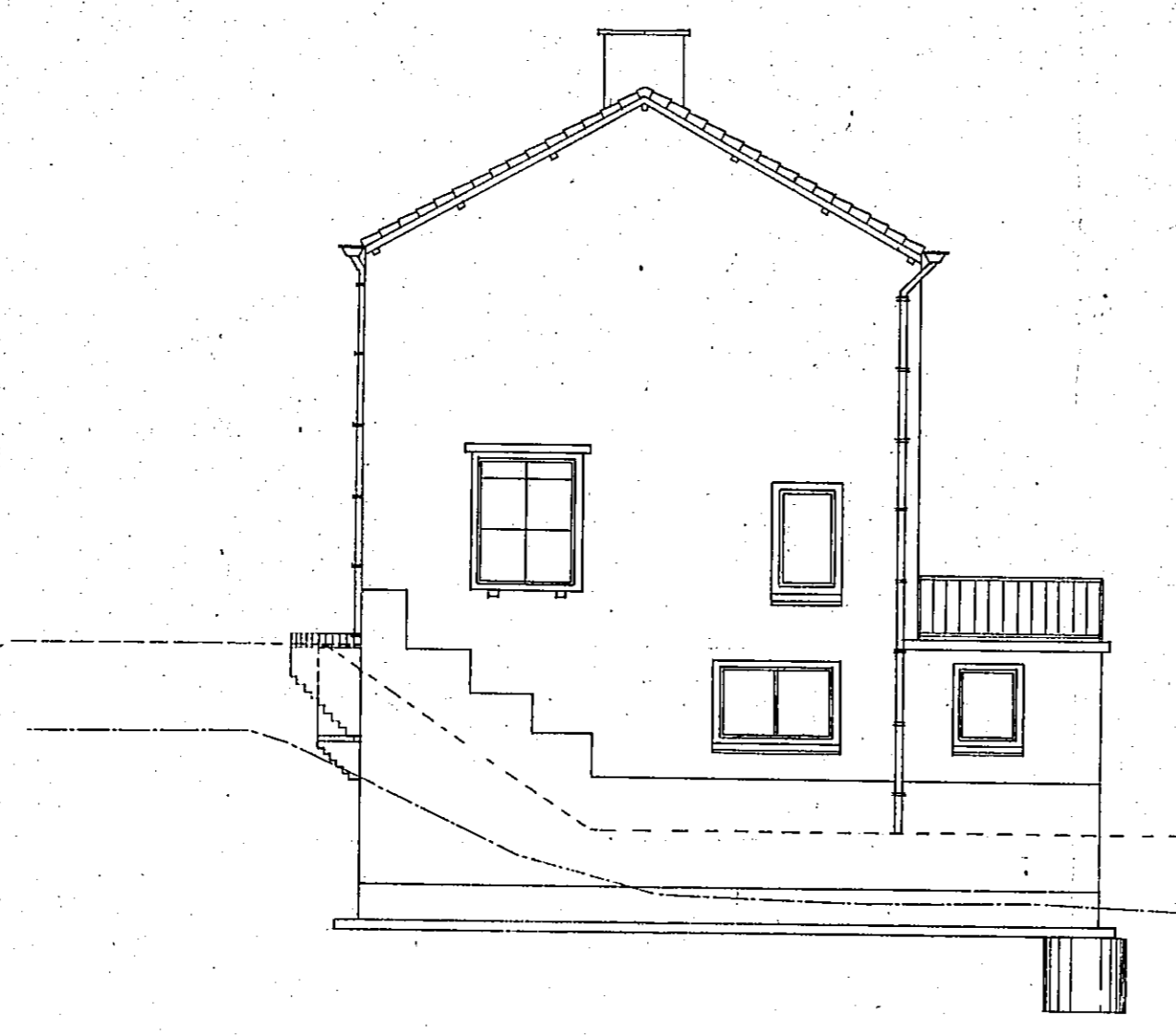
Gewest...
van L...
Tiel dd: 14...
De Secretaris van Tiel.

25x85	PLAN VERBOUW WONING ECHTELDESE DYK 12. TIJL V.D. HE. J. TOUWSLAGER. TIJL		BLAD
W12	GET. : E	SCH. 1:100	1
	DAT. : 17-12-71		
	BESTEKTEKENING		
	SLIEPEN + V.D. BERTWEGH. TIJL		

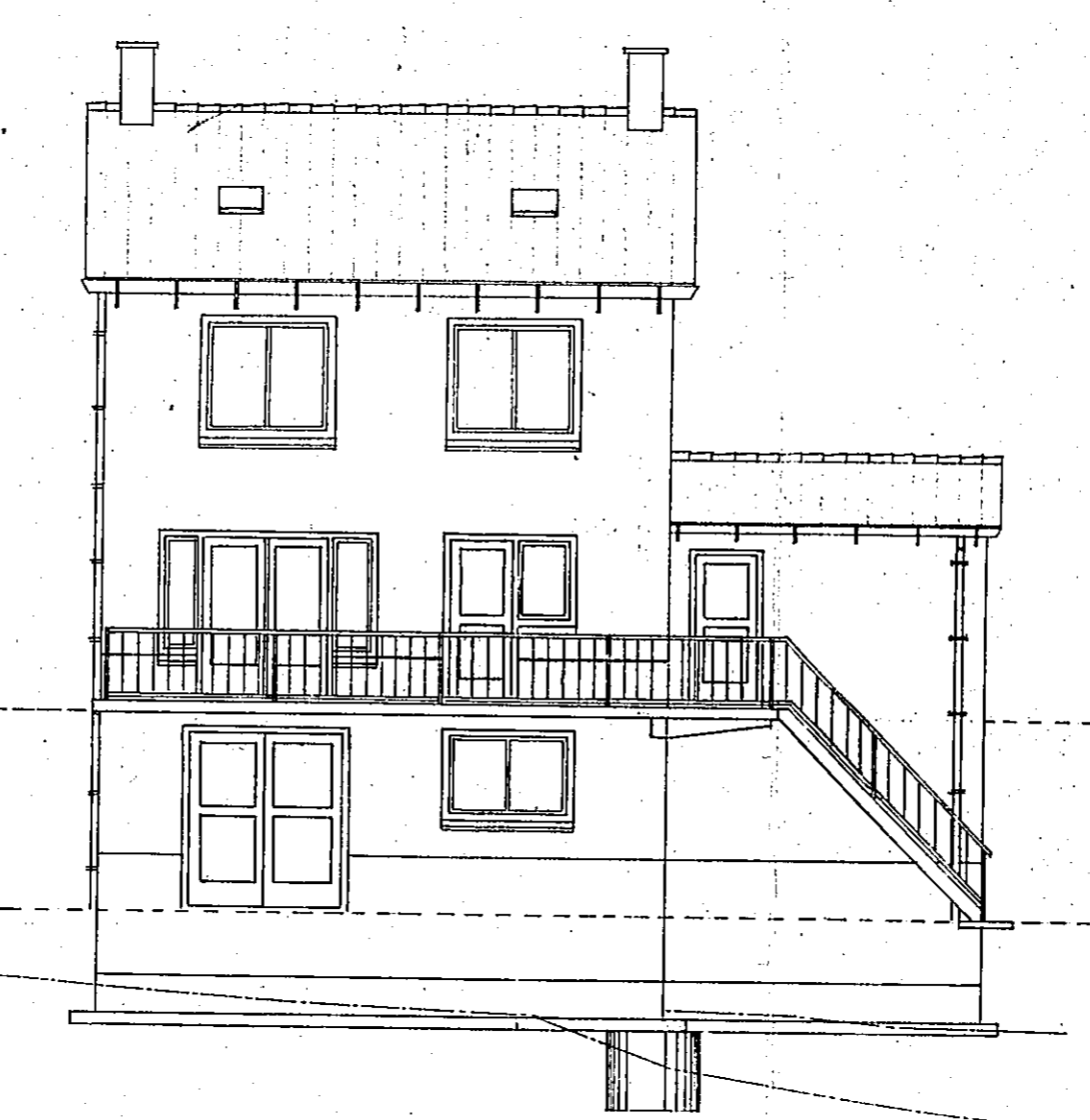




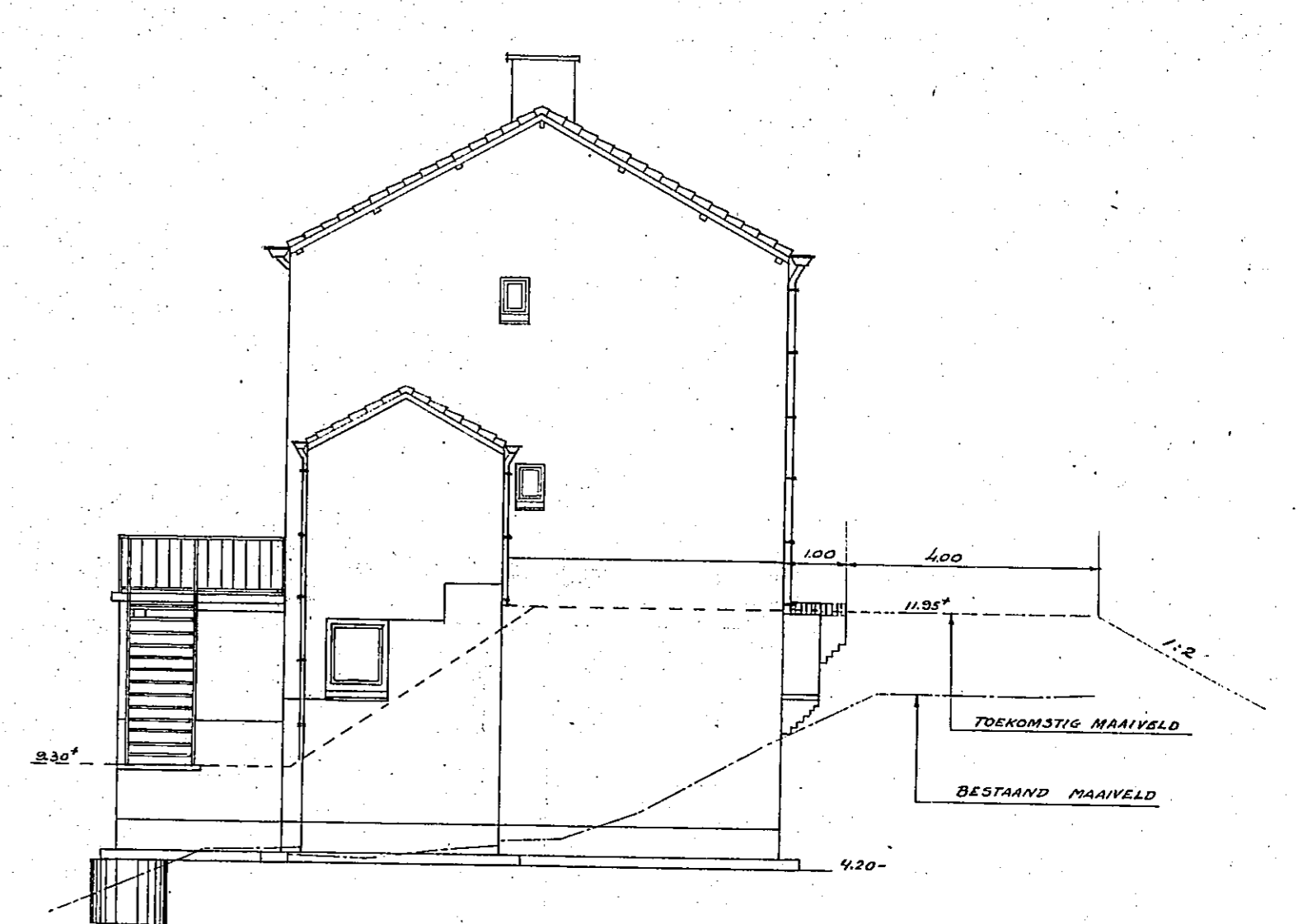
VOORGEVEL



RECHTERZIJGEVEL

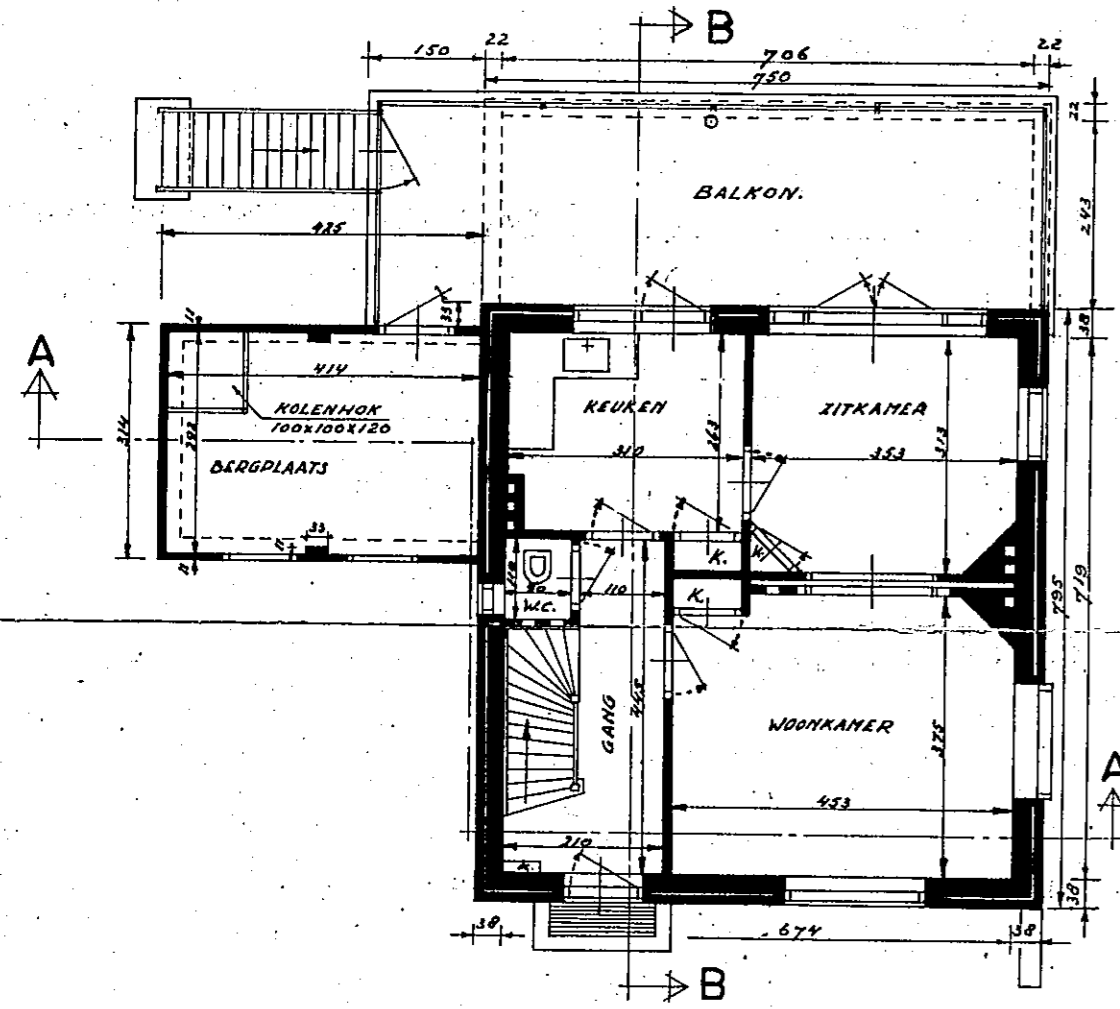


ACHTERGEVEL

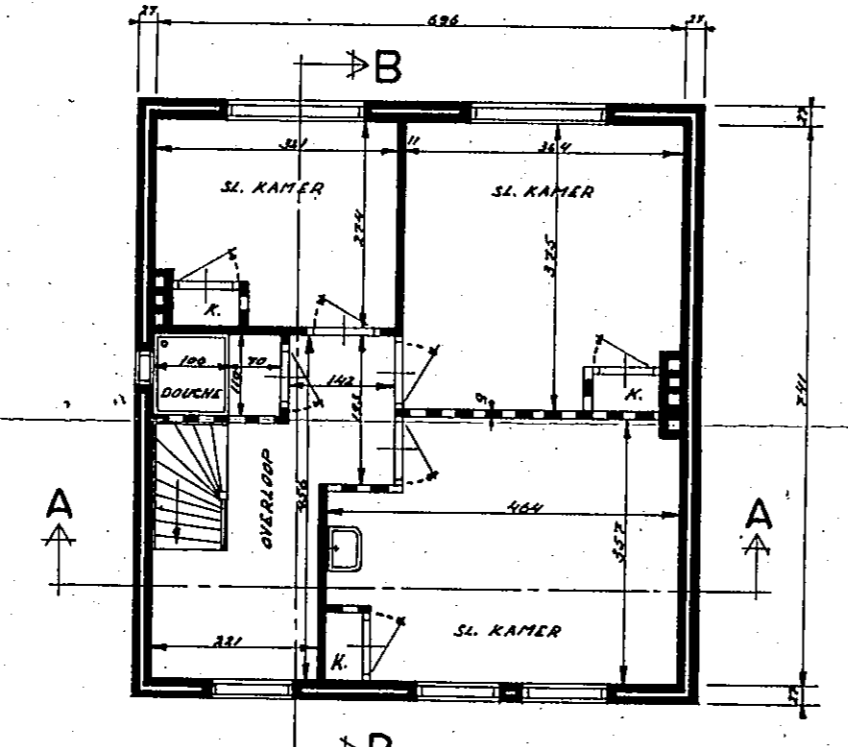


LINKERZIJGEVEL

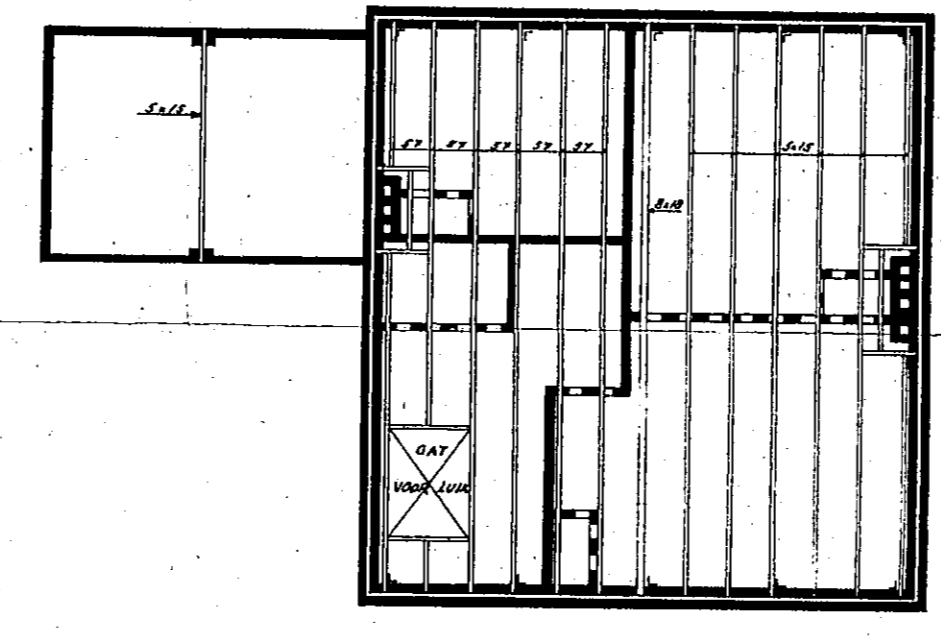
Tekeningen en berekeningen van gew. beton en ijzercon-structies alsmede het riool-plan voor buitenshuis zullen nader ter goedkeuring worden ingediend.



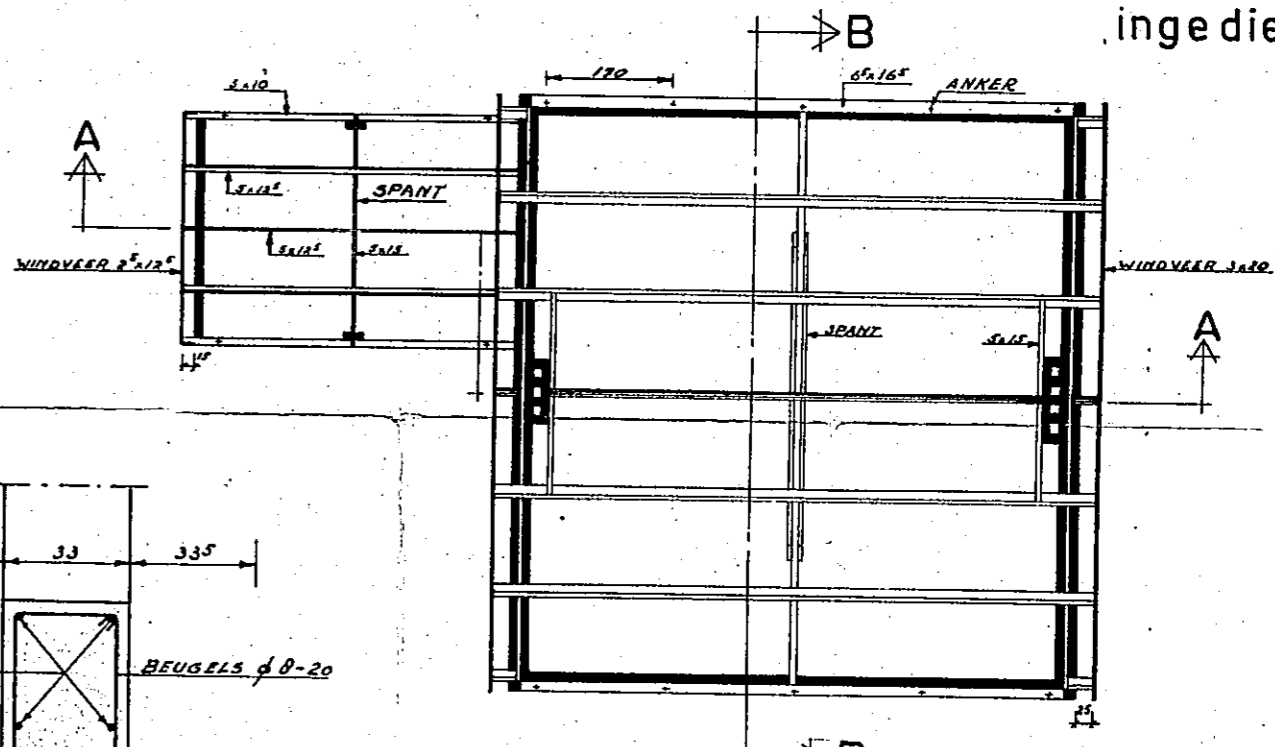
BEGANE GROND



VERDIEPING



BALKLAAG

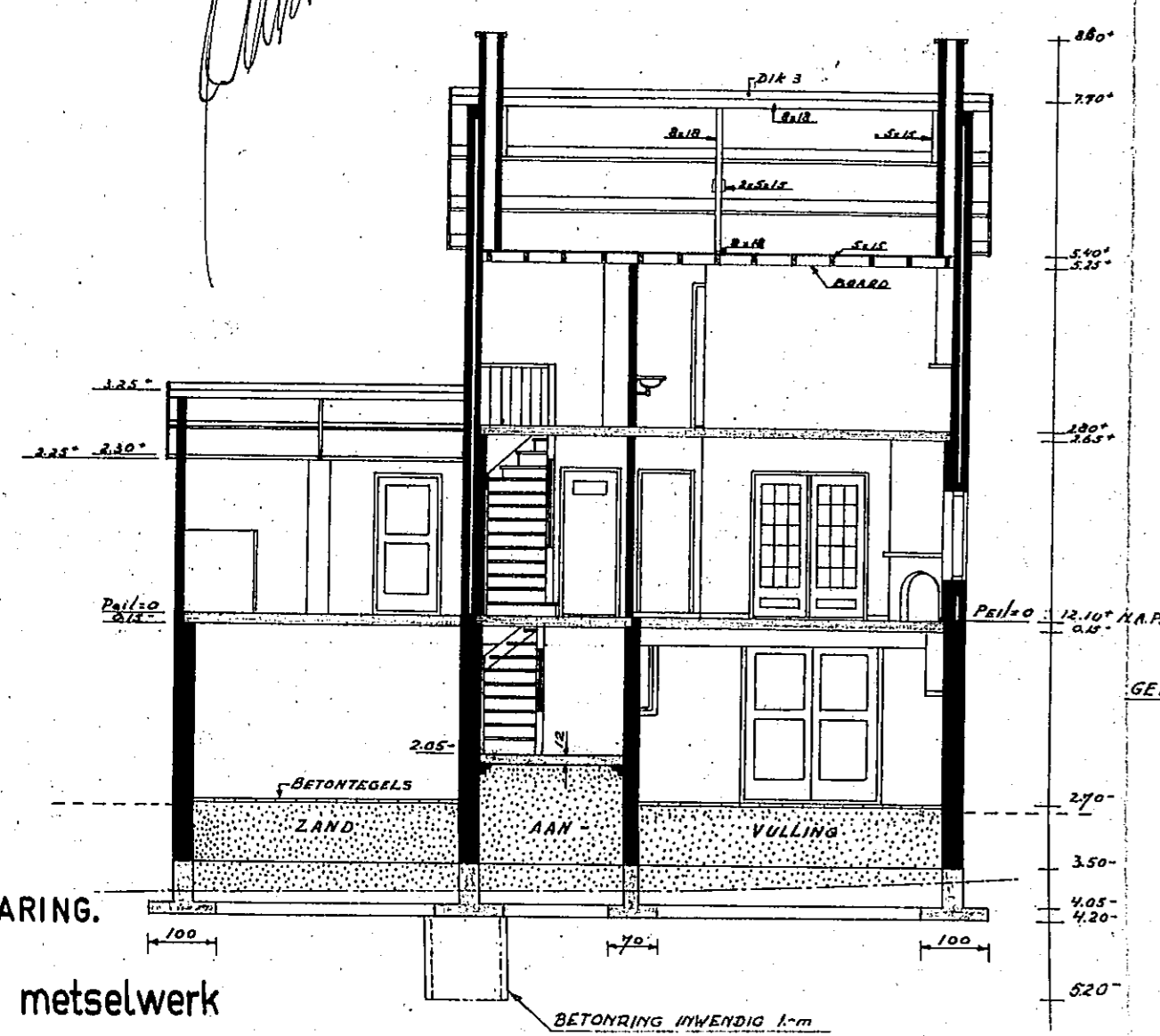


KAPPLAN

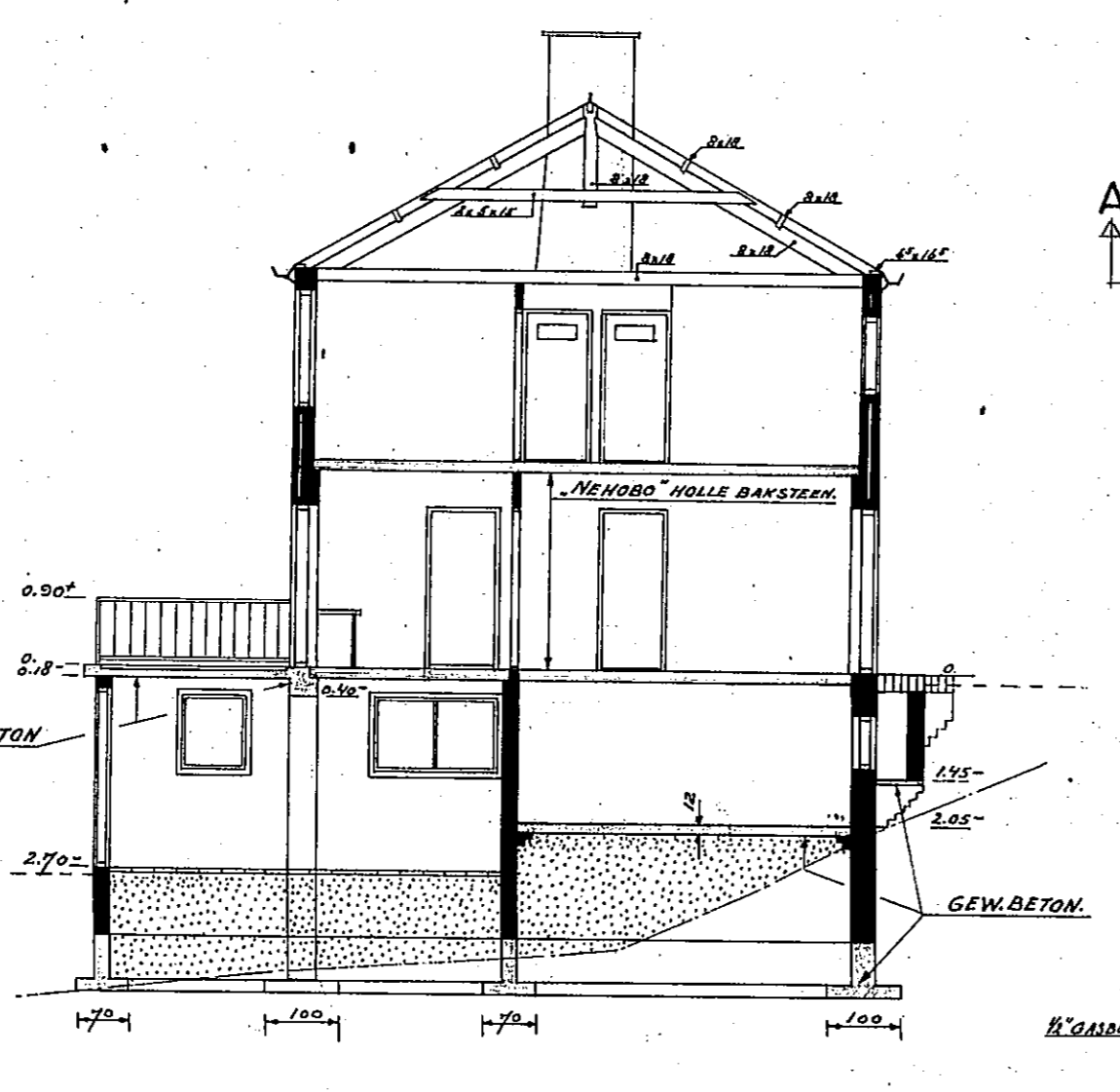
bij besluit van Burgemeester en Wethouders d.d. 12 Juli 1958 No. 16. De Secretaris.

BOUW- en WONDTOEGELAT INGEGENOMEN 16 JUNI 1958 No. 34

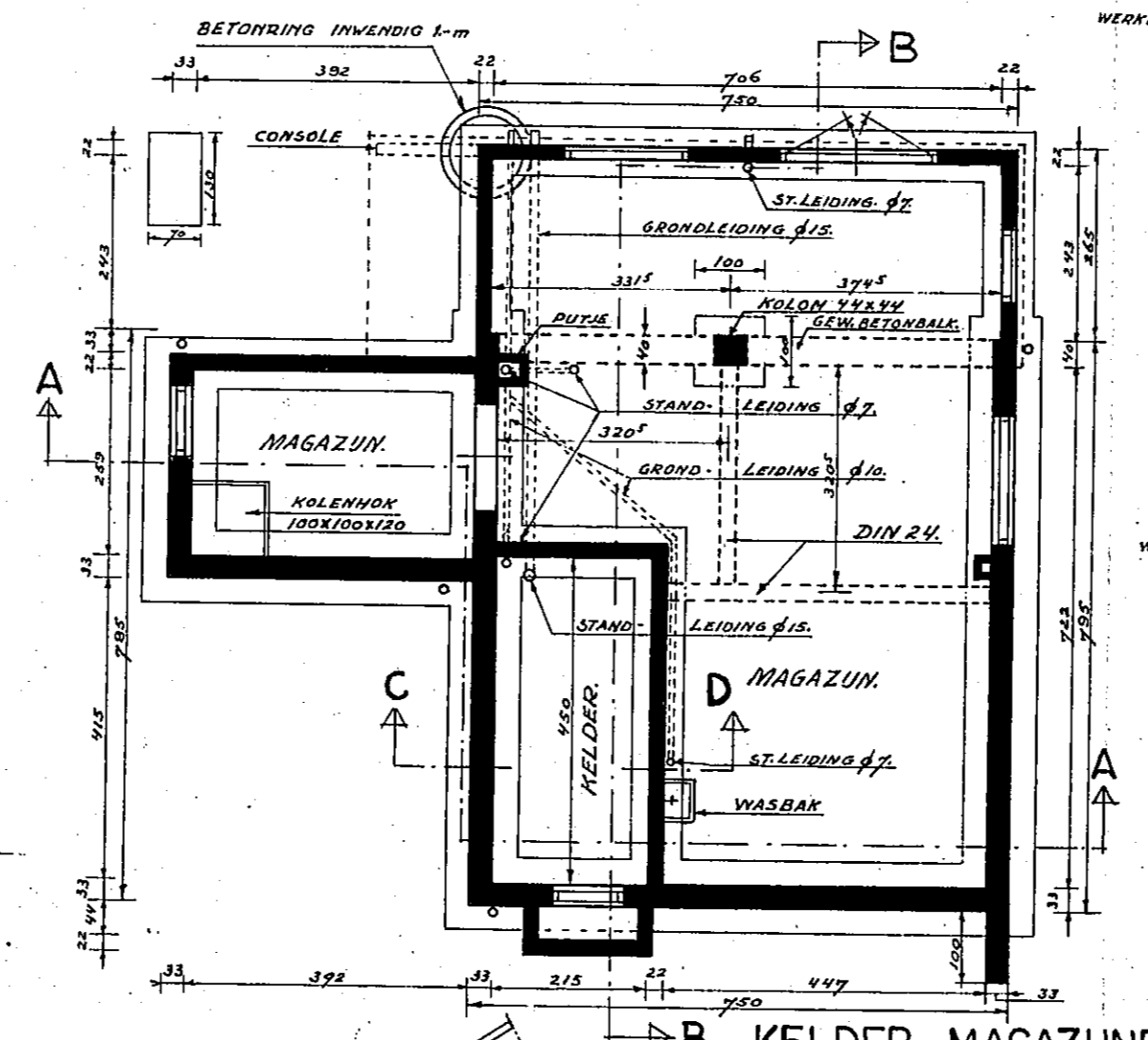
Vergadering B. en W. 2 JUNI 1958 Vluchthaven Tiel.



DOORSNEDE A - A



DOORSNEDE B - B



KELDER - MAGAZIJNFUNDERING EN RIOLERING (met stand- en grondleidingen binnenshuis)

DOORSNEDE C (voor muren dik 33 cm.)

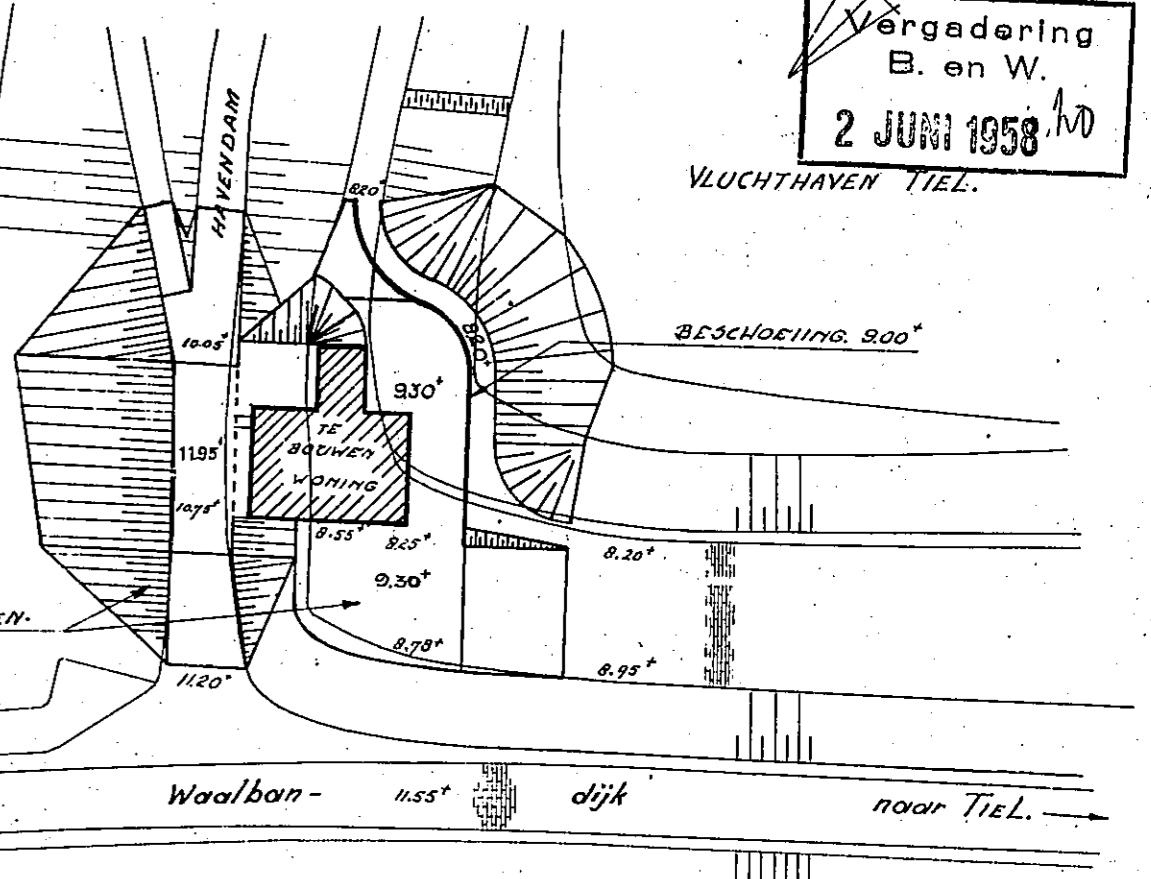
DOORSNEDE D (voor muren, dik 22 cm.)

SCHAAL 1:20

SECTIE C

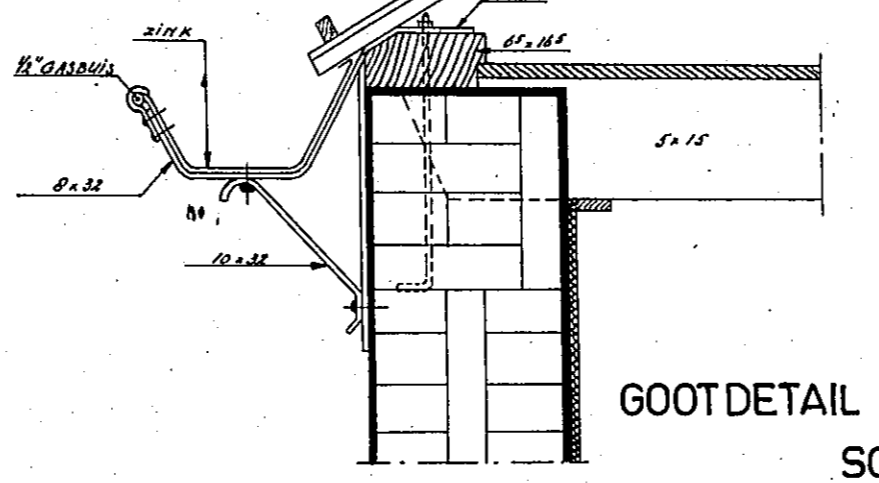
BEREKENEN LIJSTEN EN AAN EIGENAAR I INSPECTIE DER DOMINEIEN

DOOR- DERDENTE-MAKEN-GRONDVERB.



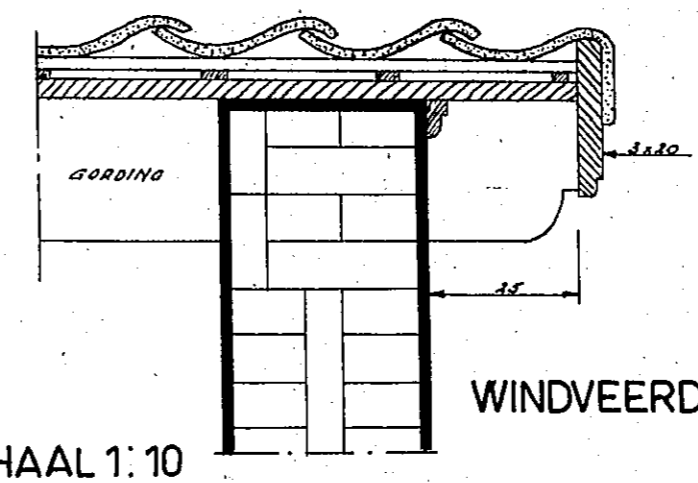
SITUATIE SCHAAL 1:500

- KLARING.
- metselwerk
 - nehobo
 - drijfsteen
 - gewapend beton
 - maten in c.m.
 - houtmaten in c.m.
 - hoogtematen in meters t.o.v. peil



GOOTDETAIL

SCHAAL 1:10



WINDVEERDETAIL

opg.	get.	geca	geco	gez.	acc.
d.d.	Jan 58	Jan 58	Jan 58	Jan 58	
par.	Jan 58	Jan 58	Jan 58	Jan 58	
gew.	10 Apr 58	20 Apr 58	20 Apr 58	20 Apr 58	

BEHOORT BIJ BRIEF Nr. 1003 VAN 3-5-58 V/O A.M.T. INGENIEUR IN HET ARRONDISSEMENT WAAL

BOUW VAN EEN DIENSTWONING		OVEREENKOMST N°	BOR
NABIJ DE VLUCHTHAVEN		IN 1 BLAD	
TE TIEL		De Aannemer:	De Directie:
RIJKSWATERSTAAT		SCHAAL 1:100	1:20
DIRECTIE BOVENRIVIEREN		1:10	1:500
ARRONDISSEMENT WAAL			58094

C. Bepaling stijghoogte

D. Benodigde drukcapaciteit

Berekening benodigde drukcapaciteit damwand

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



Project Tiel
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland
Projectnummer Iv-Infra INFR200121
Onderdeel Deeltraject 3 kistdam
Versie 1
Datum 18-12-2020

Gegevens

Sondering DT213.+018_DKMP_BIK
Type damwand AZ26-700
Verfoppervlak damwand (enkele plank) 1.94 m²/m
Lengte damwand 11.5 m
Niveau heisleuf 11.0 m+NAP
Slotwrijving 20 kN/m
Bovenkant damwand 11 m+NAP
Reductiefactor slotwrijving 1.0
Inheinniveau damwand -0.5 m+NAP
Puntoppervlak damwand (enkele plank) 121.9 cm²
verknedingsfactor 0.6

o.k. laag [m+NAP]	q _{zgem} [MPa]	α _w [%]	f _{plank} [kN/m ²]	schachtwrijving [kN]	slotwrijving [kN]	wrijving cum. [kN]	puntweerstand [kN]	totaal [kN]
11.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	21.64	12.19	33.83
10.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	43.28	12.19	55.47
9.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	64.92	12.19	77.11
9.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	86.56	12.19	98.75
8.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	108.20	12.19	120.39
8.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	129.84	12.19	142.03
7.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	151.48	12.19	163.67
7.00	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	173.12	12.19	185.31
6.50	1.00	2.00	0.02	11.64	10.00	194.76	12.19	206.95
6.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	222.22	18.29	240.51
5.50	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	249.68	18.29	267.97
5.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	277.14	18.29	295.43
4.50	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	304.60	18.29	322.89
4.00	1.50	2.00	0.03	17.46	10.00	332.06	18.29	350.35
3.50	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	505.02	170.66	675.68
3.00	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	677.98	170.66	848.64
2.50	14.00	2.00	0.28	162.96	10.00	850.94	170.66	1021.60
2.00	18.00	2.00	0.36	209.52	10.00	1070.46	219.42	1289.88
1.50	18.00	2.00	0.36	209.52	10.00	1289.98	219.42	1509.40
1.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1404.74	219.42	1624.16
0.50	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1519.50	219.42	1738.92
0.00	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1634.26	219.42	1853.68
-0.50	18.00	1.00	0.18	104.76	10.00	1749.02	219.42	1968.44

Benodigde drukcapaciteit 197 ton

E. Rekenresultaten

Deze bijlage betreft het Plaxis 2D rekenmodel "INFR200121 B-008 201218 Dijkvak 3 kistdam_rev1". Dit bestand is meegeleverd in de oplevermap.

F. Review revisie 0

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 3
Documenten	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
Datum levering	9-10-2020
Datum review	15-10-2020

Input	Input beschrijving	Opmerking	Onderbouwing opmerking	Reactie Iv	Reactie WSRL
Geometry	Bron				
Y _{water}	9,81 kN/m ³				
Soil	<ul style="list-style-type: none"> - Materiaal set HS laag kar. - Materiaal set SSC (juiste POP waarden) laag kar. - Materiaal set SHASEP NGI ADP laag kar. - Indien onverankerd hoge stijfheid t.h.v. verkregen inklemming (HS) 				
Soil layers	<ul style="list-style-type: none"> - Scheiding drained undrained - Onderbouwing modelering - Detailniveau grondonderzoek bodemschematisering - Detailniveau grondonderzoek groutlichaam 				
Plate	<ul style="list-style-type: none"> - Type damwand: - Corrosie: - Openingspercentage: - EA en EI: - f;open en 0,9 x w in controle - prevent punching uit 				
Anchor	<ul style="list-style-type: none"> - Type Anker - Corrosie(bescherming): - h.o.h.: - EA: 				
Embedded beam row	<ul style="list-style-type: none"> -Type -Diameter groutlichaam -Lengte groutlichaam 				
Anchor_puntveer	<ul style="list-style-type: none"> - EA - Lspacing 				
Mesh	Fine global mesh				
Coarseness Mesh grond t.h.v. maatgevend glijvlak	0.25				
Coarseness Mesh constructieve elementen	0.125				

Flow conditions	<ul style="list-style-type: none"> - Situatie dagelijkse omstandigheden - Effect installatie damwand waterspanningen - Situatie WBN - Verloop waterspanningen overleg aanwezige lagen 				
Vergelijking D-stability uitgevoerd	Aanwezig of niet				

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 3
Documenten	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
Datum levering	9-10-2020
Datum review	15-10-2020

Naam	Omschrijving	Waarde	Eis	Beoordeling	Onderbouwing	Reactie	Reactie
GEO-1	Geotechnische stabiliteit		1.1				
GEO-2	Snijden		n.v.t.				
STR-1	Moment+Normaalkracht		UC<1,00				
STR-1	Dwarskracht		UC<1,00				
STR-1	Knik		UC<1,00				
STR-2	Sterkte ankerstang		UC<1,00				
STR-2	Sterkte gording		UC<1,00				
SSI-1	Verticaal evenwicht		UC<1,00				
SSI-2	Overschreiden houdkracht		UC<1,00				
Vervorming	$u_{vert;kruin;SLS}$		-0.1				
Vervorming	$u_{hor;BIT-BUT;SLS}$		0.1				
Vervorming	$u_{hor;SLS}$		-0.1				

Project	VKA Stad Tiel deeltraject 3
Documenten	INFR200121 B-008 201009 Dijkvak 3 kistdam_rev0.p2dx
Datum levering	9-10-2020
Datum review	15-10-2020

Nr.	Verwijzing	Tekstdeel / passage	Opmerking OG	Reactie ON op opmerkingen OG	Reactie OG
1	2.1		Bullit t.a.v. erosiescherm/functiescheidend scherm in de binnenteen voor de appartementen lijkt te ontbreken	Is toegevoegd.	
2	figuur 2-3		Afbeelding aanpassen dit scheidt onnodige verwarring graag juiste versie opvragen bij HNS	Is toegevoegd.	
3	figuur 2-5		graag duiden symbolen	Is toegevoegd.	
4	2.4.1		Opnemen in risicoreservering/kosten dat er mogelijk langer planken en ankers nodig zijn	Is toegevoegd.	
5	tabel 2-1		Tabel strook niet helemaal met tekst van 2.4.1. omdat hier wordt aangegeven van -4,0m NAP voor niveau zand representatief is.	Tekst in paragraaf 2.4.1 is aangepast.	
6	2.5.1.		Opnemen waarden HBN 2075/2125 t.b.v. kopniveau damwand kistdam buitenzijde	Is toegevoegd.	
7	figuur 2-6		1 De waterspanningen zijn nu zo gemodelleerd dat er geen effect van de wanden van de kistdam op het verloop van PL1 is. Dat kan in de praktijk alleen als er rekening wordt gehouden met openingen. Is dit nu al verdiscoteerd in de wand (EA etc.?) 2 De waarde voor de stijghoogte lijkt erg hoog is deze correct weergegeven bepaald?	1. De invloed van de gaten op de stijfheid en sterkte van de wand wordt in het DO onderzocht. 2. Rekensheet voor stijghoogte is in de bijlage opgenomen.	
8	Figuur 2-9		Er kan worden gekozen om de ligging van het maatgevende restprofiel scherper te definiëren omdat het hele holocoon op S'10,7 wellicht wat zwaar is t.h.v. de onderzijde damwand BIK. Kans DO	Wordt toegevoegd in het DO, aanvullend geldt dat de nieuwe kennisdocumenten POVM wellicht nog kunnen leiden tot optimalisatie.	
9	figuur 2-10		Het lijkt in het geval van overslag niet geheel realistisch dat het waterniveau op maaiveld ligt t.h.v. de ondergrondingskuil. (in plaxis uitvoer lijkt dit ook anders)	Mogelijke optimalisatie voor in het DO. Zoals aangegeven in de mail (19-10) gaan we uit van freatische lijn gelijk aan niveau van de erosiekuil of het restprofiel.	
10	2.8		Is nog verkend of rekenen zonder design approach maatgevender voor grondlagen die zich binnen de kistdam bevinden?	Nee, deze controle voeren we uit in het DO.	
11	tabel 2-2		Nader onderbouwen waarom niet vanaf fase 4a de switch wordt gemaakt naar Val WBN	Is toegevoegd.	
12	Tabel 3-1		Staal kwaliteit nu laag ingestoken wellicht verstandig deze hoger te kiezen omdat effecten op kosten beperkt zijn en mogelijkheden tot optimalisatie biedt in DO	Mogelijke optimalisatie voor in het DO.	
13	3.2.		Aangeven hoe om is gegaan met effecten van fluideren op het ontwerp op basis van Trillingspredicties, zie overleg Herm-Jan, Koen van Gerven en Jordy Kames.	De invloed wordt bepaald in het DO. Voor nu is een risicoreservering voorgesteld waarin zwaardere en langere planken opgenomen zijn.	
14	3.2		Als wordt uitgegaan van dubbelzijdige corrosie bescherming is verbuisd boren dan geen logischere optie i.v.m. afgroten?	Besproken in overleg, we passen geen dubbelzijdige corrosiebescherming toe. I.p.v. daarvan gaan we uit van massieve ankerstaaf met 6 mm materiaalafname op de straal.	
15	4.1 punt 8		Als de weg wordt ontgraven kan een zandvulling worden aangebracht t.h.v. de ankers dit heeft gunstige gevolgen voor het effect van zakkende grond op ankers o.b.v. de CUR 166 methode. Mogelijke is een massief staaf anker met staal/corrosie toeslag dan voordeliger?	Mogelijke optimalisatie voor in het DO.	
16			Willen we hier nog ervaringen vanuit de Waalkade meenemen t.a.v. trillingen? navragen bij @Koen van Gerven	Goed punt. Opgemerkt wordt dat we uitvoorzorg in het ontwerp al rekening gehouden hebben met drukkend installeren.	
17	Figuur 5-1		Het lijkt dat er een waterbelasting tegen de passieve zijde t.h.v. de damwand BIK aanwezig is + t.h.v. maaiveld. Klopt deze modelering?	Goed punt. Zie toelichting in mail 19-10, dit is gecorrigeerd in definitieve rapportage.	
18	Algemeen		factor effect zakkende grond voor horizontaal anker is 1,4 i.p.v. 1,25	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	
19	5.2.5		indien fluideren benodigd is kan dit mogelijk nog een negatief effect hebben op de benodigde inheidsdiepte	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	
20	5.2.6.		Is het nog verstandig om een omgekeerde controle te doen met kar. waarden in de kistdam en rekenwaarden daarbuiten?	Klopt, aandachtspunt voor het DO.	

21	Algemeen		N.a.v. de review van dijkvak 5a is aangegeven dat de controle van de krachten o.b.v. PPL vs CUR 166 zou worden nagelopen . Onduidelijk is of dit ook al voor dijk vak 3 is gedaan omdat de rekensheet voor de krachten nog hetzelfde eruit zien qua uitvoer	Besproken in overleg. Voor damwanden toetsen we conform de eurocode. Voor verankering (sterkte en houdkracht) volgen we de CUR166. Zoals aangegeven is het verschil tussen CUR166 en PPL 0,03 in factoren. Aangezien we de unity checks niet volledig uitnutten is procedure CUR166 akkoord.	
22	Algemeen		Voor de kistdam is nu nog geen rekeningen gehouden met zakkendgrond op ankers. Ondanks dat het effect waarschijnlijk beperkt is voor Tiel dit wel beschouwen of kwantificeren d.m.v. risico/kosten DO fase	De eventuele verzwaring van het ontwerp wordt afgedekt door de voorgestelde risicoreservering.	
22	Algemeen		Opnemen productblad/verwijzing Ankerstang t.a.v. kenmerkende eigenschappen	Is toegevoegd.	



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