OPDRACHTGEVER: WATERSCHAP LIMBURG

ONTWERPNOTA DIJK

PLANUITWERKING THORN-WESSEM

17 JULI 2025

WSP NEDERLAND B.V.
RINGWADE 41
3439 LM NIEUWEGEIN

+31 88 910 20 00
wsp.com

PROJECTNUMMER
WAB024942

DOCUMENTNUMMER
ThornWessem-D-016-Ontwerpnota Dijk-v4

COLOFON

RAPPORTHISTORIE

0c	22-03-2024	Concept versie van Macrostabiliteit voor review WL
0f	16-05-2024	Concept versie aangevuld met piping en dijksectie 4 voor review WL
1	15-08-2024	Eindconcept versie ontwerploop 2, fase VO voor review WL
2	04-10-2024	Definitieve versie ontwerploop 2, fase VO (review WL verwerkt)
3	07-03-2025	Eindconcept ontwerploop 3, fase VO, versie voor review WL
4	17-07-2025	Definitieve versie ontwerploop 3, fase VO

VERANTWOORDING

Deze rapportage betreft het Ontwerpnota Dijk voor de Planuitwerking Thorn-Wessem, opgesteld in opdracht van Waterschap Limburg.

CONTACTGEGEVENS

WSP NEDERLAND B.V.
+31 88 910 20 00
nl.info@wsp.com

AUTORISATIE

PROJECTNUMMER	DOCUMENTNUMMER	VERSIE	STATUS
WAB024942	ThornWessem-D-016-Ontwerpnota Dijk	4	Definitief

OPGESTELD DOOR	FUNCTIE	DATUM	PARAAF
CBR LBA TCU	Adviseur Waterveiligheid Adviseur Waterveiligheid Ontwerpleider waterkeringen	13-05-2025	CBR LBA TCU

GEVERIFIEERD DOOR	FUNCTIE	DATUM	PARAAF
TCU	Ontwerpleider waterkeringen	13-05-2025	TCU

GOEDGEKEURD DOOR	FUNCTIE	DATUM	PARAAF
GLA	Projectmanager	13-05-2025	GLA

PRODUCTIETEAM

OPDRACHTGEVER

SMU	Technisch Manager
MSM	Technisch Manager
Functie	Naam

WSP

TCU	Ontwerpleider waterkeringen
LBA	Adviseur Waterveiligheid
CBR	Adviseur Waterveiligheid

SUBCONSULTANTS

MVE	Geo2 Engineering B.V. (onderdeel damwandontwerp Maasboulevard)
Functie	Naam
Functie	Naam

INHOUDS-OPGAVE

1 INLEIDING 8
1.1 Aanleiding en context 8
1.2 Plangebied 8
1.3 Doelstelling(en) 10
1.4 Positionering ontwerpnota dijk 11
1.5 Leeswijzer 12

2 BESCHRIJVING ONTWERP EN ONDERBOUWING ONTWERPKEUZES PER DIJKSECTIE 13
2.1 Algemeen 13
2.2 Dijksectie 1 15
2.3 Dijksectie 2 17
2.4 Dijksectie 3 17
2.5 Dijksectie 4 18
2.6 Dijksectie 5 21
2.7 Meekoppelkansen 22
2.7.1 Nieuwe ontsluiting Nautische Boulevard / Waage Naak 22
2.7.2 Fietspad op de dijk 23

DIJKSECTIES 1 T/M 3: GROENE DIJKEN 24

3 MACROSTABILITEIT BINNEN- EN BUITENWAARTS (STBI EN STBU) 25
3.1 Methode 25
3.1.1 STBI 26
3.1.2 STBI i.c.m. overslag 26
3.1.3 STBU 27
3.2 Uitgangspunten 27
3.2.1 Locaties maatgevende profielen 27
3.2.2 Grondopbouw 28
3.2.3 Grondparameters 28
3.2.4 Inpassing dijk 29
3.2.5 Hydraulische randvoorwaarden 30
3.2.6 Verkeersbelasting 32
3.3 Resultaten 32
3.3.1 Basissommen 32
3.3.2 Verificatie resultaten Uplift-Van 35
3.3.3 Gevoeligheidsanalyse 35
3.3.4 Mogelijke versterkingsmaatregelen eind dijksectie 3 37
3.4 Conclusies 38

4 PIPING (STPH) 40
4.1 Methode 40
4.1.1 Opbarsten 40
4.1.2 Heave 41
4.1.3 Terugschrijdende erosie 41
4.2 Uitgangspunten 42
4.3 Resultaten 43
4.3.1 Interactie STBI/STPH 45
4.3.2 Type maatregel 46
4.4 Conclusies 47

5 GRASBEKLEDING EROSIE BUITENTALUD (GEBU) 49
5.1 Methode 49
5.1.1 Eenvoudige toets 49
5.1.2 Gedetailleerde toets 49
5.2 Uitgangspunten 50
5.3 Resultaten 52
5.4 Conclusies 53

6 GRASBEKLEDING AFSCHUIVEN BUITENTALUD (GABU) 54
6.1 Methode 54
6.1.1 Eenvoudige toets 54
6.1.2 Gedetailleerde toets 54
6.2 Uitgangspunten 55
6.3 Resultaten 55
6.4 Conclusies 56

7 GRASBEKLEDING AFSCHUIVEN BINNENTALUD EN MICROSTABILITEIT (GABI EN STMI) 57
7.1 Methode 57
7.1.1 Eenvoudige toets 57
7.1.2 Gedetailleerde toets 58
7.1.3 Toets op maat 61
7.2 Uitgangspunten 62
7.3 Resultaten 64
7.3.1 Zanddijk met kleibekleding 64
7.3.2 Kleidijk 65
7.4 Conclusies 66

8 GRASBEKLEDING EROSIE KRUIN EN BINNENTALUD (GEKB) 67

9 ZETTINGSVLOEIING VOORLAND (VLZV) 69
9.1 Methode 69
9.2 Uitgangspunten 69
9.3 Resultaten 70
9.3.1 Eenvoudige toets 71
9.3.2 Toets op maat 71
9.3.3 Kwalitatieve beschouwing resultaten 72
9.4 Conclusies 76

DIJKSECTIE 4: MAASBOULEVARD 77

10 HOOGTE 78

11 STERKTE EN STABILITEIT 80

12 PIPING 81

13 WATERKERENDE KUNSTWERKEN 82

DIJKSECTIE 5: VERHOLEN KERING 83

14 VERHOLEN KERING DIJKSECTIE 5 84
14.1 Inleiding 84
14.2 Beoogd dijktracé verholen kering 85
14.3 Macrostabiliteit Binnenwaarts (STBI) 86
14.4 Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) 88
14.5 Piping (STPH) 90
14.6 Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU) 91
14.7 Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB) 94
14.8 Niet waterkerende objecten (NWO's) 95
14.8.1 Bebouwing (NWO_{be}) 95
14.8.2 Begroeiing (NWO_{bo}) 95
14.8.3 Kabels en leidingen (NWO_{KL}) 95
14.8.4 Beekkruisingen 96
14.9 Conclusie 97

15 REFERENTIES 98

OVERZICHT BIJLAGE(N)
Bijlage A

— Piping kaarten

BIJLAGE A. KAARTEN — PIPING 2

Bijlage B

— dIJKSECTIE 5

BIJLAGE B. — DIJKSECTIE 5 — 4

Bijlage E

— VO-tekeningen waterkering

BIJLAGE C. WATERKERING — VO-TEKENINGEN 2

Bijlage F

— Standaard profiel groene dijk

BIJLAGE D. FIEL GROENE DIJK — STANDAARDPRO 2

BIJLAGE E. MATRIX VEERHUIS — TRADE-OFF 3

1 INLEIDING

1.1 AANLEIDING EN CONTEXT

Het Waterschap Limburg (hierna WL) heeft het voornemen om het dijktraject Thorn-Wessem te versterken. De dijk is op dit traject niet sterk en hoog genoeg om Thorn en Wessem ook in de toekomst te beschermen tegen hoogwater[1]. Met het versterken van de dijk moet ook de Thornerbeek worden verlegd. Deze beekverlegging gaat samen met natuurherstel waarmee invulling wordt gegeven aan de eisen die volgen uit de Europese Kaderrichtlijn Water (KRW).

In 2016 is een verkenning gestart waarbij samen met de omgeving en belanghebbenden mogelijke oplossingsrichtingen zijn geïnventariseerd. Deze verkenning is in 2021 afgerond waarbij de keuze voor het type en tracé van de dijkversterking en de beekverlegging is vastgelegd in de Nota Voorkeursalternatief[2]. De dijk wordt daarbij zo ontworpen dat deze bij extreme piekafvoeren niet faalt op sterkte, maar op hoogte, wat wil zeggen dat in deze situatie water over de kruin van de dijk kan stromen. Op deze wijze draagt de dijk en het achterliggend gebied tijdens piekafvoeren bij aan een waterstandsdaling als onderdeel van het grotere geheel aan systeemmaatregelen in het Maasdal.

De uitwerking van het Voorkeursalternatief (VKA) zoals vastgelegd in de Nota Voorkeursalternatief is onderdeel van de planstudiefase.

1.2 PLANGEBIED

Het plangebied is het gebied waarbinnen de maatregelen worden getroffen. In formele zin is het plangebied het gebied waar het formele besluit[3] betrekking op heeft. In het MER Fase 1 was het plangebied nog gericht op het beschouwen en afwegen van verschillende alternatieven. In MER Fase 2 heeft het plangebied betrekking op de uitwerking en inpassing van het voorkeursalternatief (VKA).

GEBIEDSKARAKTERISTIEK

Binnen het plangebied vormen Thorn en Wessem de belangrijkste (historische) woonkernen met beiden ruim 2000 inwoners. Deze woonkernen worden met elkaar verbonden door de weg Meers/Thornerweg. Ten noorden van deze weg heeft het gebied tussen Thorn en Wessem voornamelijk een agrarische functie. Het betreft een afwisseling van grasland en akkerland. Ten zuiden van deze weg heeft het gebied een meer recreatief en economisch karakter. Naast de twee kernen zijn de Maas en met name de Maasplassen, die zijn ontstaan door grootschalige grindwinning, beeldbepalend voor het gebied. De plassen hebben nu een belangrijke recreatieve functie met hun stranden, watersportgebieden, jachthavens en campings.

DIJK

Het dijktraject Thorn-Wessem heeft een bestaand dijktracé van ongeveer 5.280 meter. De dijk is, na het ontstaan van de plas de Grote Hegge (grindwinning), aangelegd in de jaren ’70 en ‘80. Het meest oostelijke deel van de dijk nabij Wessem is in 1996 aangelegd, vlak na de hoogwaters van 1993 en 1995. In 2005 heeft de dijk een wettelijke status als primaire waterkering gekregen.

[1] In 2010 zijn de waterkeringen in Limburg getoetst en voor een groot deel afgekeurd. Ook de kering van Thorn-Wessem is in deze ronde afgekeurd en dient daarom versterkt te worden.
[2] Nota Voorkeursalternatief DT 79: Thorn-Wessem (kenmerk 2021-D17409), 16 maart 2021, Waterschap Limburg.
[3] Goedkeuringsbesluit van Gedeputeerde Staten van de provincie Limburg van projectbesluit

Het dijktraject Thorn – Wessem is opgedeeld in 5 dijksecties (zie Figuur 1-1). Dijksectie 1 begint bij de aansluiting met de grens met België bij Thorn en loopt via dijksectie 2 en dijksectie 3 door tot de aansluiting van de Waage Naak op de Maasboulevard, deze dijksecties omvatten groene dijken in het landelijke gebied. Dijksectie 4 betreft een harde kering; de Maasboulevard in Wessem en dijksectie 5 betreft een verholen kering bij de A2.

Figuur 1-1: Dijktraject Thorn-Wessem (de oranje lijn geeft de huidige kering aan).

THORNERBEEK

Door het gebied stromen een aantal beken, zoals de Panheelderbeek, de Thornerbeek en de Itterbeek, die samen één waterhuishoudkundig systeem vormen en waarvan de Thornerbeek de meest relevante is (zie Figuur 1-2). Als gevolg van tal van ruimtelijke ontwikkelingen, zoals het ontstaan van de Maasplassen de aanleg van het kanaal Wessem-Nederweert, Rijksweg A2, woningbouw en bedrijfsontwikkeling is het watersysteem in de loop der jaren steeds kunstmatiger geworden. De beken liggen op plekken dicht tegen de dijk aan. De Thornerbeek is de benedenloop van de Itterbeek. De Itterbeek ontspringt op het Kempisch Plateau en vervolgt zijn weg in zuidoostelijke richting om vervolgens ten zuidwesten van Thorn over te gaan in de Thornerbeek. Hier voegt de Witbeek zich bij de Thornerbeek. De Panheelderbeek door Wessem komt vlak voor de beekmonding (in de haven van Wessem) samen met de Thornerbeek. Ter hoogte van de monding in Wessem bij de jachthaven is de beek sterk aan banden gelegd en mondt via een drietal duikers uit in de Maas.

Figuur 1-2: Huidige ligging beken in projectgebied.

1.3 DOELSTELLING(EN)

Het project Thorn-Wessem geeft invulling aan doelstellingen vanuit verschillende programma's.

1. Dijkversterkingsopgave: Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP);
2. Beekherstelopgave: KRW en Waterbeheer 21e eeuw (WB21);
3. Systeemopgave: Deltaprogramma Maas.

Deze drie opgaven zetten een transformatie in gang die invulling geeft of raakt aan een reeks belangrijke ontwikkelingen in het plangebied tussen Thorn en Wessem. Om deze ontwikkelingen goed op elkaar af te stemmen is door de gemeente Maasgouw een gebiedsperspectief opgesteld. De verschillende doelstellingen van deze opgaven en de gebiedsvisie, worden hieronder nader toegelicht.

DIJKVERSTERKINGSOPGAVE

Om te borgen dat Nederland nu en in de toekomst beschermd is tegen overstromingen, is wettelijk vastgelegd dat primaire keringen periodiek worden beoordeeld[4]. Primaire keringen die niet in orde zijn, worden versterkt. Om overstromingen in Nederland te voorkomen, wordt vóór 2050 in heel Nederland 1.500 kilometer aan dijken versterkt. Afspraken over welke primaire keringen wanneer aangepakt worden, leggen het Rijk en de diverse waterschappen gezamenlijk vast in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (hierna HWBP). Het HWBP is een alliantie van de 21 waterschappen en Rijkswaterstaat. Het doel van het huidige HWBP is het op orde krijgen van de primaire keringen die zijn afgekeurd. De primaire keringen moeten voldoen aan de wettelijke norm voor hoogwaterveiligheid die per 1 januari 2017 in werking is getreden. WL is verantwoordelijk voor de hoogwaterbescherming in haar beheersgebied. WL doet dit in samenwerking met partners als Rijkswaterstaat, het ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, de provincie Limburg en betrokken gemeenten. Een van de dijktrajecten waarvoor een versterkingssopgave geldt, is het dijktraject Thorn-Wessem.

BEEKHERSTELOPGAVE

De Thornerbeek ligt grotendeels strak tegen de teen van de dijk. Met het versterken van de dijk blijft er onvoldoende ruimte over voor deze beek, daarom wordt de Thornerbeek op deze locatie verlegd. Daarbij ligt er voor WL de opgave om de Thornerbeek in te richten als een natuurbeek. De Thornerbeek en benedenloop van de Panheelderbeek (Wessem) zijn aangewezen als KRW-waterlichaam. De KRW is een Europese richtlijn die moet leiden tot verbetering van de chemische en ecologische kwaliteit van oppervlaktewateren. Het doel van de KRW is dat uiterlijk in 2027 al het water in

[4] Voorheen artikel 2.12 lid 4 Waterwet en Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, per 1 januari 2024 overgegaan in de Omgevingswet.

de EU-lidstaten schoon en gezond is. De Thornerbeek en benedenloop van de Panheelderbeek voldoen momenteel niet aan de functie van natuurbeek en de doelen vanuit de KRW. Daarnaast ligt er nog een opgave voor het herstel van de beekmonding. Als onderdeel van de KRW-opgave is met Rijkswaterstaat en de provincie Limburg een convenant gesloten voor herstel en inrichting van de beekmondingen in de maas ter bevordering van de KRW-doelen (o.a. Vismigratie en morfologisch herstel).

Vanuit het WB21 beleid geldt als opgave dat wateroverlast vanuit regionale watersystemen moet worden voorkomen. Bestaande knelpunten moeten worden opgelost en eventuele nieuwe knelpunten als gevolg van de dijkversterking en beekverlegging moeten worden voorkomen. Een logisch en efficiënt beeksysteem is een belangrijke randvoorwaarde.

SYSTEEMOPGAVE

Voor de Limburgse Maasvallei geldt dat de huidige dijken bij de maatgevende afvoer overstroombaar moeten zijn. De binnendijkse gebieden hebben namelijk een waterbergende functie voor het hele Maassysteem en maken onderdeel uit van het formeel vastgestelde rivierbed. Voor de dijken die op de nieuwe normhoogte worden gebracht vervalt deze zogenaamde 'overstroombaarheidseis'. Dit betekent dat ruimte van de rivier verloren gaat, aangezien een aanzienlijk deel van het rivierbed achter de nieuwe primaire kering komt te liggen. Om toch zoveel mogelijk rivierbed te behouden en de stijging van de waterstand te compenseren, zijn zogeheten 'systeemmaatregelen' nodig. Hierbij kan gedacht worden aan dijkterugleggingen en retentiemaatregelen.

GEBIEDSPERSPECTIEF

De verschillende opgaven hebben grote ruimtelijke gevolgen, die voor lange tijd het gebruik en aanzicht van het plangebied bepalen. Voor de burgers en bedrijven én voor de toekomst van het totale plangebied is het van groot belang dat deze ontwikkelingen in samenhang met elkaar tot stand komen. Dit belang wordt door alle betrokken partijen onderschreven. De wijze waarop de verschillende opgaven worden afgestemd en welke rol iedere betrokken overheid hierin heeft, is vastgelegd in de *Bestuursovereenkomst Gebiedsplan en Planuitwerkingsfase Thorn Wessem*[5]. Bij deze bestuursovereenkomst is als bijlage een door de gemeente Maasgouw opgesteld gebiedsperspectief met een lange termijn visie op de ontwikkeling van het gebied tussen Thorn en Wessem opgenomen.

In het gebiedsperspectief is opgenomen dat het gebied tussen de kernen Thorn en Wessem zo veel mogelijk vrij van nieuwe bebouwing blijft. Ruimtelijke ontwikkelingen in (gebieden grenzend aan) de kernen en op de bestaande bebouwingspercelen in het gebied zijn wel mogelijk. Verder dienen de huidige landschappelijke kwaliteiten te worden versterkt en dient de Thornerbeek te worden verlegd. Op deze wijze blijft er ook meer ruimte beschikbaar voor waterberging. In de planuitwerking is de uitwerking van de dijkversterking, beekherstel en de systeemopgave afgestemd met het gebiedsperspectief van de gemeente Maasgouw. Hierbij is een gecoördineerde aanpak gehanteerd. Desondanks behoudt iedere partij haar eigen verantwoordelijkheid voor de nadere uitwerking en besluitvorming vanuit hun bevoegd gezag.

1.4 POSITIONERING ONTWERPNOTA DIJK

Deze rapportage betreft de Ontwerpnota Dijk voor de dijkversterkingsopgave van project Thorn-Wessem.

In deze rapportage wordt de technische onderbouwing gegeven van het Inpassend Ontwerp van de waterkeringen. Het Inpassend Ontwerp is een ontwerp op VO-niveau met als belangrijkste doel het aantonen van de technische maakbaarheid en het definiëren van het definitieve ruimtebeslag wat nodig is om de dijkversterkingsopgave te realiseren. Op basis van het inpassend ontwerp wordt de juridische planprocedure doorlopen, waardoor het detailniveau van het inpassend ontwerp voldoende is uitgewerkt, zodat het geschikt is als onderbouwing van het (ontwerp) projectbesluit. Het Inpassend Ontwerp wordt tevens gebruikt in de aanbestedingsfase. Na gunning zal de geselecteerde aannemer dit Inpassend Ontwerp verder uitwerken tot een Definitief Ontwerp (DO) en Uitvoeringsontwerp (UO).

[5] https://zoek.officielebekendmakingen.nl/stcrt-2023-13310.pdf

Naast deze ontwerpnota dijk is tevens een ontwerpnota beek opgesteld waarin het VO van de beek is uitgewerkt. Als kapstok voor beide ontwerpnota's is een Landschapsplan opgesteld. Het landschapsplan heeft tot doel het integreren van het (technisch/functioneel) ontwerp in het landschap tot een samenhangend geheel van ruimtelijke maatregelen (ruimtelijk functioneel ontwerp) en gericht op het versterken van de ruimtelijke kwaliteit. Daarbij worden meegenomen de mitigerende en compenserende maatregelen uit het Compensatieplan en de (architectonische) vormgeving. Op basis van de inpassing en vormgeving kan een verantwoorde ruimteclaim worden gedaan t.b.v. de m.e.r.-en planologische procedures.

1.5 LEESWIJZER

In hoofdstuk 2 is een beschrijving van het ontwerp langs het gehele dijktraject gegeven. Hierin zijn de ontwerpkeuzes onderbouwd en worden eventuele afwijkingen van het VKA beschreven.
Deze Ontwerpnota Dijk bevat vervolgens de technische onderbouwing van het ontwerp van de waterkeringen van:

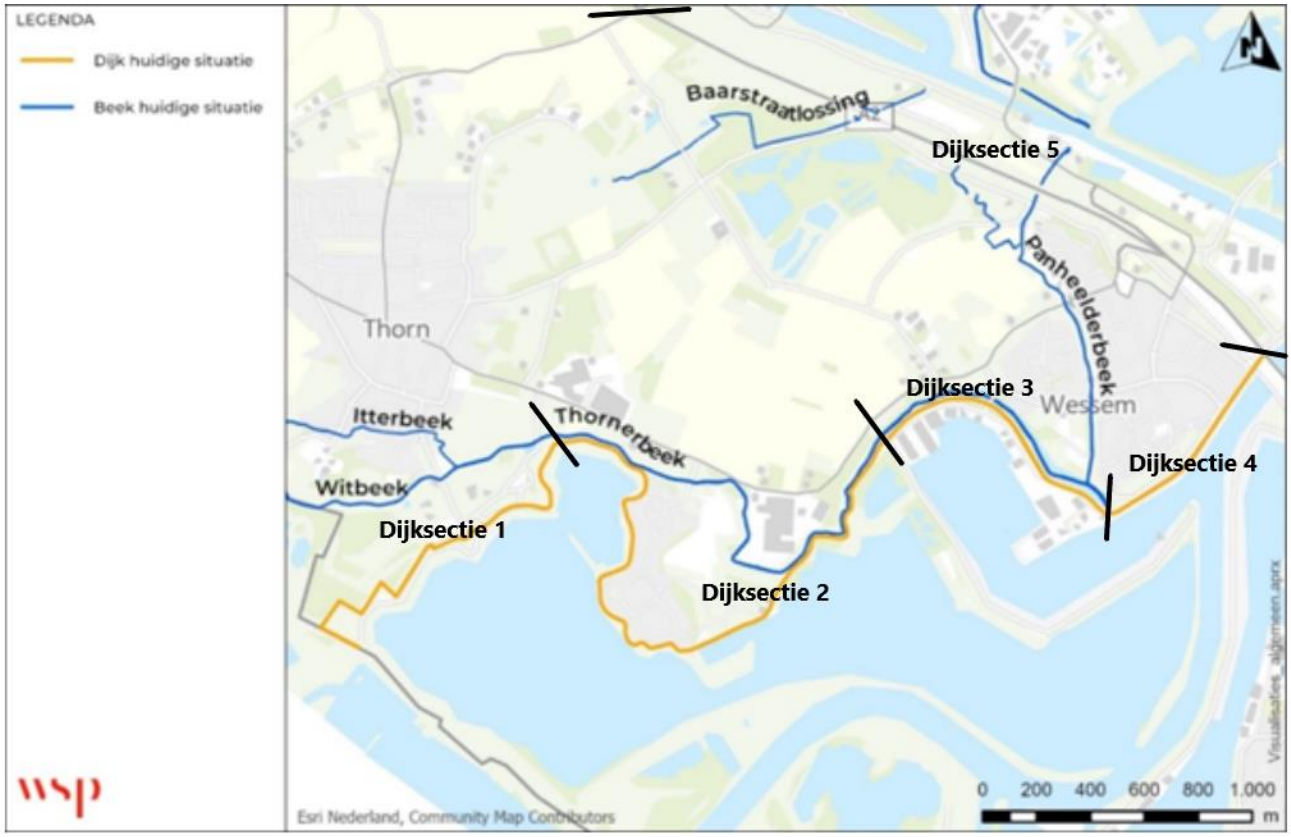
- Dijksecties 1 t/m 3 (Groene dijken)
    - H3 betreft faalmechanisme Macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts (STBI/STBU)
    - H4 betreft faalmechanisme Piping (STPH)
    - H5 betreft faalmechanisme Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)
    - H6 betreft faalmechanisme Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)
    - H7 betreft faalmechanisme Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI) en Microstabiliteit (STMI)
    - H8 betreft faalmechanisme Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)
    - H9 betreft faalmechanisme Zettingsvloeiing voorland (VLZV)
- Dijksectie 4 (Maasboulevard)
    - H10 betreft faalmechanisme Hoogte
    - H11 betreft faalmechanisme Sterkte en Stabiliteit
    - H12 betreft faalmechanisme Piping
    - H13 betreft de Waterkerende kunstwerken
    - H14 betreft de Maatwerklocatie 't Veerhuis
- Dijksectie 5 (Verholen kering)
    - H15 betreft de analyses van de verschillende faalmechanismen voor de verholen kering in dijksectie 5
- H16 geeft een lijst met openstaande ontwerpzaken t.b.v. DO-fase

2 BESCHRIJVING ONTWERP EN ONDERBOUWING ONTWERPKEUZES PER DIJKSECTIE

Dit hoofdstuk betreft een beschrijving en onderbouwing van het ontwerp en de gemaakte ontwerpkeuzes in het VO. Daarnaast worden de belangrijkste keuzes en afwijkingen ten opzichte van het VKA [19] in dit hoofdstuk beschreven. De belangrijkste ontwerpkeuzes uit het VKA zijn het tracé en type kering. Het VO is op basis van deze hoofdkeuzes verder gedetailleerd en ingepast in de omgeving. Het resulterende VO-ontwerp is uitgewerkt op tekeningen die zijn bijgevoegd als Bijlage C.

2.1 ALGEMEEN

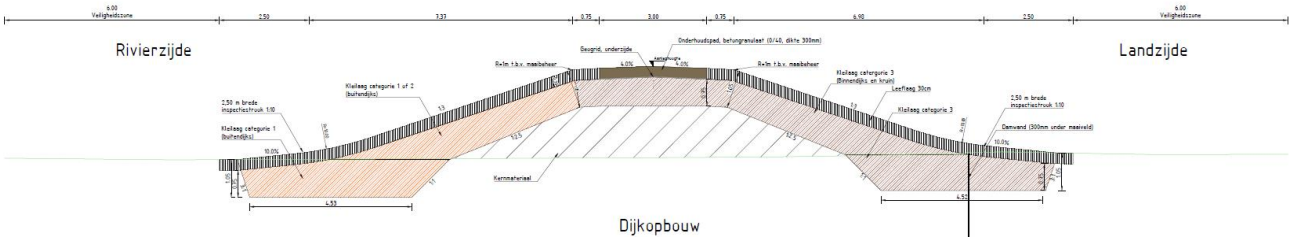
Dijktraject 79-1 betreft de waterkering in het landelijke gebied tussen Thorn en Wessem en strekt zich over ruim 5 kilometer. Het traject is onderverdeeld in dijksecties 1 t/m 5. Sectie 1 begint bij de aansluiting met de grens met België bij Thorn en loopt via dijksectie 2 en dijksectie 3 door tot de aansluiting van de Waage Naak op de Maasboulevard, zie Figuur 2-1. Dijksectie 4 betreft de harde kering ter plaatse van de Maasboulevard en Polstraat in Wessem. Sectie 5 betreft een verholen kering.



Figuur 2-1: Dijktraject Thorn Wessem met 5 dijksecties (de oranje lijn geeft de huidige kering aan)

ONTWERPKEUZE: STANDAARD DIJKPROFIEL

In dijksecties 1 t/m 3 is sprake van een groene dijk. Hiervoor hanteert Waterschap Limburg een standaard dijkprofiel dat is vastgelegd in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] en waarmee invulling wordt gegeven aan de beheer- en onderhoudbaarheid van de waterkeringen. Dit profiel is weergegeven in Figuur 2-2 en in Bijlage D.



Figuur 2-2: Standaard dijkprofiel Waterschap Limburg, zie Bijlage D

In de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] staan de specificaties van de verschillende materialen verder uitgewerkt in eisen. Op de kruin van de dijk ligt een onderhoudspad met een breedte van 3,0 m. Op sommige locaties wordt deze onderhoudsstrook gecombineerd met een fietspad (zie hiervoor het Landschapsplan). Aan weerszijden van de dijk is in het ontwerp een inspectiestrook van 2,5 m breed opgenomen ten behoeve van de onderhoudbaarheid van de dijk. Daarnaast wordt een veiligheidszone van 8,5 m breed (6,0 m vanaf rand beheerstrook) aangehouden die vrij blijft van begroeiing en bomen, zodat deze geen negatieve impact op het waterkerend vermogen van de dijk hebben. Voor de harde waterkering in dijksectie 4 geldt een veiligheidszone van 5,5 m breed. Dit is conform de standaard klanteisen van de beheerder van WL.

ONTWERPKEUZE: SYSTEEMOPGAVE

De systeemopgave voor Thorn-Wessem wordt uitgevoerd door de huidige kering te versterken conform de huidige wettelijke norm (1:100 per jaar). Het gebied tussen Thorn en Wessem achter de primaire kering heeft een belangrijke waterbergende functie voor het hele Maassysteem bij extreme piekafvoeren. Om die reden wordt de kering zo ontworpen dat bij extreem hoge piekafvoeren, de kering eerst overstroomt en niet al eerder faalt op een ander mechanisme (bijvoorbeeld stabiliteit of piping). Dit is bereikt door een aanpassing te maken aan de standaard faalkansbegroting, zoals is vastgelegd in het Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. Zo draagt het gebied tussen Thorn en Wessem bij aan een betrouwbaarder en robuuster Maassysteem.

ONTWERPKEUZE: HOOGTEOPGAVE, ONTWERPLEVENSDUUR EN KLIMAATSCENARIO

De hoogteopgave van de waterkering is ten opzichte van het VKA in de planstudie geoptimaliseerd door gebruik te maken van de vigerende hydraulische belastingmodellen. Daarnaast is onderzocht of een adaptieve strategie kan bijdragen aan het reduceren van de hoogteopgave. Dit heeft geleid tot een kortere ontwerplevensduur voor dijksectie 4 (harde kering Maasboulevard) van 50 jaar (gelijk aan ontwerplevensduur groene dijken in dijksecties 1 t/m 3) in plaats van de standaard ontwerplevensduur van 100 jaar voor een harde kering. In hoofdstuk 10 van dit rapport is deze adaptieve strategie verder uitgewerkt. Omdat er reeds een optimalisatie op de ontwerplevensduur heeft plaatsgevonden, wordt uitgegaan van het standaard klimaatscenario (W+) en wordt dit binnen het project niet aangepast naar een ander klimaatscenario met lagere rivierafvoeren (G).
In de ontwerphoogtes van de waterkering is rekening gehouden met het effect van het falen van de Koningsteendam conform het Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. Dit betreft een toeslag van 0,2 m in dijksectie 1, een toeslag van 0,1 m in dijksectie 2 en geen toeslag in dijksecties 3 t/m 5.

2.2 DIJKSECTIE 1

Het VKA voor dijksectie 1 gaat uit van het versterken van de huidige dijk op Nederlands grondgebied, met als optimalisatie en ten behoeve van ruimtelijke kwaliteit het plaatselijk rechttrekken (''knikken eruit halen'') om zo een duidelijkere lijn in het landschap te creëren. De dijk wordt opgehoogd en de taluds worden verflauwd.

In het VO is dit ontwerp nader uitgewerkt. Er is onderzocht of de dijk ter plaatse van de huidige knikken via een vloeiend tracé kan gaan lopen, deze mogelijke optimalisatie is niet doorgevoerd. Voor een nadere toelichting en onderbouwing wordt verwezen naar het MER en het (ontwerp) projectbesluit. Het basisprincipe binnen dijksectie 1 is het versterken van de huidige dijk op de huidige locatie, waarbij het extra ruimtebeslag aan de binnendijkse zijde komt om negatieve rivierkundige effecten te voorkomen.

De ontwerpkruinhoogte in dijksectie 1 bedraagt NAP +25,0 m. Vanwege zetting en klink wordt rekening gehouden met een aanleghoogte bij oplevering van ca. NAP +25,2 m.

ONTWERPKEUZE: VERTICALE PIPINGMAATREGEL

In het VKA was de keuze voor het type pipingmaatregel in het VKA nog niet gemaakt. In het VO is nader onderzocht waar een pipingmaatregel noodzakelijk is (zie hoofdstuk 4). Op alle locaties waar een pipingmaatregel nodig is, is in het VO gekozen voor een verticale pipingmaatregel. Een horizontale oplossing ligt niet voor de hand omdat dit grote gevolgen heeft voor natuur (kappen bos en impact op groen-blauwe mantel). Daarnaast is er grote impact op de bestaande (ondergrondse) infrastructuur die zou moeten worden aangepast of verplaatst (rotonde, rijbaan grote Hegge).

ONTWERPKEUZE: OP TWEE LOCATIES VERSTERKEN IN BUITENDIJKSE RICHTING

Binnen dijksectie 1 wordt op twee locaties in buitendijkse richting versterkt.
Uit de rivierkundige beoordeling (MER-achtergrondrapport Water) volgt dat het dijkontwerp een netto volumeverandering van +53.742 m3 berging veroorzaakt. Er wordt dus netto extra bergend vermogen gecreëerd doordat er doorgaans in binnendijkse richting wordt versterkt. Ook binnen dijksectie 1 is ondanks de twee locaties met een kleine buitendijkse versterking nog altijd sprake van een netto volumeverandering van +11.025 m3 berging (dus netto extra bergend vermogen). Er is daarom geen compensatieopgave voor bergend vermogen.

Voor de twee locaties met een buitendijkse versterking wordt hieronder een onderbouwing gegeven dat deze buitendijkse versterkingen mogelijk zijn binnen de criteria uit de Redeneerlijn buitendijks versterken [30]:

Dijkvak op Nederlands-Belgische grens:
Het eerste deel waar een buitendijkse versterking plaatsvindt is het dijkvak waar de huidige dijk op de Nederlands-Belgische grens ligt (zie Figuur 2-3). De ontwerpkeuze die hier is gemaakt is om het permanente ruimtebeslag van de dijkversterking volledig op Nederlands grondgebied te houden (de inspectiestrook ligt tegen de grens). Hierdoor wordt de dijk over een lengte van ca. 140 meter in buitendijkse richting versterkt. Het buitendijkse ruimtebeslag is hier ca. 7 meter.
Criteria uit de Redeneerlijn buitendijks versterken [30]:

- 1b: Een binnendijkse dijkversterking zou hier een versterking op Belgisch grondgebied betekenen wat technisch (juridisch/procedureel) zeer lastig te realiseren is
- 2a: Buitendijkse versterking ligt hier niet op een hydraulisch ongunstige locatie
- 2b: Buitendijkse versterking levert hier geen belemmering op voor veilig en doelmatig gebruik van de rivier

Bovenstaande redenering is op 6 februari 2025 afgestemd met RWS en akkoord bevonden.

Figuur 2-3: Locatie dijkvak op NL-Be grens

Dijkvak ter plaatse van Grootheggerlaan:
Het tweede deel waar een buitendijkse versterking plaatsvindt is het dijkvak ten westen van het bastion bij Thorn, waar binnendijks van de bestaande dijk de weg Grootheggerlaan en een parkeerplaats ligt (zie Figuur 2-4). De ontwerpkeuze die hier is gemaakt is om in buitendijkse richting te versterken om de binnendijks gelegen Grootheggerweg (inclusief rotonde en parkeerplaats) te handhaven. Hierdoor wordt de dijk over een lengte van ca. 120 meter in buitendijkse richting versterkt. Het buitendijkse ruimtebeslag is hier ca. 6 meter.
Criteria uit de Redeneerlijn buitendijks versterken [30]:

- 1a: Een binnendijkse dijkversterking zou hier tot onredelijk hoge kosten leiden ten opzichte van een buitendijkse oplossing
- 2a: Buitendijkse versterking ligt hier niet op een hydraulisch ongunstige locatie
- 2b: Buitendijkse versterking levert hier geen belemmering op voor veilig en doelmatig gebruik van de rivier

Bovenstaande redenering is op 6 februari 2025 afgestemd met RWS en akkoord bevonden onder de voorwaarde dat criterium 1a met een kwantitatieve kostenanalyse wordt onderbouwd. De kwantitatieve kostenanalyse is in onderstaand kader weergegeven. Hierbij is gebruik gemaakt van het prijzenboek van de kostenraming van het VO en de hoeveelheden zijn bepaald op basis van de VO-tekeningen.

Kwantitatieve kostenanalyse Grootheggerlaan:

Directe benoemde bouwkosten variant **buitendijks versterken: ca. €235.000,-**
Werkzaamheden betreffen:

- Deels ontgraven bestaande dijk
- Aanbrengen en afwerken nieuwe dijk
- Aanbrengen onderhoudspaden

Directe benoemde bouwkosten variant **binnendijks versterken: ca. €650.000,-**
Werkzaamheden betreffen:

- Deels ontgraven bestaande dijk
- Aanbrengen en afwerken nieuwe dijk
- Aanbrengen onderhoudspaden
- Verwijderen en opnieuw aanbrengen weg Grootheggerlaan
- Verwijderen en opnieuw aanbrengen rotonde
- Verwijderen en opnieuw aanbrengen parkeerplaatsen

Figuur 2-4: Locatie dijkvak ter plaatse van Grootheggerlaan

In het landschapsplan wordt verder ingegaan op de ruimtelijke inpassing van de groene kering in dijksectie 1 en het behouden van de huidige functies op en rond de waterkering.

2.3 DIJKSECTIE 2

De ontwerpkruinhoogte in dijksectie 2 bedraagt NAP +24,9 m. Vanwege zetting en klink wordt rekening gehouden met een aanleghoogte bij oplevering van ca. NAP +25,1 m.

ONTWERPKEUZE: VERTICALE PIPINGMAATREGEL

In het VKA is de keuze voor het type pipingmaatregel al gemaakt. Er is gekozen voor een verticale pipingmaatregel. Deze keuze in het VKA is gebaseerd op een kostenvergelijking en ruimtelijke inpassing. Daar waar een pipingmaatregel wordt toegepast is de benodigde horizontale maatregel dusdanig groot dat het toepassen van een verticale maatregel voordeliger is en beter in te passen in de omgeving. De verticale pipingmaatregel is ook met de verplaatsing van de beek in dit geval goedkoper dan een berm. Voor een groot deel van sectie 2 is een horizontale maatregel niet mogelijk i.v.m. beperkte ruimte door bestaande bebouwing (boerderij, opstallen, woonwagenkamp, steenfabriek en natuur).
In het VO is nader onderzocht waar een pipingmaatregel noodzakelijk is (zie hoofdstuk 4).

ONTWERPKEUZE: VERSTERKEN IN BINNENDIJKSE RICHTING

Het generieke uitgangspunt voor het ontwerp in deze dijksectie is een binnendijkse versterking om negatieve rivierkundige effecten te voorkomen. Het extra ruimtebeslag dat de dijk nodig heeft aan de binnendijkse zijde overlapt met de huidige ligging van de Thornerbeek, waardoor deze moet worden verlegd.
Uit de (geo-)hydrologische modellering blijkt dat een maatregel noodzakelijk is om regenwater en kwel in het gebied achter de dijk af te kunnen voeren. Aan de nieuwe binnenteen van de dijk is in het ontwerp daarom een afwateringssloot voorzien.

In het landschapsplan wordt verder ingegaan op de ruimtelijke inpassing van de groene kering in dijksectie 2 en het behouden van de huidige functies op en rond de waterkering.

2.4 DIJKSECTIE 3

De ontwerpkruinhoogte in dijksectie 3 bedraagt NAP +24,7 m. Vanwege zetting en klink wordt rekening gehouden met een aanleghoogte bij oplevering van ca. NAP +24,9 m.

ONTWERPKEUZE: VERTICALE PIPINGMAATREGEL

In het VKA is de keuze voor het type pipingmaatregel al gemaakt. Er is gekozen voor een verticale pipingmaatregel. Deze keuze in het VKA is gebaseerd op een kostenvergelijking en ruimtelijke inpassing. Daar waar een pipingmaatregel wordt toegepast is de benodigde horizontale maatregel dusdanig groot dat het toepassen van een verticale maatregel voordeliger is en beter in te passen in de omgeving. De verticale pipingmaatregel is ook met de verplaatsing van de beek in dit geval goedkoper dan een berm. In dijksectie 3 is de opgave dermate groot dat dit niet horizontaal opgelost kan worden i.v.m. de aanwezigheid op dichte afstand van bestaande (ondergrondse) infrastructuur (Thornerweg/Meers) en natuur. Bij een horizontale maatregel is het terug aanbrengen van bomen en groen niet mogelijk wat landschappelijk niet wenselijk is. Momenteel wordt het bedrijventerrein gezien vanaf tussengebied en de woonkern Wessem afgeschermd door een groene corridor. Het handhaven van deze groene corridor is belangrijk en zou niet mogelijk zijn bij het toepassen van een horizontale maatregel.
In het VO is nader onderzocht waar een pipingmaatregel noodzakelijk is (zie hoofdstuk 4).

ONTWERPKEUZE: VERSTERKEN IN BINNENDIJKSE RICHTING

Het generieke uitgangspunt voor het ontwerp in deze dijksectie is een binnendijkse versterking om negatieve rivierkundige effecten te voorkomen. Het extra ruimtebeslag dat de dijk nodig heeft aan de binnendijkse zijde overlapt met de huidige ligging van de Thornerbeek, waardoor deze moet worden verlegd.
Uit de (geo-)hydrologische modellering blijkt dat een maatregel noodzakelijk is om regenwater en kwel in het gebied achter de dijk af te kunnen voeren. Aan de nieuwe binnenteen van de dijk is in het ontwerp daarom een afwateringssloot voorzien.

ONTWERPKEUZE: GEEN DAMWAND IN BUITENTEEN

In het VKA werd er voor dijksectie 3 nog vanuit gegaan dat er waarschijnlijk een damwand nodig zou zijn in de buitenteen van de nieuwe dijk bij de Waage Naak, vanwege de aanwezigheid van cruciale leidingen die niet verplaatst kunnen worden. De betreffende leidingen liggen aan de andere kant van de weg Waage Naak, dus op enige afstand van de nieuwe dijk. In het VO is de noodzaak van een vervangende waterkering (damwand) op deze locatie nader onderzocht met erosiekraterberekeningen van de leidingen. Hieruit blijkt dat deze damwandconstructie als vervangende waterkering niet nodig is.

In het landschapsplan wordt verder ingegaan op de ruimtelijke inpassing van de groene kering in dijksectie 3 en het behouden van de huidige functies op en rond de waterkering.

2.5 DIJKSECTIE 4

Het ontwerp van dijksectie 4 betreft het integraal ophogen van de bestaande kering met een vaste waterkering die qua uitstraling lijkt op de bestaande kering (gemetselde muur). Hiervoor is overal een nieuwe constructie nodig, zowel onder de grond als boven de grond. In de bestaande situatie is er onder de grond slechts een hele kleine fundering op staal aanwezig onder de bestaande muur die de waterkering vormt. Deze fundering is onvoldoende om de nieuwe waterkering te kunnen dragen.

ONTWERPKEUZE: HOOGTEOPGAVE ADAPTIEVE STRATEGIE

De hoogteopgave van de waterkering is ten opzichte van het VKA in de planstudie geoptimaliseerd door gebruik te maken van de vigerende hydraulische belastingmodellen (zie hoofdstuk 10). In de Notitie adaptief bouwen Maasboulevard Wessem [18] is de keuze onderbouwd om voor dijksectie 4 af te wijken van de standaard ontwerplevensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125) voor harde keringen en op deze locatie de harde keringen adaptief te bouwen, waarbij de hoogteopgave nu wordt gerealiseerd voor een kortere levensduur van 50 jaar (zichtjaar 2075).
De kostenbesparing is daarbij, vanwege de druk op financiering van het landelijke HWBP-programma, het doorslaggevende argument om te kiezen voor een adaptieve strategie. Het verschil in muurhoogte zal de bezwaren van de omgeving tegen de vaste kering niet wegnemen. Mogelijk dat een iets lagere muur wel een positief effect kan hebben op de beleving ervan.
De funderingen/onderbouw van de harde waterkeringen aan de Maasboulevard worden (gezien de beperkte mogelijkheden om deze in de toekomst nog aan te passen) wel direct voor 100 jaar ontworpen en gerealiseerd. De bovenbouw (boven bestaande maaiveld) wordt ontworpen voor een levensduur van 100 jaar, maar in eerste instantie als onderdeel van de adaptieve strategie ontworpen op basis van het HBN behorende bij het zichtjaar 2075 in plaats van 2125.

De ontwerpkruinhoogte in dijksectie 4 bedraagt op basis van deze adaptieve strategie:

- NAP +24,8 m voor de meest zuidelijke deelsectie (beekmonding tot Gasterie De Knip)
- NAP +24,4 m voor de deelsectie tussen Gasterie De Knip en het Veerhuis
- NAP +24,0 m voor de deelsectie langs de Polstraat

ONTWERPKEUZE: REFERENTIEONTWERP CONSTRUCTIE DAMWAND

Als referentieontwerp is in het VO uitgegaan van een damwandconstructie als fundering onder de waterkering. Deze damwand heeft tevens een functie in het stabiel houden van de waterkering bij een eventuele afschuiving van het

buitentalud. De huidige waterkering (bestaande muurtje) heeft geen solide onderbouw, waardoor er sowieso een nieuwe funderingsconstructie onder de nieuwe waterkering nodig is. Op de VO-tekeningen (Bijlage C) is een constructiezone van 2 meter breed aangegeven waarbinnen ruimte wordt gegeven aan de aannemer om tot een definitieve ontwerpkeuze voor het type onderbouwconstructie te komen.

ONTWERPKEUZE: OPHOGEN BINNENDIJKS MAAIVELD (MAXIMAAL 1,10 M HOOGTEVERSCHIL)

De huidige kruinhoogte van de bestaande kering (muurtje langs de Maasboulevard) is NAP +23,95 m (op basis van ontwerptekeningen uit 1995) en het bestaande maaiveldniveau van het gedeelte waar nu nog geen bestaande kering is (Polstraat) is ca. NAP +23,9 m. Het binnendijkse maaiveld bij de Maasboulevard ligt ongeveer een halve meter lager op NAP +23,5 m.

Voor de harde kering van Wessem is bepaald dat de maximale hoogte t.o.v. maaiveld van de harde kering 1,10 m is gezien vanuit de binnendijkse zijde. Dit heeft als gevolg dat het bestaande binnendijkse maaiveld voor een gedeelte van de Maasboulevard opgehoogd moet worden met circa 0,50 m.
Indien het maaiveld binnendijks niet opgehoogd wordt ontstaat een kering van maximaal 1,70 m hoog.
De 1,10 m is een afgewogen keuze om de ruimtelijke ervaring die verloren gaat door de ingreep enigszins te compenseren. Met de 1,10 m is het mogelijk om een balans te vinden tussen ruimtelijke kwaliteit i.c.m. beleving en functionaliteit (val gevaar en waterkering).

Vanuit ruimtelijke aspecten is een kering met hoogwaardige afwerking voor de Maasboulevard in Wessem van maximaal 1,10 meter een bewuste keuze. Hier zijn enkele belangrijke overwegingen vanuit ruimtelijk kwaliteit waarop de 1,10 m is gebaseerd:

Behouden van uitzicht
Een kering van 1,10 meter is hoog genoeg voor (val)veiligheid, maar laag genoeg om het uitzicht niet te blokkeren wanneer men staat of op een bankje zit. Dit is vooral belangrijk voor het panoramisch uitzicht op de Maas. Het behoudt het gevoel van openheid en verbondenheid met het water (Maas en haven).

Visuele verhouding in de ruimte
De hoogte van 1,10 meter sluit goed aan bij de menselijke verhouding. Het oogt niet massief of dominant, waardoor de ruimtelijke verhoudingen in balans blijven. Een te hoge gemetseld muur kan een (openbare)ruimte benauwd of afgesloten doen aanvoelen.

Overgang tussen binnen- en buitendijks
Een gemetselde kering van 1,10 meter fungeert als een duidelijke, maar subtiele scheiding tussen binnen- en buitendijks, zonder de interactie met de Maas te verliezen. Dit is belangrijk voor de inwoners van Wessem waar de verbondenheid met de Maas/het water groot is.

ONTWERPKEUZES: RUIMTELIJKE INPASSING VASTE KERING MAASBOULEVARD

In het Landschapsplan wordt verder ingegaan op de ruimtelijke inpassing van de vaste kering aan de Maasboulevard/Polstraat en het behouden van de huidige functies op en rond de waterkering.

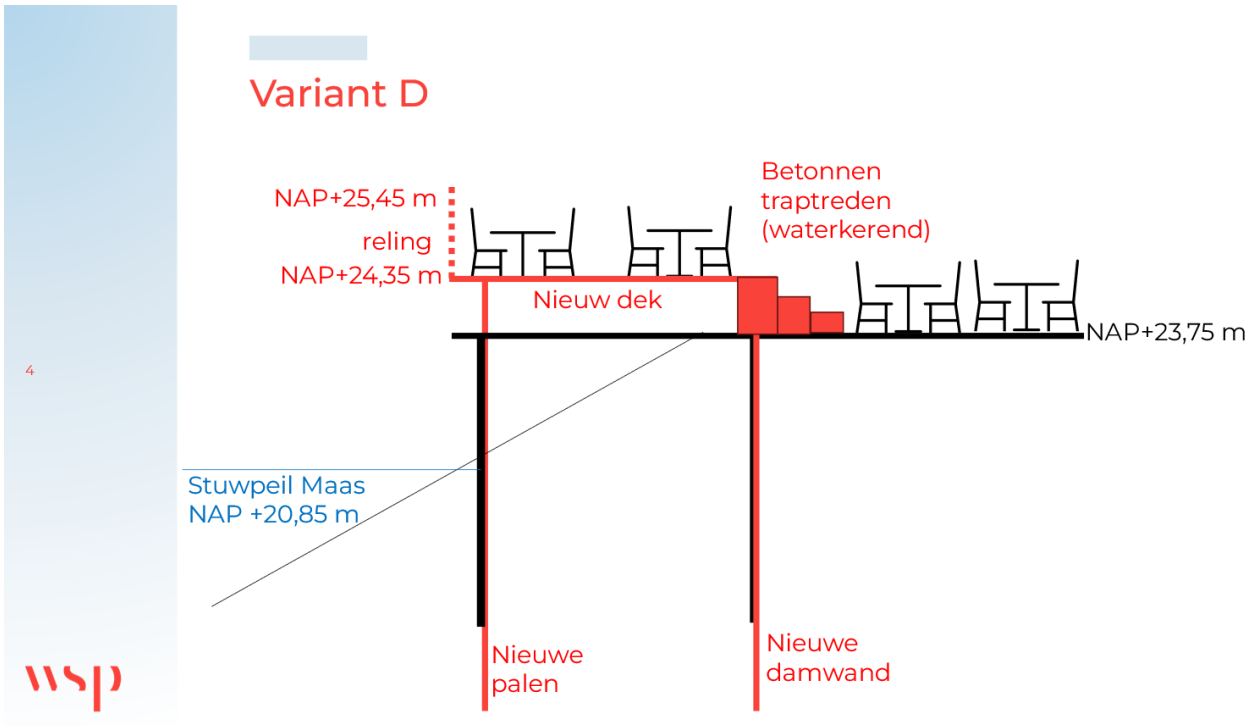
ONTWERPKEUZE: TERRAS 'T VEERHUIS

Het terras van Café-Maasterras 't Veerhuis zweeft in de huidige situatie boven de Maas. Dit terras bestaat uit een dek op palen, (zie Figuur 2-5). Daarnaast is er sprake van een kleiner terrasgedeelte van restaurant Pont met tafels bovenaan het talud richting de Maas (niet zwevend) (zie Figuur 2-6). Tussen deze twee terrassen loopt een trap naar beneden die uitkomt bij een drijvende steiger met bootjes van de sloepverhuur.

Figuur 2-5: Locatie Veerhuis in Wessem (bron: https://veerhuiswessem.nl/)

Figuur 2-6: Locatie Veerhuis in Wessem (bron: https://maps.google.nl).

Voor de realisatie van de waterkering dient het terras opnieuw ingepast worden. Daarbij is vooral de ophoging en inpassing van het zwevend terras een technische uitdaging. Uitgangspunt is dat het terras net als nu in de huidige situatie geen onderdeel is van de waterkering. Er zijn voor deze locatie verschillende varianten onderzocht, waarbij is gezocht naar een modus tussen de belangen van de stakeholders zoals de uitbater van het terras (toegankelijkheid en behoud van het aantal zitplaatsen) maar ook de beheerder van de vaarweg (behoud rivierbed). De afweging en verantwoording is vastgelegd in een TOM (zie bijlage E). Op basis van deze afweging is Variant D (hoger terras op nieuwe palen) gekozen als voorkeursoplossing, zie ook Figuur 2-7.



Figuur 2-7: Variant D hoger terras op nieuwe palen

2.6 DIJKSECTIE 5

In dijksectie 5 wordt een verholen kering gedefinieerd onder bestaande hoogtes, waardoor er weinig tot geen fysieke werkzaamheden binnen deze dijksectie worden voorzien. Het tracé van de verholen kering is gewijzigd ten opzichte van het VKA. In het VKA was een verholen kering volledig onder de A2 opgenomen, waardoor er verschillende maatregelen nodig waren om de onderdoorgangen onder de A2 waterveilig te maken. Daarnaast liggen er veel grote gasleidingen naast de A2 waarvoor ook maatregelen nodig waren om te voorkomen dat deze gasleidingen een negatieve invloed op het waterkerend vermogen van de verholen kering zouden hebben.

ONTWERPKEUZE: NIEUW TRACÉ VERHOLEN KERING

In de VO-fase is daarom een nieuw tracé onderzocht over de bestaande wegen A2, Panheelderweg en Sluisweg (zie Figuur 14-2). In hoofdstuk 14 is aangetoond dat in dit tracé sprake is van grondlichamen waaronder met voldoende omvang (hoogte en sterkte) om hieronder een verholen kering te kunnen vaststellen zonder dat er fysieke maatregelen nodig zijn. De enige fysieke maatregelen die binnen dijksectie 5 nog overblijven zijn:

- Het dempen van de Panheelderbeek tussen de A2 en de weg Aan het Kanaal zoals weergegeven in Figuur 14-12 en het saneren van de laatste sifon onder de weg Aan het Kanaal en het kanaal Wessem – Nederweeert.
- Het plaatsen van een afsluiter bij de verbinding van de Baarstraatlossing aan het kanaal Wessem – Nederweert.

Door deze tracéwijziging van de verholen kering in dijksectie 5 zijn geen maatregelen nodig bij de onderdoorgangen van de A2 en zijn geen maatregelen nodig bij de aanwezige gasleidingen.
Dit heeft een positieve impact op de ruimtelijke kwaliteit en ecologische waarden (o.a. behoud dassenburcht) in het gebied en maakt de dijkversterking eenvoudiger, goedkoper en duurzamer.

Omdat er sprake is van een verholen waterkering onder bestaande hoge en brede grondlichamen is het niet nodig dat het waterschap deze kering als een dijk gaat beheren en onderhouden. Wel zal de verholen waterkering in de Legger worden opgenomen, zodat de waterveiligheid juridisch geborgd is.

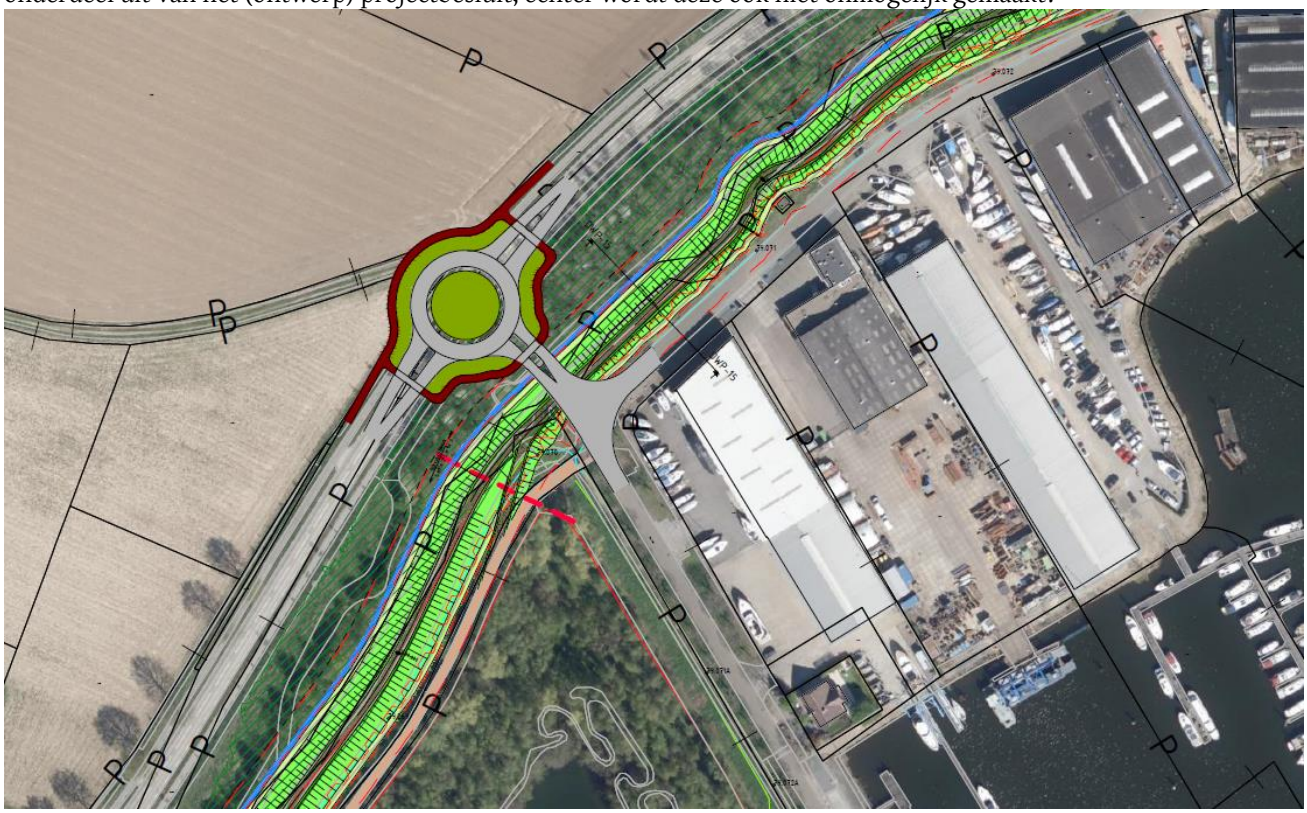
2.7 MEEKOPPELKANSEN

Secundaire doelstelling voor het HWBP Noordelijke Maasvallei: *"Het versterken van de gebiedskwaliteiten in de Noordelijke Maasvallei"*.
Voor de realisatie van deze secundaire doelstelling wordt door WL, in samenwerking met de lokale, regionale en nationale partners gezocht naar mogelijkheden hoe deze gezamenlijke ambitie kan worden vormgegeven. Er liggen hier kansen om extra kwaliteiten of nieuwe functies toe te voegen in het gebied of nabijgelegen projecten in samenhang met de versterkingsopgave op te pakken. De koppeling van projecten (van derden) aan de versterkingsopgave draagt bij aan de ruimtelijke kwaliteit van het gebied, creëert meer draagvlak, vermindert hinder voor de omgeving doordat projecten tegelijkertijd uitgevoerd kunnen worden en biedt kansen voor kostenverlaging. Deze mogelijke combinatie van projecten worden meekoppelkansen genoemd. Voor het dijkontwerp Thorn-Wessem zijn 2 meekoppelkansen in beeld:

- Nieuwe ontsluiting Nautische Boulevard / Waage Naak.
- Fietspad op de dijk, waar dit nu nog niet het geval is.

2.7.1 NIEUWE ONTSLUITING NAUTISCHE BOULEVARD / WAAGE NAAK

In overleg met de Gemeente Maasgouw is onderzocht of en op welke wijze deze nieuwe ontsluiting kan worden gecombineerd met de dijkversterking. Deze nieuwe ontsluiting kan worden vormgegeven met een rotonde en kruist de waterkering conform onderstaande uitsnede uit de VO-tekening (Figuur 2-8). De ontsluiting zelf maakt geen onderdeel uit van het (ontwerp) projectbesluit, echter wordt deze ook niet onmogelijk gemaakt.



Figuur 2-8: Ontwerp meekoppelkans nieuwe ontsluiting Nautische Boulevard / Waage Naak

De meekoppelkans heeft geen negatieve invloed op de waterveiligheid van het dijkontwerp, omdat er rekening is gehouden met de eisen en randvoorwaarden die het waterschap stelt aan de waterveiligheid van de dijk op deze locatie. In het ontwerp wordt hiermee rekening gehouden door het standaard dijkprofiel van WL door te trekken onder de dijkovergang door. De dijkovergang betreft extra grond buiten het theoretische dijkprofiel waaraan de dijk geen sterkte ontleend.

Mocht de meekoppelkans niet gerealiseerd worden, dan is de terugvaloptie een reguliere groene dijk, zoals in de rest van dijksectie 3.

2.7.2 FIETSPAD OP DE DIJK

Op locaties waar in de huidige situatie geen fietspad op de dijk aanwezig is, geldt als meekoppelkans om op de kruin van de dijk alsnog een fietspad aan te leggen. De kruinbreedte van de groene dijk geldt daarbij als randvoorwaarde voor de ruimte om een fietspad aan te leggen (de dijk wordt dus niet breder gemaakt).
In plaats van de standaard halfverharding van betongranulaat (zie Figuur 2-2) die het waterschap toepast voor het onderhoudspad op de kruin van de dijk, kan een andere verharding worden aangebracht die geschikt is voor een fietspad (bijvoorbeeld asfalt).

Een ander type verharding op de dijk kan gerealiseerd worden zonder negatieve effecten op de waterveiligheid (op andere locaties combineert het waterschap ook al een fietspad met een onderhoudspad op de kruin van de dijk).

De terugvaloptie indien deze meekoppelkans niet gerealiseerd wordt, is het standaard dijkprofiel van het waterschap met een onderhoudspad van betongranulaat.

Deze meekoppelkans is onderzocht in de VO-fase en is uiteindelijk op één locatie toegepast. Dit betreft dijksectie 3 (Waage Naak) waar een 3 m breed fietspad van asfalt op de kruin van de nieuwe dijk wordt aangelegd. Hierdoor wordt het fietsverkeer gescheiden van het gemotoriseerde verkeer op de Waage Naak.

DIJKSECTIES 1 T/M 3: GROENE DIJKEN

In deze sectie van het rapport wordt de onderbouwing van het technisch ontwerp van de groene dijken in dijksecties 1 t/m 3 behandeld.
Hierbij worden voor de verschillende faalmechanismen van een groene kering de benodigde technische analyses uitgevoerd om aan te tonen dat het ontwerp voldoet aan de overstromingskansnorm. Voor een toelichting op de verschillende faalmechanismen wordt verwezen naar de Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen [17].

3 MACROSTABILITEIT BINNEN- EN BUITENWAARTS (STBI EN STBU)

3.1 METHODE

Het ontwerp van het dijklichaam zoals gepresenteerd in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is middels het programma D-Stability 2023.01 getoetst aan het OI2014 [2]. Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is gerekend met het CSSM-model (Critical State Soil Mechanics). Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] zijn de berekeningen uitgevoerd met het Uplift-Van model. Om niet-relevante glijcirkels ter voorkomen, is als constraint een minimale cirkeldiepte van 1,0 m opgegeven in D-Stability. Het effect van het eroderen van de Koningsteendam is meegenomen in de berekeningen door het verhogen van de WBN en de kruinhoogte.

De faalkanseis is voor macrostabiliteit per doorsnede bepaald middels de onderstaande formules:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Waarin:

$P_{eis,dsn}$	=	Faalkanseis per doorsnede voor het desbetreffende faalmechanisme [per jaar]
P_{max}	=	Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject [per jaar]
ω	=	Faalkansruimtefactor voor het desbetreffende faalmechanisme [-]
N	=	Lengte-effectfactor [-]
a	=	Fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het desbetreffende faalmechanisme [-]
b	=	Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het desbetreffende faalmechanisme [m]
$L_{traject}$	=	Lengte van het dijktraject zoals vastgelegd in de Waterwet [m]

Voor dijktraject 79-1 Thorn-Wessem geldt een aangepaste faalkansverdeling conform Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. Echter, de faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit is gelijk aan 0,04 en daarmee ongewijzigd ten opzichte van de standaard faalkansverdeling [3]. De maximaal toelaatbare overstromingskans van dijktraject 79-1 is 1/100 per jaar en de lengte van het dijktraject 79-1 is 7900 m [2]. De fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor macrostabiliteit is 0,033 en de lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor macrostabiliteit is 50 m [2].

Na het bepalen van de faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit, is de schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit berekend met de volgende formule:

$$\gamma_n = 0{,}15 \cdot \beta_{eis,dsn} + 0{,}41 \qquad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\varphi^{-1}(P_{eis,dsn})$$

Waarin:

γ_n	=	Schadefactor [-]
$\beta_{eis,dsn}$	=	Vereiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]

De vereiste stabiliteitsfactoren zijn bepaald met de volgende formule:

$$SF_{eis} = \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m \cdot \gamma_b$$

Waarin:

γ_d	=	Modelfactor [-]
γ_m	=	Materiaalfactor [-]
γ_b	=	Schematiseringsfactor [-]

De modelfactor voor Uplift-Van is 1,06, voor Bishop 1,11 en voor Spencer van der Meij 1,07 conform het OI2014 [2]. Alle materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,0 conform het OI2014 [2]. Voor de schematiseringsfactor is een waarde van 1,1 aangenomen. Op basis van expert judgement wordt een schematiseringsfactor van 1,1 als bovengrens gezien vanwege de grote hoeveelheid geotechnisch onderzoek.

3.1.1 STBI

Op basis van de eerder getoonde vergelijkingen en informatie in paragraaf 3.1, zijn de vereiste safety factors voor STBI bepaald en weergegeven in Tabel 3-1.

Tabel 3-1: Vereiste safety factors voor STBI

	BISHOP	UPLIFT-VAN	SPENCER VAN DER MEIJ
SF_{EIS}	1,20	1,15	1,16

3.1.2 STBI I.C.M. OVERSLAG

Voor macrostabiliteit binnenwaarts in combinatie met overslag geldt de KPR factsheet [4] als aanvulling op de SH macrostabiliteit en het OI2014. Als waterstand is in de berekeningen gebruik gemaakt van de waterstand met de grootste bijdrage aan de overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag. De overschrijdingskans en de betreffende waterstand zijn berekend met Hydra-NL. De Hydra-NL berekeningen zijn opgenomen in het dossier met rekenbestanden. Hierbij is gebruik gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. De oriëntatie van de kering is overgenomen van de Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem [5]. Per dijksectie is gebruik gemaakt van de uitvoerlocatie in Hydra-NL dat resulteerde in de grootste overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag. De overschrijdingskans van 1 l/s/m verschilt hiermee per dijkvak. Tussen de waterstanden en overschrijdingskansen van 2050 en 2100 is lineair geïnterpoleerd om de waterstanden en overschrijdingskansen voor 2075 te bepalen. De berekende waterstanden en overschrijdingskansen zijn in Tabel 3-2 weergegeven.

Tabel 3-2: Overschrijdingskans 1 l/s/m overslag in 2075 en lokale waterstand

DIJKSECTIE	HYDRA-NL UITVOERLOCATIE	LOKALE WATERSTAND 2075 [M +NAP]	OVERSCHRIJDINGSKANS 1 L/S/M OVERSLAG 2075 [PER JAAR]
1	MA_1_79-1_dk_00026_11	24,49	1/203
2	MA_1_79-1_dk_00026_17	24,35	1/101
3	MA_1_79-1_dk_00040	24,50	1/159

Voor macrostabiliteit binnenwaarts in combinatie met overslag geldt een andere vereiste safety factor dan voor STBI zonder overslag. In de faalkanseis voor macrostabiliteit in combinatie met overslag moet rekening worden gehouden met de overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag. De faalkanseisen voor macrostabiliteit in combinatie met overslag zijn met behulp van de onderstaande vergelijking bepaald [5].

$$P_{T,stbi,q} = \frac{P_{eis,dsn,stbi}}{P(q \geq 1\ l/s/m)}$$

Waarin:

$P_{T,stbi,q}$	=	Faalkanseis voor STBI gegeven significante overslag op doorsnede-niveau [per jaar]
$P_{eis,dsn,stbi}$	=	Faalkanseis voor STBI op doorsnede-niveau [per jaar]
$P(q \geq 1\ l/s/m)$	=	Overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag

De vereiste safety factors voor macrostabiliteit in combinatie met overslag zijn in Tabel 3-3 weergegeven.

Tabel 3-3: Vereiste safety factors voor STBI in combinatie met overslag

DIJKSECTIE	SF_{EIS} UPLIFT-VAN
1	0,87
2	0,91
3	0,88

3.1.3 STBU

Conform de Schematiseringshandleiding macrostabiliteit is de kans op falen gegeven een instabiliteit voor STBU gelijk aan 0,1 [6]. Dit resulteert in een lagere vereiste safety factor voor STBU dan voor STBI. De vereiste safety factor voor STBU met Uplift-Van is 1,04.

3.2 UITGANGSPUNTEN

In deze paragraaf zijn de uitgangspunten beschreven die gehanteerd zijn in de macrostabiliteit berekeningen.

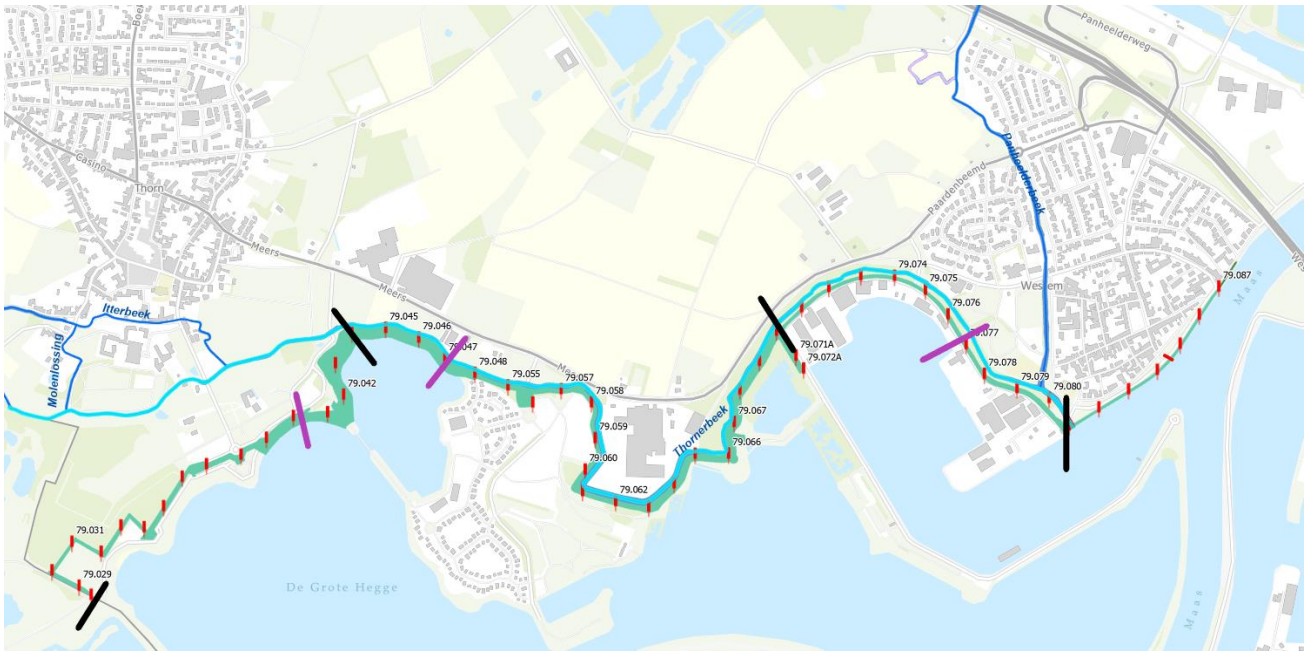
3.2.1 LOCATIES MAATGEVENDE PROFIELEN

In Figuur 3-1 is een overzicht van dijksectie 1 t/m 3 gegeven van dijktraject 79-1 Thorn-Wessem. Het begin- en eindpunt van de dijksecties is als volgt [9]:

- Dijksectie 1 loopt van dijkpaal 79.028 +50 m tot 79.044
- Dijksectie 2 loopt van dijkpaal 79.044 m tot 79.070 +14 m
- Dijksectie 3 loopt van dijkpaal 79.070 +14 m tot 79.080 +92 m

De maatgevende profielen voor macrostabiliteit zijn per dijksectie bepaald op basis van de lokaal aanwezige voorlandlengte, kruinbreedte, deklaagdikte en binnendijks maaiveldniveau. Op de onderstaande locaties bevinden zich de maatgevende profielen voor macrostabiliteit.

- Dijksectie 1 ter hoogte van dijkpaal 79.040
- Dijksectie 2 ter hoogte van dijkpaal 79.047
- Dijksectie 3 ter hoogte van dijkpaal 79.076 +50 m



Figuur 3-1: Overzicht dijktraject 79-1 Thorn-Wessem. Overgangen tussen de dijksecties (zwart) en maatgevende profielen voor macrostabiliteit (paars)

3.2.2 GRONDOPBOUW

De aangehouden grondopbouw is gebaseerd op het uitgevoerde grondonderzoek door Geonius gegeven in Geotechnisch grondonderzoek [12]. Laboratoriumproeven voor het bepalen van het volumieke gewicht door Geonius gegeven in Resultaten geotechnisch laboratoriumonderzoek [13] tonen aan dat er sprake is van een zandige kleilaag als deklaag in dijksectie 1 en een siltige kleilaag als deklaag in dijksectie 2 en 3. De dikte van de deklaag is voor elke dijksectie bepaald op basis van het uitgevoerde grondonderzoek. Onder de deklaag bevindt zich een grove zandlaag, die behoort tot de formatie van Beegden. REGIS is gebruikt om een inschatting te maken van de dikte van de formatie van Beegden. Aangenomen is dat de Thornerbeek wordt opgevuld met siltige klei, omdat deze wordt opgevuld met gebiedseigen grond dat vrijkomt ten behoeve van de nieuwe ligging van de Thornerbeek. Voor de grondopbouw van het dijklichaam is het conventionele dijkontwerp aangehouden uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1].

3.2.3 GRONDPARAMETERS

De grondparameters gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] zijn aangehouden in de macrostabiliteit berekeningen. In Tabel 3-4 is een overzicht gegeven van de parameters van de geschematiseerde grondlagen. Voor zand, grof/ grind, fijn behorende tot de formatie van Beegden is een effectieve hoek van inwendige wrijving van 31,5 graden aangehouden in de berekeningen (conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is dit 31,5 à 32,0 graden). Voor klei siltig is geen effectieve hoek van inwendige wrijving gegeven in de Nota van Uitgangspunten Ontwerp [1]. Een effectieve hoek van inwendige wrijving van 30 graden is aangehouden voor klei siltig in de berekeningen op basis van Grondonderzoeksplan [7].

Tabel 3-4: Gehanteerde grondparameters voor de verschillende grondlagen, conform de Nota van Uitgangspunten [1]

GRONDLAAG	FORMATIE	γ_{nat} [KN/M³]	γ_{sat} [KN/M³]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]	POP_{kar} [KPA]	$\varphi'_{cv;kar}$ [°]
ZAND DIJK	Antropogeen	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	29,0
KLEI DIJK	Antropogeen	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	30,5
KLEI ZANDIG	Holoceen	19,5	20,1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	30,5
KLEI SILTIG	Antropogeen	17,8	18,6	0,24	0,89	12	30*
ZAND, GROF/ GRIND, FIJN	Beegden	18,5	20,5	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	31,5

** Een effectieve hoek van inwendige wrijving van 30 graden is aangehouden voor klei siltig op basis Grondonderzoeksplan [7]*

In de berekeningen is in eerste instantie gerekend zonder cohesie. Als optimalisatie is op basis van expert judgement / landelijke ervaringen vanuit andere dijkversterkingen gerekend met een cohesie van 5 kPa en een inwendige hoek van wrijving van 0 graden voor de deklaag op het binnentalud, indien de vereiste safety factor niet wordt behaald zonder deze optimalisatie.

3.2.4 INPASSING DIJK

Een doorsnede van het dijkontwerp is in Figuur 2-2 gegeven. De onderstaande criteria zijn gehanteerd voor de schematisatie van de dijk:

- Ontwerphoogte van de kruin is HBN in 2075 vermeerderd met het effect van het eroderen van de Koningsteendam. Voor de bepaling van de ontwerphoogtes en de aanleghoogtes wordt verwezen naar hoofdstuk 8. Hieronder zijn de gehanteerde ontwerphoogtes van de kruin in de stabiliteitsberekeningen gegeven;
  - Dijksectie 1: NAP +25,0 m
  - Dijksectie 2: NAP +24,9 m
  - Dijksectie 3: NAP +24,7 m
- Helling binnen- en buitentalud 1:3 [1];
- AHN4 voor de schematisatie van het voorland, indien aanwezig;
- Beheerstrook van 2,5 m in tegenstelling tot een beheerstreek van 2,0 m conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Bij een schaardijk een beheerstrook van 3 m buitendijks >0,5 m boven stuwpeil (stuwpeil Thorn is NAP +20,7 m) [1];
- Kruinbreedte minimaal 4,5 m (padbreedte van 3,0 m en aan weerszijde een wegberm van 0,75 m) [1];
- Klei-inkassing aan weerszijden van de dijk 2 m uit de teen. De dikte inclusief de afdeklaag bedraagt 1,05 m [1]
- Klei-bekleding aan de buitenzijde van minimaal 1,30 m dik en aan de binnenzijde van minimaal 1,05 m dik. De dikte van de klei-bekleding neemt vanaf de kruin toe richting de teen [1];
- Zandig kernmateriaal. Indien klei voorradig is voor het kernmateriaal, dan is dit ook prima. De hoek van inwendige wrijving van 'klei dijk' is namelijk hoger dan van 'zand dijk' en de overige parameters zijn gelijk (zie Tabel 3-4). Hiermee zou een schematisatie met 'klei dijk' als kernmateriaal resulteren in een hogere veiligheidsfactor dan 'zand dijk';
- De Thornerbeek wordt opgevuld tot NAP +22,5 m. Dit is een uitgangspunt bij het dempen van de beek;
- Schematisatie onderwatertalud op basis van lodingen in GeoWeb van Rijkswaterstaat [10];
- Het laatste gedeelte van dijksectie 3 wordt als maatwerk locatie beschouwd door de aanwezigheid van de Thornerbeek binnendijks;
- Een eventuele stabiliteitsberm bestaat uit de grondsoort 'klei dijk'.

3.2.5 HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN

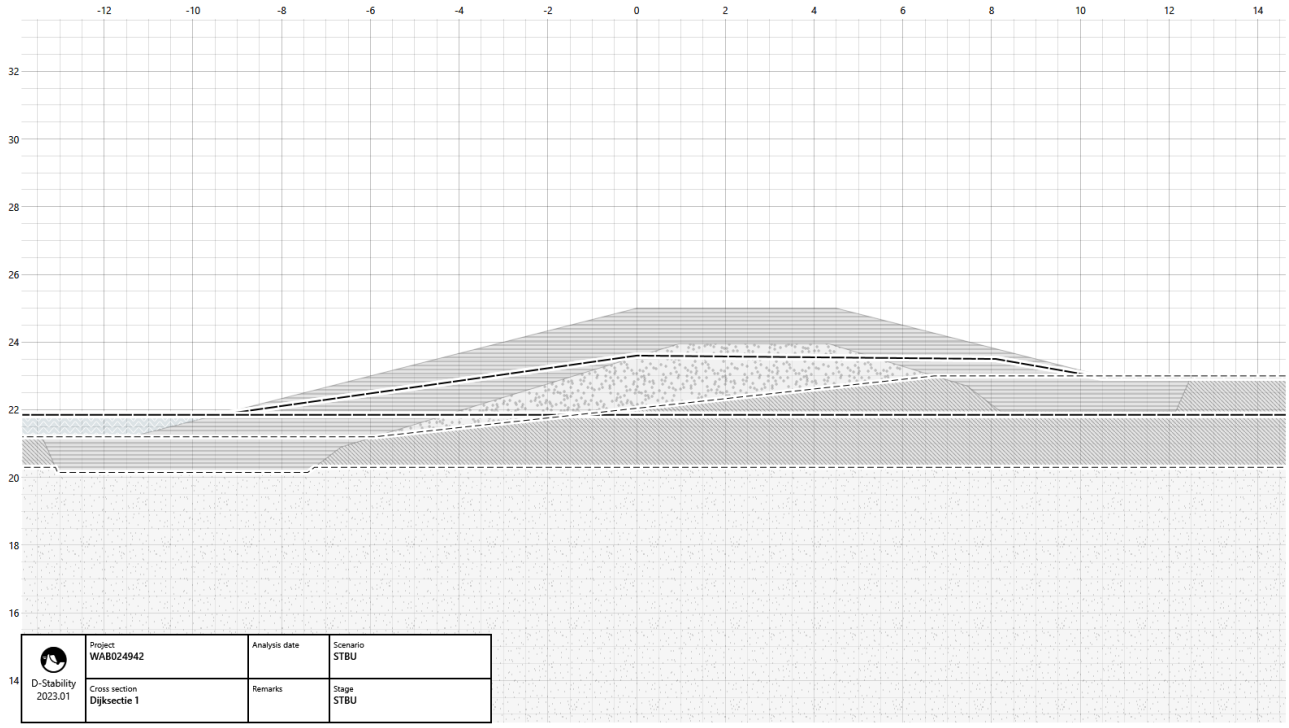
De dagelijkse grondwaterstand is ingeschat op basis van de grondwaterstand in de boorstaten van het uitgevoerde grondonderzoek [12]. Een dagelijkse grondwaterstand van NAP +21 m is aangenomen voor dijksectie 1 en 2. Voor dijksectie 3 is een dagelijkse grondwaterstand van NAP +20 m aangenomen.

De WBN is bepaald met Hydra-NL met een ontwerplevensduur van 50 jaar (zichtjaar 2075). De WBN vermeerderd met het effect van het eroderen van de Koningsteendam is als volgt:

- Dijksectie 1: NAP +24,6 m
- Dijksectie 2: NAP +24,5 m
- Dijksectie 3: NAP +24,3 m

De freatische lijn is voor STBI geschematiseerd conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Voor STBI WBN -0,50 m is aangenomen dat de freatische lijn lineair afneemt ter hoogte van de kruin naar de binnenteen.

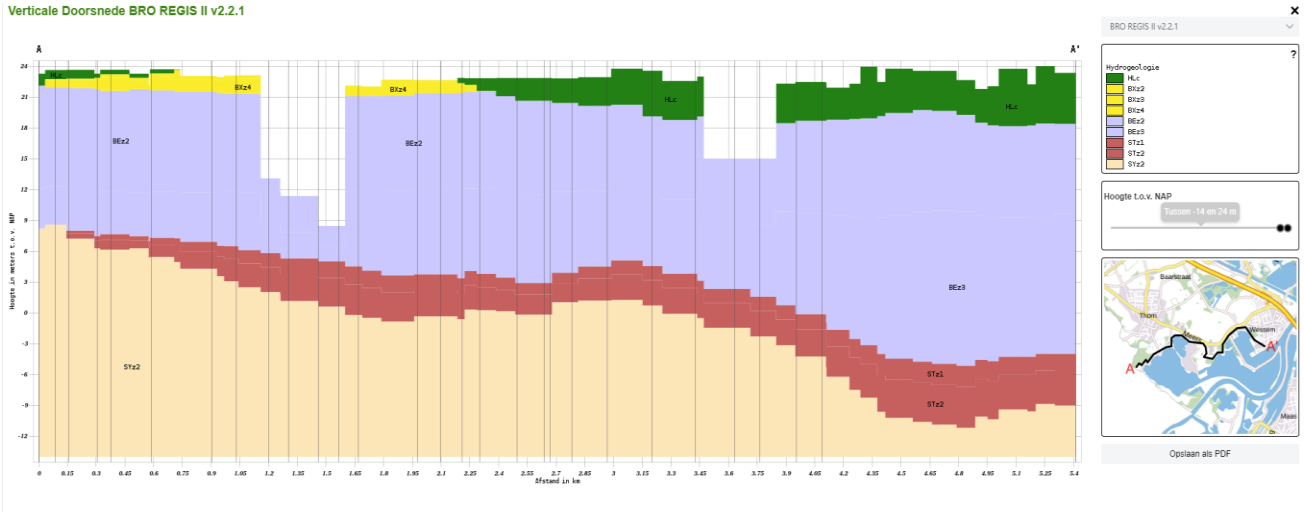
Voor STBU is met een verlaging van de buitenwaterstand (val na WBN) van 2,75 m rekening gehouden conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. De schematisatie van de freatische lijn in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voor STBU wordt met een kleikern te conservatief en met een zandkern te optimistisch geacht. Hierom is aangenomen dat de freatische lijn ter hoogte van de buitenkruin gelijk is aan WBN -1,0 m. Het verdere verloop van de freatische lijn voor STBU is conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. In Figuur 3-2 is het verloop van de freatische lijn en stijghoogte lijn voor dijksectie 1 STBU weergegeven.



Figuur 3-2: Verloop freatische lijn en stijghoogte lijn dijksectie 1 STBU

Voor de schematisatie van de stijghoogte is gebruik gemaakt van model 4A van het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TRWD) [8]. Daarnaast is gebruik gemaakt van model 4C van het TRWD [8] voor het stijghoogteverloop, indien er sprake is van opbarsten. In de opbarstzone is gerekend zonder sterkte, indien de opbarstveiligheid kleiner is dan 1,2 en de dikte van de deklaag kleiner is dan 4,0 m conform de Schematiseringshandleiding macrostabiliteit [6].

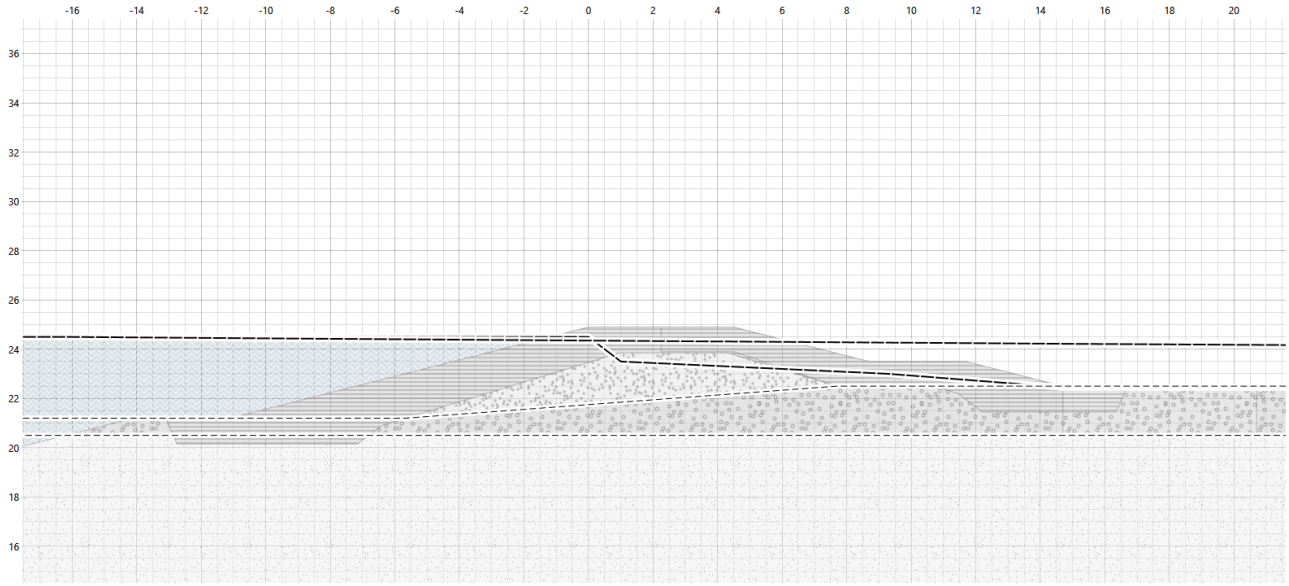
Voor het bepalen van de stijghoogte is voor het watervoerende pakket gebruik gemaakt van de gemiddelde doorlatendheid van de formatie van Beegden in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Voor de formatie van Beegden is een gemiddelde doorlatendheid van 125 m/dag aangehouden. Op basis van REGIS bevindt de formatie van Sterksel zich onder de formatie van Beegden [11] (zie Figuur 3-3). Aangezien de formatie van Beegden een hogere doorlatendheid heeft dan de formatie van Sterksel, is voor het bepalen van de KD enkel de formatie van Beegden beschouwd conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Voor een zandige kleilaag is een verticale doorlatendheid van 1 m/dag en voor een siltige kleilaag een verticale doorlatendheid van 0,1 m/dag aangehouden voor het bepalen van de stijghoogte onder de deklaag. De dikte van het watervoerende pakket is ingeschat op basis van REGIS.



Figuur 3-3: Bodemopbouw op basis van REGIS [11]

Voor STBI i.c.m. overslag is aangenomen dat de waterspanning hydrostatisch verloopt de eerste meter ten opzichte van de kruin en het binnentalud. Verder is aangenomen dat de waterspanning voor STBI i.c.m. overslag aan de bovenkant van de deklaag gelijk is aan de waterspanning voor STBI zonder overslag. Aan de onderkant van de deklaag is aangenomen dat de waterspanning gelijk is aan de stijghoogte. Tussen de waterspanningen op verschillende dieptes is lineaire interpolatie aangenomen.

In de formules van het TRWD voor het bepalen van de stijghoogte is aangenomen dat een stabiliteitsberm behoort tot de lengte van de dijkbasis, indien een stabiliteitsberm benodigd is. De freatische lijn ter hoogte van de kruin van de dijk met berm is gelijk aan de freatische lijn zonder berm. Met een stabiliteitsberm verloopt de freatische lijn lineair vanaf het binnentalud naar de binnenteen, zie Figuur 3-4 voor het verloop van de freatische lijn met stabiliteitsberm.



Figuur 3-4: Schematisatie gevoeligheidsanalyse dijksectie 2 met berm

3.2.6 VERKEERSBELASTING

Voor de berekeningen in de uiterste grenstoestand UGT (de berekeningen met WBN) is gerekend met een verkeersbelasting van 4 kN/m^2 over een breedte van 2,5 m met een spreiding van 26 graden (2 op 1) [1]. Voor de berekeningen in de bruikbaarheidstoestand BGT (WBN -0,5 m en STBU) is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kN/m^2 over een breedte van 2,5 m met een spreiding van 26 graden (2 op 1) [1]. Voor zandlagen is de consolidatie 100%, voor zandige klei (in de dijk of deklaag) 30% en voor siltige klei 10% [1]. In de berekeningen voor STBI is de verkeersbelasting op de binnen kruinlijn en voor STBU op de buiten kruinlijn geschematiseerd. Voor STBI i.c.m. overslag is aangenomen dat er geen sprake is van verkeersbelasting.

Deze toets is in verband met mogelijke beheeractiviteiten op de dijk tijdens en na hoogwater.

3.3 RESULTATEN

In deze paragraaf zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen behandeld.

3.3.1 BASISSOMMEN

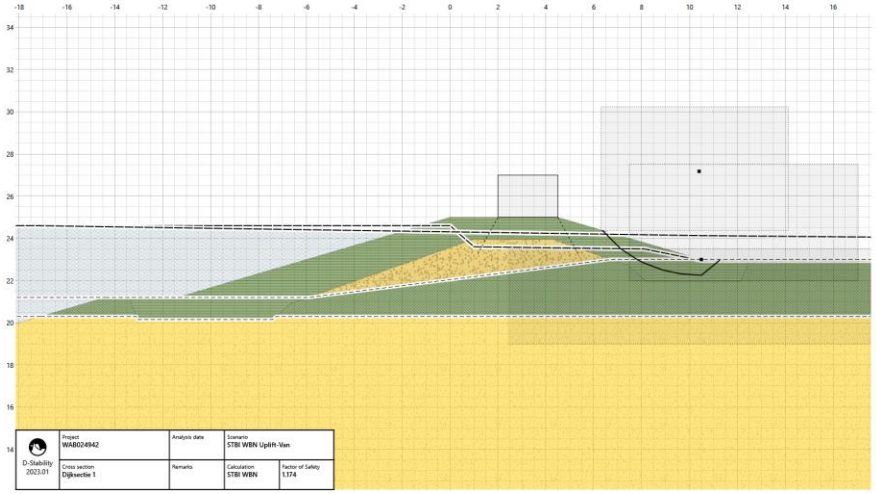
De resultaten van de stabiliteitsberekeningen met het rekenmodel Uplift-Van zijn in Tabel 3-5 gegeven. In Figuur 3-5 t/m Figuur 3-8 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor dijksectie 1 weergegeven en in het dossier met rekenbestanden zijn de resultaten van de overige berekeningen gegeven. Uit Tabel 3-5 blijkt dat voor dijksectie 2 de vereiste safety factor niet is behaald voor STBI WBN en voor STBI i.c.m. overslag. Hierom is als optimalisatie gerekend met een cohesie van 5 kPa en een inwendige hoek van wrijving van 0 graden voor de deklaag op het binnentalud. Na het toepassen van deze optimalisatie is voor STBI WBN een safety factor van 1,28 en voor STBI i.c.m. overslag een safety factor van 1,21 verkregen en worden daarmee de vereiste safety factors behaald.

Tabel 3-5: Resultaten stabiliteitsberekeningen Uplift-Van

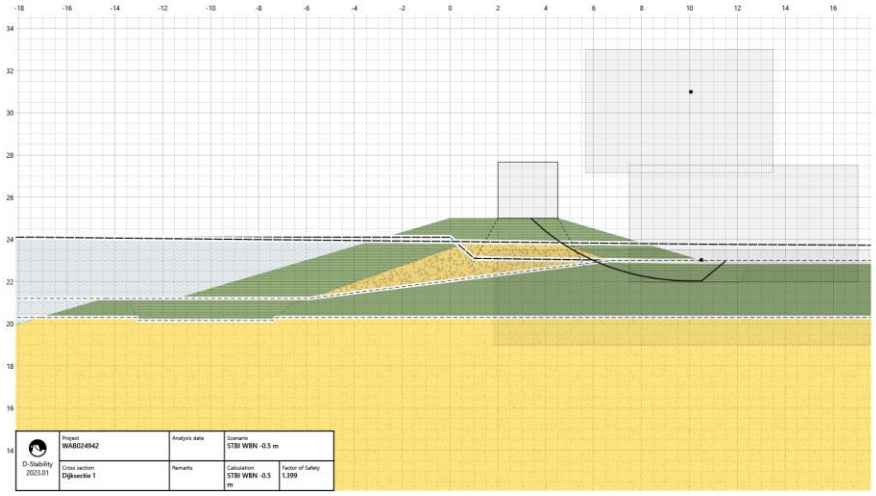
SCENARIO	DIJKSECTIE 1 SF_{EIS}	DIJKSECTIE 1 $SF_{BEREKEND}$	DIJKSECTIE 2 SF_{EIS}	DIJKSECTIE 2 $SF_{BEREKEND}$	DIJKSECTIE 3 SF_{EIS}	DIJKSECTIE 3 $SF_{BEREKEND}$
STBI WBN	1,15	1,17	1,15	1,11 → 1,28*	1,15	1,21
STBI WBN - 0,50 M	1,15	1,40	1,15	1,29	1,15	1,28
STBI I.C.M. OVERSLAG	0,87	0,92	0,91	0,86 → 1,21**	0,88	0,89
STBU	1,04	1,21	1,04	1,21	1,04	1,51

** Voldoet niet zonder cohesie. Na het toepassen van 5 kPa cohesie en een inwendige hoek van wrijving van 0 graden op het binnentalud is de SF 1,28*

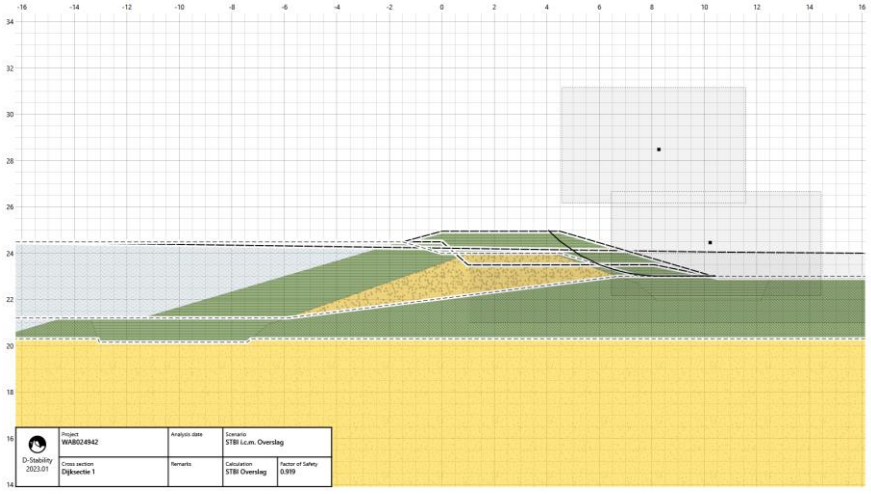
*** Voldoet niet zonder cohesie. Na het toepassen van 5 kPa cohesie en een inwendige hoek van wrijving van 0 graden op het binnentalud is de SF 1,21*



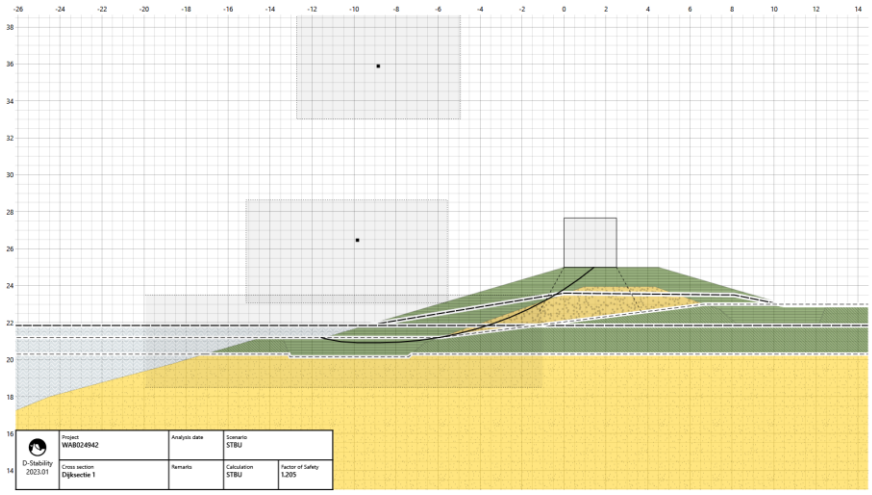
Figuur 3-5: Dijksectie 1 STBI WBN Uplift-Van



Figuur 3-6: Dijksectie 1 STBI WBN -0,5 m Uplift-Van



Figuur 3-7: Dijksectie 1 STBI i.c.m. overslag Uplift-Van



Figuur 3-8: Dijksectie 1 STBU Uplift-Van

3.3.2 VERIFICATIE RESULTATEN UPLIFT-VAN

Het resultaat van dijksectie 1 STBI WBN is geverifieerd met de uitkomsten van berekeningen met het Bishop en Spencer van der Meij model, conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Er is ervoor gekozen om de verificatie uit te voeren voor dijksectie 1 STBI WBN, omdat de berekende safety factor voor dit scenario net voldoet (zie Tabel 3-5). Voor dit scenario is met Bishop een safety factor van 1,34 en met Spencer van der Meij een safety factor van 1,23 gevonden (zie Tabel 3-6). Met Spencer van der Meij is de diepte van de glijcirkel minder dan 1,0 m. Hierom zal de safety factor met Spencer van der Meij nog hoger zijn, indien de minimale cirkeldiepte 1,0 m is. De afstand tussen de berekende safety factors en de vereiste safety factors met Bishop en Spencer van der Meij zijn voor dijksectie 1 STBI WBN een stuk hoger als met Uplift-Van. Hierom is het niet aannemelijk dat de keuze voor een ander glijvlakmodel leidt tot meer scenario's waarvoor de vereiste safety factors niet worden behaald. De modelkeuze voor het model Uplift-Van is daarmee een verantwoorde keuze voor dit project.

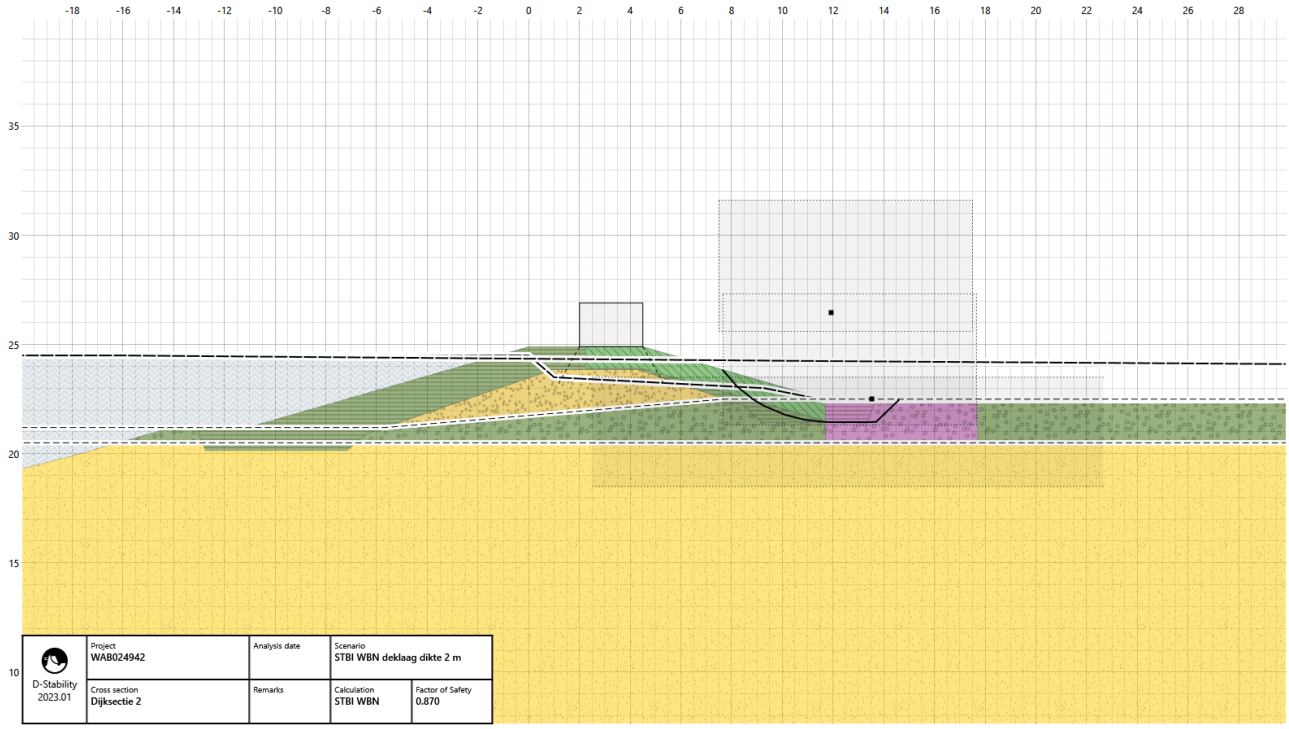
Tabel 3-6: Verificatie resultaten Uplift-Van

REKENMODEL	DIJKSECTIE 1 STBI WBN SF_{EIS}	DIJKSECTIE 1 STBI WBN $SF_{BEREKEND}$
UPLIFT-VAN	1,15	1,17
BISHOP	1,20	1,34
SPENCER VAN DER MEIJ	1,16	1,23*

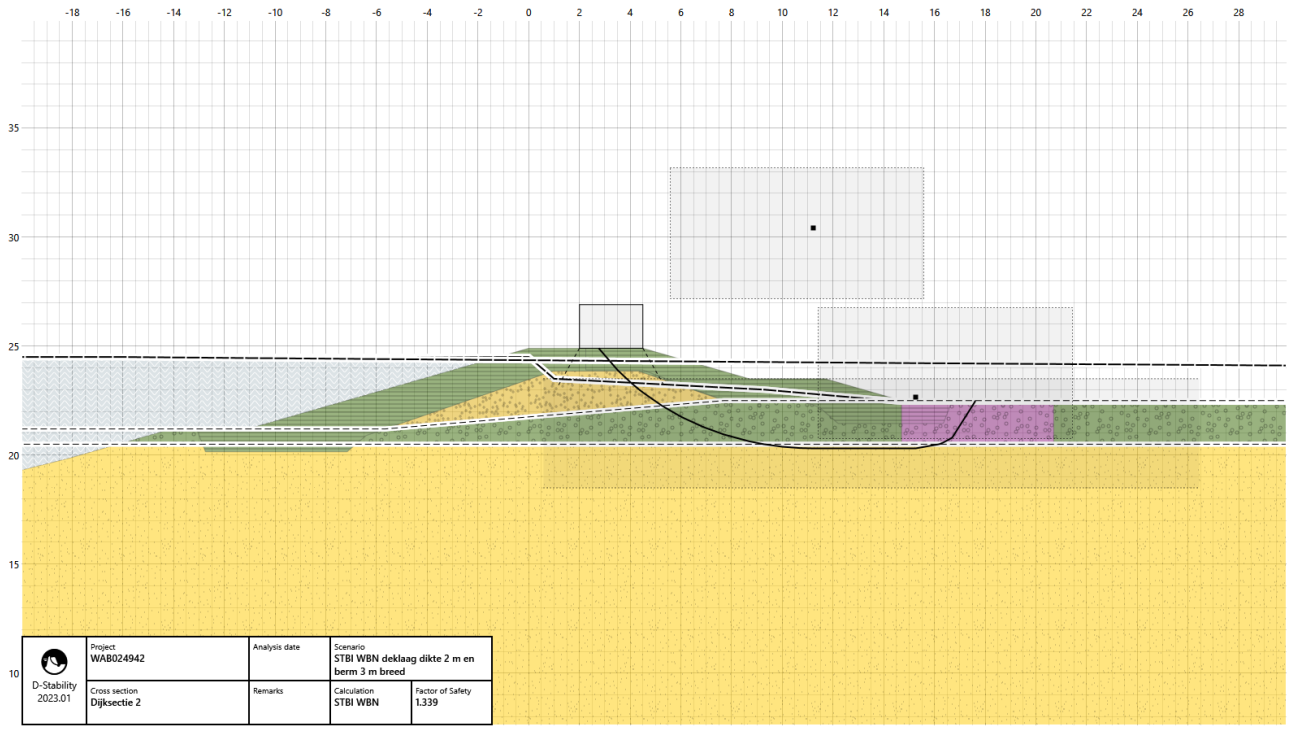
** De diepte van de glijcirkel is minder dan 1,0 m. Hierom zal de safety factor voor dit scenario nog groter zijn met een minimale cirkeldiepte van 1,0 m*

3.3.3 GEVOELIGHEIDSANALYSE

Op basis van het grondonderzoek is gebleken dat de deklaag op een aantal locaties iets dunner is dan op de locatie van de basissommen. Hierom is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd om te bepalen wat het effect hiervan is op de stabiliteit, zie het dossier met rekenbestanden. Hieruit is gebleken dat rondom de steenfabriek (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m) de vereiste safety factor niet wordt behaald. In Figuur 3-9 is te zien dat een deklaagdikte van 2 m leidt tot een te lage safety factor voor STBI WBN bij dijksectie 2, ondanks het toepassen van een cohesie van 5 kPa op het binnentalud met een inwendige hoek van wrijving van 0 graden. Het realiseren van een binnendijkse stabiliteitsberm met een hoogte van 1 m en breedte van 3 m zorgt ervoor dat de vereiste safety factor wel wordt behaald (zie Figuur 3-10). De verkregen safety factor met stabiliteitsberm is namelijk 1,34 voor STBI WBN en is daarmee groter dan de vereiste SF van 1,15 in Tabel 3-1. In Figuur 3-11 is de locatie van de benodigde stabiliteitsberm geïllustreerd (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m).



Figuur 3-9: Gevoeligheidsanalyse dijksectie 2 met een deklaagdikte van 2 m en een cohesie van 5 kPa op het binnentalud

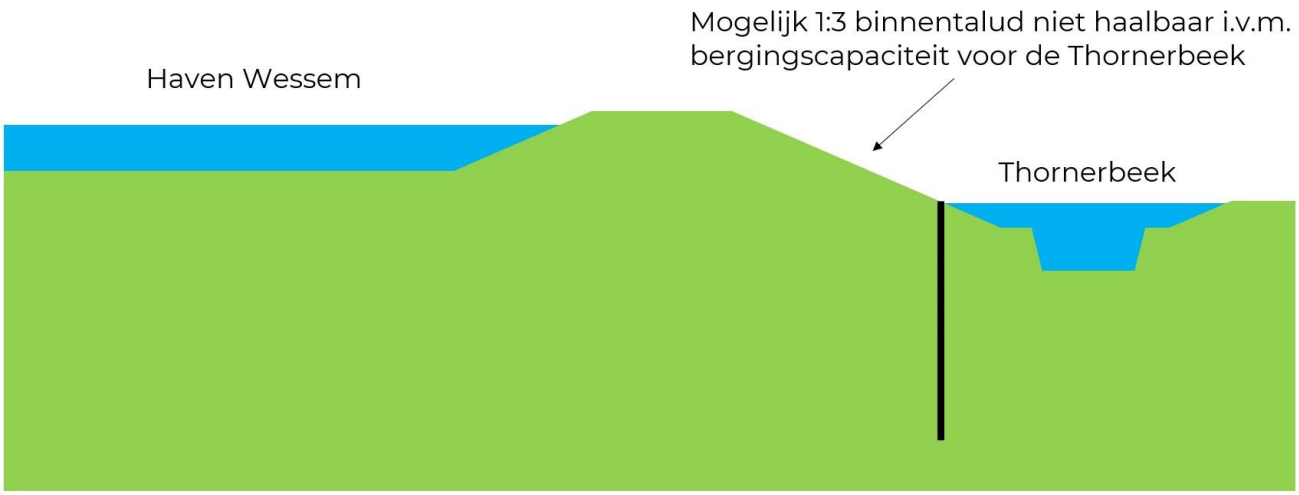


Figuur 3-10: Gevoeligheidsanalyse dijksectie 2 met een deklaagdikte van 2 m en 1 m hoge stabiliteitsberm van 3 m breed

Figuur 3-11: Locatie stabiliteitsberm (het begin- en eindpunt is met de zwarte lijnen geïllustreerd)

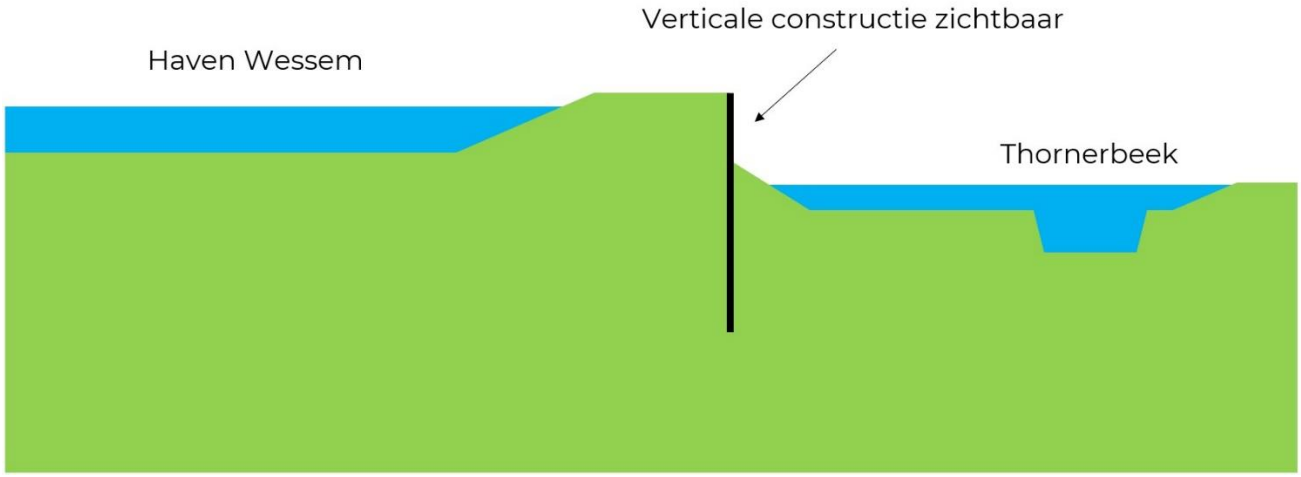
3.3.4 MOGELIJKE VERSTERKINGSMAATREGELEN EIND DIJKSECTIE 3

In paragraaf 3.2.4 is gemeld dat het laatste gedeelte van dijksectie 3 (waar de bestaande Panheelderbeek en Thornerbeek samenkomen en waar in de nieuwe situatie deze beekloop gehandhaafd blijft) wordt gezien als maatwerk locatie vanwege de aanwezigheid van de Thornerbeek binnendijks, waardoor het maaiveld hier niet tot een niveau van NAP +22,50 m wordt aangevuld. Voor dit gedeelte van dijksectie 3 wordt geadviseerd om een verticale constructie te realiseren. Deze verticale constructie dient niet alleen een functie te hebben voor stabiliteit binnenwaarts, maar ook voor het faalmechanisme piping. In Figuur 3-12 heeft de kering een binnentalud van 1:3 en een verticale constructie. Deze variant is wellicht niet haalbaar i.v.m. de benodigde bergingscapaciteit voor de Thornerbeek. Uit een analyse van het beeksysteem dient te blijken in hoeverre de variant in Figuur 3-12 een optie is.

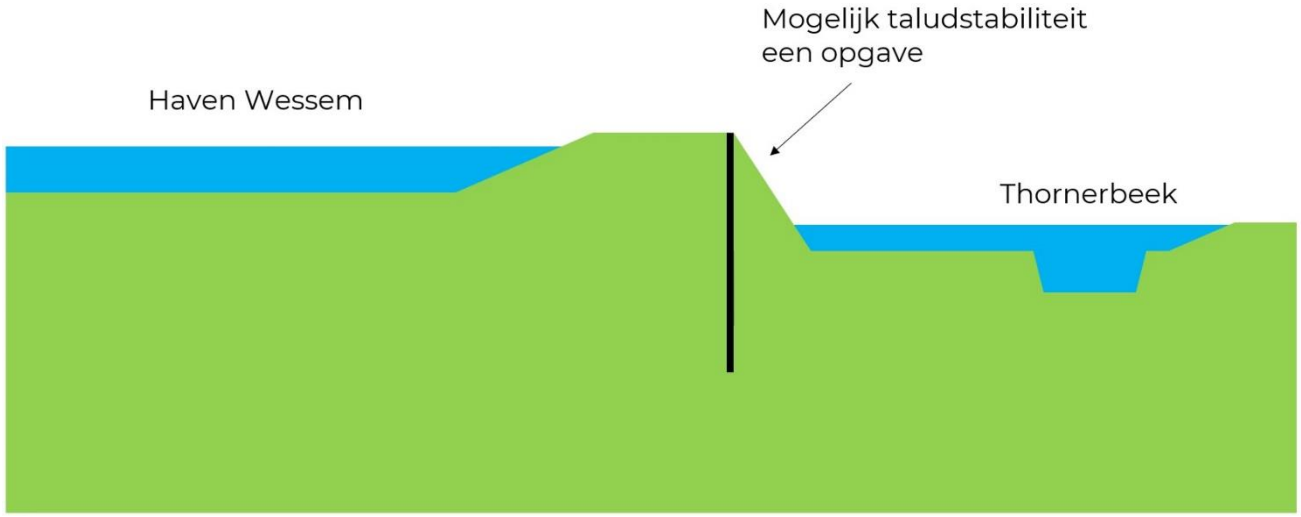


Figuur 3-12: Binnentalud 1:3 met verticale constructie

Als uit de systeemanalyse van de beek blijkt dat het ontwerp van Figuur 3-12 niet haalbaar is, zijn er alternatieven denkbaar waarbij er meer ruimte voor de beek overblijft. In Figuur 3-13 is een variant te zien met een verticale constructie, waarbij de verticale constructie gedeeltelijk zichtbaar is. Deze variant is mogelijk vanuit de omgeving niet gewenst om esthetische redenen. In Figuur 3-14 is de verticale constructie in Figuur 3-13 bedekt met grond en daardoor niet zichtbaar. Een steil binnentalud dient voor de variant in Figuur 3-14 te worden gerealiseerd om te garanderen dat voldoende bergingscapaciteit voor de Thornerbeek aanwezig is. De stabiliteit van het talud tegen de verticale constructie in Figuur 3-14 is bij deze variant mogelijk een issue, maar dit kan opgevangen worden door de damwand te dimensioneren als een zelfstandig functionerende waterkering die niet afhankelijk is van het steile talud ervoor. Ook de beheerbaarheid van het steile talud kan een issue zijn voor deze variant.



Figuur 3-13: Zichtbare verticale constructie



Figuur 3-14: Steil binnentalud met verticale constructie

3.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk kunnen de volgende conclusies getrokken worden ten aanzien van macrostabiliteit:

1. Het conventionele dijkontwerp gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voldoet voor dijksectie 1 t/m 3 voor stabiliteit buitenwaarts.
2. Voor stabiliteit binnenwaarts voldoet het conventionele dijkontwerp voor bijna heel dijksectie 1 t/m 3, met uitzondering van:
    a. Een deel van dijksectie 2 rondom de steenfabriek van circa 400 m (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m). Een binnendijkse stabiliteitsberm met een hoogte van 1 m en breedte van 3 m rondom de steenfabriek (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m) zorgt ervoor dat ook dit gedeelte van dijksectie 2 voldoet voor macrostabiliteit binnenwaarts.
    b. Het laatste gedeelte van dijksectie 3 is een maatwerk locatie door de aanwezigheid van de Thornerbeek binnendijks. Hier is een constructieve maatregel nodig om voldoende weerstand te bieden voor macrostabiliteit binnenwaarts.

4 PIPING (STPH)

4.1 METHODE

Om te bepalen voor welke locaties een piping maatregel nodig is, is de weerstand tegen de deelfaalmechanismen opbarsten, heave en terugschrijdende erosie bepaald. In de verkenningsfase is niet gedetailleerd beschouwd in hoeverre piping maatregelen benodigd zijn. In de verkenningsfase zijn heave schermen geadviseerd op basis van het verval. Hierom is de noodzaak voor piping maatregelen voor Thorn-Wessem in de planuitwerkingsfase eerst nader beschouwd alvorens te adviseren over het type piping maatregelen.

Indien de weerstand tegen een van de deelfaalmechanismen voldoet aan de norm is er geen pipingopgave en wordt er geen versterkingsmaatregel voor het faalmechanisme piping op de betreffende locatie geadviseerd. Het effect van het eroderen van de Koningsteendam is meegenomen in de berekeningen door het verhogen van de WBN en de kruinhoogte.

Voor dijktraject 79-1 Thorn-Wessem geldt een aangepaste faalkansverdeling conform Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. De faalkansruimtefactor voor piping is gelijk aan 0,04 en wijkt daarmee af van de standaard faalkansverdeling, waarin de faalkansruimtefactor voor piping gelijk is aan 0,24 [3]. De maximaal toelaatbare overstromingskans van dijktraject 79-1 is 1/100 per jaar en de lengte van het dijktraject 79-1 is 7900 m [2]. De fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor piping is 0,90 en de lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor piping is 300 m [2]. De formule voor het berekenen van de faalkanseis voor een faalmechanisme is gegeven in paragraaf 3.1. Hieruit volgt een vereiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede voor piping van 4,16.

Voor de schematiseringsfactor is een waarde van 1,1 aangenomen. Op basis van expert judgement wordt een schematiseringsfactor van 1,1 als bovengrens gezien vanwege de grote hoeveelheid beschikbaar geotechnisch onderzoek. Voor het bepalen van de stijghoogte ter plaatse van de binnenteen is gebruik gemaakt van model 4A van het TRWD [8].

4.1.1 OPBARSTEN

De benodigde veiligheidsfactor voor opbarsten is met behulp van de onderstaande formule uit het OI2014 [2] bepaald.

$$\gamma_{up} = 0{,}48 \cdot e^{(0{,}46\beta_{eis,dsn} - 0{,}27\beta_{max})}$$

Waarin:

γ_{up}	=	Veiligheidsfactor voor opbarsten [-]
$\beta_{eis,dsn}$	=	Vereiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]
β_{max}	=	Betrouwbaarheidsindex behorende bij de maximaal toelaatbare overstromingskans [per jaar]

De controle op opbarsten vindt plaats door het optredende stijghoogteverschil ($\Delta\phi$) over de deklaag ter plaatse van het uittredepunt te vergelijken met het kritieke stijghoogteverschil over de deklaag ($\Delta\phi_{c,u}$) [2].

Het kritieke stijghoogteverschil ($\Delta\phi_{c,u}$) volgt uit [2]:

$$\Delta\phi_{c,u} = \frac{D_{deklaag}(\gamma_{sat} - \gamma_{water})}{\gamma_{water}}$$

Waarin:

$\Delta\phi_{c,u}$	=	Kritieke stijghoogteverschil over de deklaag [m]

$D_{deklaag}$ = Laagdikte van de cohesieve deklaag [m]
γ_{sat} = Verzadigd volumiek gewicht van de cohesieve deklaag [kN/m³]
γ_{water} = Volumiek gewicht van water [kN/m³]

Het kritieke stijghoogteverschil dient groter te zijn dan het optredende stijghoogteverschil. Verificatie hiervan is uitgevoerd middels de onderstaande vergelijking [2]:

$$\Delta\phi \leq \frac{\Delta\phi_{c,u}}{\gamma_{up}\,\gamma_{b,u}}$$

Waarin:
$\Delta\phi$ = Optredende stijghoogteverschil over de deklaag [m]
γ_{up} = Veiligheidsfactor voor opbarsten [-]
$\gamma_{b,u}$ = Schematiseringsfactor [-]

4.1.2 HEAVE

De benodigde veiligheidsfactor voor heave is met behulp van de onderstaande formule uit het OI2014 [2] bepaald.

$$\gamma_{heave} = 0{,}37 \cdot e^{(0{,}48\beta_{eis,dsn} - 0{,}30\beta_{max})}$$

Waarin:
γ_{heave} = Veiligheidsfactor voor heave [-]
$\beta_{eis,dsn}$ = Vereiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]
β_{max} = Betrouwbaarheidsindex behorende bij de maximaal toelaatbare overstromingskans [per jaar]

De controle op heave vindt plaats door de optredende heave gradient over de deklaag (i) te vergelijken met de kritieke heave gradient ($i_{c,h}$). Verificatie hiervan is uitgevoerd middels de onderstaande vergelijking [2]:

$$i = \frac{\Delta\phi}{D_{deklaag}} \leq \frac{i_{c,h}}{\gamma_{he}\,\gamma_{b,h}}$$

Waarin:
i = Optredende heave gradient over de deklaag [-]
$i_{c,h}$ = Kritieke heave gradient over de deklaag [-]
γ_{he} = Veiligheidsfactor voor heave [-]
$\gamma_{b,h}$ = Schematiseringsfactor [-]

4.1.3 TERUGSCHRIJDENDE EROSIE

Voor het deelfaalmechanisme terugschrijdende erosie is gebruik gemaakt van het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer, conform OI2014 [2]. De benodigde veiligheidsfactor voor terugschrijdende erosie is met behulp van de onderstaande formule uit het OI2014 [2] bepaald.

$$\gamma_{pip} = 1{,}04 \cdot e^{(0{,}37\beta_{eis,dsn} - 0{,}43\beta_{max})}$$

Waarin:
γ_{pip} = Veiligheidsfactor voor terugschrijdende erosie [-]
$\beta_{eis,dsn}$ = Vereiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede [-]
β_{max} = Betrouwbaarheidsindex behorende bij de maximaal toelaatbare overstromingskans [per jaar]

De controle op terugschrijdende erosie vindt plaats door het optredende verval over de waterkering (ΔH) te vergelijken met het kritieke verval ($\Delta H_{c,p}$) [2].

Het kritieke verval ($\Delta H_{c,p}$) volgt uit [2]:
$\Delta H_{c,p} = L \cdot F_{resistance} \cdot F_{scale} \cdot F_{geometry}$

Waarin:

$\Delta H_{c,p}$	=	Kritieke verval [m]
L	=	Kwelweglengte [m]
$F_{resistance}, F_{scale}, F_{geometry}$	=	Factoren te bepalen met het aangepaste rekenmodel van Sellmeijer [-]

Middels de onderstaande vergelijking vindt de verificatie op terugschrijdende erosie plaats [2]:

$$\Delta H = h - h_{exit} - r_c D_{deklaag} \leq \frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{pip}\gamma_{b,p}}$$

Waarin:

ΔH	=	Optredend verval over de waterkering [-]
h	=	Niveau van de buitenwaterstand met een kans van voorkomen gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans [m +NAP]
h_{exit}	=	Freatisch niveau (of hoogte van het maaiveld) bij uittredepunt [m +NAP]
r_c	=	Reductiefactor voor de weerstand bij het uittredepunt (= 0,3 [2]) [-]
γ_{pip}	=	Veiligheidsfactor voor terugschrijdende erosie [-]
$\gamma_{b,p}$	=	Schematiseringsfactor [-]

4.2 UITGANGSPUNTEN

Een groot deel van de uitgangspunten voor macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts zijn ook gebruikt voor piping. Hierom wordt verwezen naar paragraaf 3.2 voor de uitgangspunten van macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts. In deze paragraaf worden de aanvullende uitgangspunten voor piping behandeld.

Volgens de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is de gemiddelde d_{70} bij Thorn 450 µm op basis van POV Piping in 2017 en 425 µm bij Thorn op basis van Piping onderzoek in 2013. Aangenomen is dat de gemiddelde d_{70} gelijk is aan 437,5 µm. De karakteristieke waarde van de d_{70} is bepaald op basis van een gemiddelde waarde van 437,5 µm en de startwaarde van de variatiecoëfficiënt in de Schematiseringshandleiding piping [14]. Voor de kritieke heave gradient over de deklaag ($i_{c,h}$) is 0,3 aangehouden conform het OI2014 [2].

Voor de gemiddelde doorlatendheid van de aquifer is 125 m/dag aangenomen op basis van de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Als indicatie van de gemiddelde doorlatendheid van de formatie van Beegden wordt namelijk 75 à 175 m/dag gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Hierom is een gemiddelde van 125 m/dag aangehouden. Conform de Schematiseringshandleiding piping [14] dient voor de gemiddelde doorlatendheid van de aquifer gerekend te worden met een karakteristieke waarde en is de startwaarde van de variatiecoëfficiënt 0,5. Hieruit volgt een karakteristieke waarde van 243,18 m/dag voor de doorlatendheid van de aquifer.

Voor de d_{70}, doorlatendheid van de aquifer en het verzadigd volumiek gewicht van de cohesieve deklaag zijn karakteristieke waardes bepaald voor de piping berekeningen. De karakteristieke waardes zijn bepaald op basis van de startwaardes van de variatiecoëfficiënten gegeven in de Schematiseringshandleiding piping [14]. Voor de kwelweglengte, dikte van de deklaag en dikte van de aquifer zijn geen karakteristieke waardes op basis van een variatiecoëfficiënt bepaald. Een overzicht van een aantal gehanteerde waardes is gegeven in Tabel 4-1 voor belangrijke parameters die een groot effect hebben op het resultaat van de piping berekeningen.

Tabel 4-1: Gehanteerde waardes van een aantal belangrijke parameters in de piping berekeningen

PARAMETER	GEMIDDELD/ KARAKTERISTIEK	WAARDE	EENHEID
D_{70}	Karakteristiek	357	µm
DIKTE WATERVOEREND PAKKET DIJKSECTIE 1	Gemiddeld	14,0	m
DIKTE WATERVOEREND PAKKET DIJKSECTIE 2	Gemiddeld	15,0	m
DIKTE WATERVOEREND PAKKET DIJKSECTIE 3	Gemiddeld	20,0	m
K	Karakteristiek	243,18	m/ dag

Verschillende scenario's zijn aangehouden voor de piping berekeningen. De scenario's zijn gekozen op basis van lokale eigenschappen over de lengte van het dijktraject. In Tabel 4-2 is een overzicht gegeven van de gebruikte scenario's voor de piping berekeningen. Op basis van de gegeven voorlandlengtes en lengtes van de dijkbasis in Tabel 4-2 kan worden gezien dat met verschillende kwelweglengtes is gerekend. Voor de scenario's in Tabel 4-2 is de minimale deklaagdikte bepaald. De minimaal benodigde deklaagdiktes zijn vergeleken met de aanwezige deklaagdiktes om te bepalen waar piping maatregelen benodigd zijn. Voor de toetsing op piping is het ontwerpprofiel als uitgangspunt genomen bij het bepalen van de scenario's in Tabel 4-2.

Tabel 4-2: Scenario's piping berekeningen

DIJKSECTIE	SCENARIO	VOORLAND-HOOGTE [M +NAP]	VOORLANDLENGTE [M]	LENGTE DIJKBASIS	MAAIVELDHOOGTE UITTREDEPUNT [M +NAP]	VERTICALE DOORLATEND-HEID [M/DAG]
1	1A	21,2	5,7	20,4	23,5	1,0
1	1B	21,2	5,7	21,9	23,0	1,0
1	1C	21,2	5,7	40,0	23,0	1,0
2	2A	21,2	10,0	22,8	22,5	0,1
2	2B	23,8	400	22,8	22,5	0,1
2	2C	22,0	20,4	20,4	22,5	0,1
3	3A	23,6	14,4	14,4	22,5	0,1

4.3 RESULTATEN

Voor de scenario's in Tabel 4-2 is bepaald wat de minimaal benodigde deklaagdikte is, waarmee wordt voldaan aan de eisen met betrekking tot het faalmechanisme piping. Een overzicht van de minimaal benodigde deklaagdikte per scenario is gegeven in Tabel 4-3. In het dossier met rekenbestanden zijn de pipingberekeningen opgenomen. De minimale deklaagdikte is per scenario bepaald op basis van Sellmeijer en opbarsten, omdat de berekeningen aantoonde dat heave niet maatgevend is. De dunste deklaag op basis van Sellmeijer en opbarsten is als maatgevend beschouwd voor het betreffende scenario en in Tabel 4-3 gepresenteerd.

Tabel 4-3: Minimale benodigde deklaagdikte voor de piping berekeningen

DIJKSECTIE	SCENARIO	MINIMALE BENODIGDE DEKLAAGDIKTE [M]
1	1A	1,82
1	1B	2,80
1	1C	2,33
2	2A	4,45
2	2B	2,64
2	2C	3,99
3	3A	4,10

Het dijktraject is onderverdeeld in verschillende dijkvakken. Per dijkvak is in Tabel 4-4 een oordeel gegeven voor het faalmechanisme piping. Hierbij is gekeken naar de aanwezige deklaagdikte per dijkvak en de benodigde deklaagdikte op basis van het meest representatieve scenario in Tabel 4-3. De aanwezige kwelweglengte is gevarieerd door het rekenen met verschillende lengtes van het voorland en de dijkbasis in de verschillende scenario's (zie Tabel 4-2). In Tabel 4-4 is aangegeven welk scenario het meest representatief is en gebruikt is voor het vaststellen van het oordeel per dijkvak. De aanwezige deklaagdikte is bepaald op basis van het uitgevoerde grondonderzoek door Geonius gegeven in Geotechnisch grondonderzoek [12]. In Bijlage A zijn kaarten opgenomen die de oordelen per locatie laten zien.

Tabel 4-4: Overzicht resultaten piping berekeningen

DIJKSECTIE	DIJKVAK	BEGIN DIJKVAK	EIND DIJKVAK	OORDEEL	GEHANTEERD SCENARIO	TOELICHTING
1	1	Dp 79.028 +50 m	Dp 79.033 +40 m	Voldoet	1A	Klein verval.
1	2	Dp 79.033 +40 m	Dp 79.034 +10 m	Voldoet mogelijk	1A	Weinig grondonderzoek. Overgang tussen dijkvak 1 en 3. Aanvullend grondonderzoek benodigd voor aanscherpen oordeel.
1	3	Dp 79.034 +10 m	Dp 79.036 +40 m	Voldoet niet	1A	Dunne deklaag.
1	4	Dp 79.036 +40 m	Dp 79.037 +50 m	Voldoet niet	1B	Dunne deklaag.
1	5	Dp 79.037 +50 m	Dp 79.039	Voldoet mogelijk	1B	Deklaag dikker dan dijkvak 4 en 6. Binnendijks grondonderzoek nodig voor aanscherpen oordeel.
1	6	Dp 79.039	Dp 79.039 +40 m	Voldoet niet	1B	Dunne deklaag.
1	7	Dp 79.039 +40 m	Dp 79.040 +20 m	Voldoet	1B	Voldoende deklaag aanwezig.
1	8	Dp 79.040 +20 m	Dp 79.042 +80 m	Voldoet niet	1B	Dunne deklaag.
1	9	Dp 79.042 +80 m	Dp 79.044	Voldoet	1C	Voldoende deklaag aanwezig.
2	10	Dp 79.044	Dp 79.044 +30 m	Voldoet	2A	Voldoende deklaag aanwezig.
2	11	Dp 79.044 +30 m	Dp 79.047 +60 m	Voldoet niet	2A	Dunne deklaag.
2	12	Dp 79.047 +60 m	Dp 79.063	Voldoet mogelijk	2B	Dunne deklaag. Ondanks het in rekening brengen van een

DIJKSECTIE	DIJKVAK	BEGIN DIJKVAK	EIND DIJKVAK	OORDEEL	GEHANTEERD SCENARIO	TOELICHTING
						voorland van circa 400 m voor een deel van dit vak voor het bepalen van de stijghoogte voor het deelfaalmechanisme opbarsten wordt momenteel niet voldaan door de dunne deklaagdikte. Aanbevolen wordt om een D-Geo Flow analyse uit te voeren op deze locatie.
2	13	Dp 79.063	Dp 79.065 +70 m	Voldoet niet	2A	Dunne deklaag.
2	14	Dp 79.065 +70 m	Dp 79.070 +14 m	Voldoet mogelijk	2C	Aanbevolen wordt om een D-Geo Flow analyse uit te voeren op deze locatie.*
3	15	Dp 79.070 +14 m	Dp 79.074 +60 m	Voldoet mogelijk	3A	Aanbevolen wordt om een D-Geo Flow analyse uit te voeren op deze locatie.*
3	16	Dp 79.074 +60 m	Dp 79.077	Voldoet niet	3A	Dunne deklaag.
3	17	Dp 79.077	Dp 79.079 +40 m	Voldoet mogelijk	3A	Aanbevolen wordt om een D-Geo Flow analyse uit te voeren op deze locatie.*
3	18	Dp 79.079 +40 m	Dp 79.080 +92 m	Voldoet niet	3A	Thornerbeek binnendijks. Maatwerk locatie.

** Voor deze dijkvakken is gecontroleerd of het aanscherpen van de schematiseringsfactor leidt tot het oordeel voldoet. Een schematiseringsfactor van 1,0 zou niet leiden tot het oordeel voldoet voor de betreffende dijkvakken. Hierom wordt het aanscherpen van de schematiseringsfactor voor deze dijkvakken niet zinvol geacht.*

Voor dijkvak 12, 14, 15 en 17 wordt in Tabel 4-4 aanbevolen om een D-Geo Flow analyse te doen. De verwachting is dat met een D-Geo Flow analyse mogelijk wel wordt voldaan voor een deel van deze dijkvakken voor het faalmechanisme piping. Voor het MER en het (ontwerp) projectbesluit wordt uitgegaan van de huidige inzichten m.b.t. de toepassing van pipingschermen (d.w.z. met pipingmaatregel voor de vakken die in Tabel 4-4 het oordeel “Voldoet niet” en “Voldoet mogelijk” hebben). Voor dijkvak 12, 14, 15 en 17 is het wellicht mogelijk de omvang van de pipingschermen te optimaliseren dan wel (deels) te laten vervallen. Of en in welke mate dit mogelijk is kan als onderdeel van de realisatiefase door de aannemer nader worden onderzocht.

Op basis van een gevoeligheidsanalyse is gebleken dat het effect op de vereiste deklaagdikte door het aanscherpen van de schematiseringsfactor beperkt is voor dijkvak 14, 15 en 17. Voor de overige dijkvakken is het verschil tussen de aanwezige en vereiste deklaagdikte groter dan voor dijkvak 14, 15 en 17. Hierdoor wordt het aanscherpen van de schematiseringsfactor ook voor de overige dijkvakken niet zinvol geacht.

4.3.1 INTERACTIE STBI/STPH

In paragraaf 3.4 is aanbevolen om voor een deel van dijksectie 2 rondom de steenfabriek (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m) een binnendijkse stabiliteitsberm te realiseren. Binnen dit deel van dijksectie 2 is tevens ook een piping maatregel benodigd door de aanwezigheid van een dunne deklaag (zie Tabel 4-4). Voor deze locatie is beschouwd of de stabiliteitsberm ten behoeve van STBI ook afdoende is voor piping. Op deze locatie is echter het kwelweglengte tekort circa 44 meter op basis van de formule van Sellmeijer met een deklaagdikte van 2 m. Door de

aanwezigheid van de steenfabriek in het achterland wordt een pipingberm op deze locatie niet kansrijk geacht en wordt een verticale piping maatregel aanbevolen naast de te realiseren stabiliteitsberm ten behoeve van STBI. Dit is een bevestiging van de ontwerpkeuze die in het VKA reeds is gemaakt (op basis van een integrale afweging).

4.3.2 TYPE MAATREGEL

Per dijkvak is de benodigde versterkingsmaatregel bepaald op basis van het verval. De lengte van een pipingscherm kan in het voorontwerpstadium worden bepaald op basis de vuistregel dat de lengte gelijk is aan twee keer het verval plus een meter conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Daarnaast dienen langsconstructies te zijn ontworpen op de hydraulische omstandigheden die over 100 jaar kunnen optreden (zichtjaar 2125) volgens de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Hierom is de WBN in 2125 voor dijksectie 1 t/m 3 bepaald. Hiervoor is gebruik gemaakt van de resultaten van de Hydra-NL berekeningen in ''Overzicht_hydraulische_randvoorwaarden_Thorn-Wessem_v2.xlsx''.

Voor dijksectie 1 is het maximale verschil tussen de WBN voor zichtjaar 2125 en 2075 voor een Hydra-NL uitvoerlocatie 0,20 m, voor dijksectie 2 0,28 m en voor dijksectie 3 0,24 m. Hierom is aangenomen dat de WBN in 2125 voor dijksectie 1 0,2 m hoger is dan de WBN in 2075, voor dijksectie 2 0,3 m hoger is en voor dijksectie 3 0,3 m hoger is. Hiermee is de WBN voor zichtjaar 2125 inclusief het effect van het eroderen van de Koningsteendam als volgt:

- Dijksectie 1: NAP +24,8 m
- Dijksectie 2: NAP +24,8 m
- Dijksectie 3: NAP +24,6 m

In Tabel 4-5 is een overzicht gegeven van de benodigde piping maatregelen. Conform het pipingprotocol van Waterschap Limburg dienen horizontale maatregelen te worden afgewogen indien het aanwezige verval kleiner is dan 1,3 m [1]. Dit is alleen het geval voor dijkvak 3, waar het aanwezige verval voor zichtjaar 2075 1,1 m is. Voor dijkvak 3 bedraagt het kwelweglengte tekort circa 14 m. Een horizontale maatregel van 14 m in het achterland van dijkvak 3 zou veel impact hebben op de omgeving, omdat in het achterland vele bomen aanwezig zijn die ten behoeve van een eventuele pipingberm verwijderd zouden moeten worden. Hierom wordt voor deze locatie een verticale piping maatregel geadviseerd, zoals ook het geval is voor de andere strekkingen van Thorn-Wessem waar een piping maatregel benodigd is. Dit is een bevestiging van de ontwerpkeuze die in het VKA reeds is gemaakt (op basis van een integrale afweging).

Tabel 4-5: Versterkingsmaatregelen ten behoeve van piping

DIJKSECTIE	DIJKVAK	OORDEEL	AANWEZIG VERVAL 2075 [M]	VERVAL 2125 [M]	MAATREGEL	LENGTE MAATREGEL [M]
1	1	Voldoet	1,1	1,3	n.v.t.	-
1	2	Voldoet mogelijk	1,1	1,3	Mogelijk	-
1	3	Voldoet niet	1,1	1,3	Verticaal	3,6
1	4	Voldoet niet	1,6	1,8	Verticaal	4,6
1	5	Voldoet mogelijk	1,6	1,8	Mogelijk	-
1	6	Voldoet niet	1,6	1,8	Verticaal	4,6

DIJKSECTIE	DIJKVAK	OORDEEL	AANWEZIG VERVAL 2075 [M]	VERVAL 2125 [M]	MAATREGEL	LENGTE MAATREGEL [M]
1	7	Voldoet	1,6	1,8	n.v.t.	-
1	8	Voldoet niet	1,6	1,8	Verticaal	4,6
1	9	Voldoet	1,6	1,8	n.v.t.	-
2	10	Voldoet	2,0	2,3	n.v.t.	-
2	11	Voldoet niet	2,0	2,3	Verticaal	5,6
2	12	Voldoet mogelijk	2,0	2,3	Mogelijk	5,6
2	13	Voldoet niet	2,0	2,3	Verticaal	5,6
2	14	Voldoet mogelijk	2,0	2,3	Mogelijk	-
3	15	Voldoet mogelijk	1,8	2,1	Mogelijk	-
3	16	Voldoet niet	1,8	2,1	Verticaal	5,2
3	17	Voldoet mogelijk	1,8	2,1	Mogelijk	-
3	18	Voldoet niet	1,8	2,1	Verticaal	5,2*

** Voor dit dijkvak is aangenomen dat de waterstand in de Thornerbeek in geval van hoogwater in de Maas gelijk is aan NAP +22,5 m op basis van historische data. Aangezien het huidige noodgemaal vervangen zal worden door een vast gemaal ter hoogte van dit dijkvak, dient deze aanname in de uitvoeringsfase nader beschouwd te worden en de lengte van de verticale maatregel opnieuw te worden vastgesteld.*

Voor dijkvak 14, 15 en 17 is het verschil tussen de aanwezige en benodigde deklaagdikte beperkt. Daarnaast is voor dijkvak 12 sprake van een relatief groot voorland. Hierom wordt voor deze dijkvakken aanbevolen om een D-Geo Flow analyse te doen in Tabel 4-4.

Voor dijkvak 14, 15 en 17 is onderzocht wat de dimensies van eventuele horizontale maatregelen zouden zijn, ondanks dat het aanwezige verval groter is dan 1,3 (zie Tabel 4-5). Voor dijkvak 14 is het kwelweglengte tekort circa 9 meter en voor dijkvak 15 en 17 circa 12 meter op basis van de formule van Sellmeijer met een deklaagdikte van 3,5 m. Het realiseren van een pipingberm zou ervoor zorgen dat meer voorland meegenomen kan worden in de formule van Sellmeijer, doordat de lengte van de dijkbasis groter wordt. Met name voor dijkvak 15 en 17 is meer voorland aanwezig dan dat momenteel kan worden meegenomen in de formule van Sellmeijer. Horizontale versterkingsmaatregelen zijn hierom mogelijk kansrijk voor dijkvak 14, 15 en 17, indien het uitvoeren van een D-Geo Flow analyse niet afdoende blijkt te zijn. Echter is de verwachting dat voor dijkvak 14, 15 en 17 het uitvoeren van een D-Geo Flow analyse afdoende is.

4.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk kunnen de volgende aanbevelingen en conclusies worden gegeven ten aanzien van piping:

1. Voor 720 m van dijksectie 1 t/m 3 is geen piping maatregel nodig, voor circa 1350 m is mogelijk een piping maatregel nodig en voor de overige 3172 m van dijksectie 1 t/m 3 (totale lengte is 5242 m) is een piping maatregel nodig. In Bijlage A zijn kaarten opgenomen die de oordelen per locatie laten zien.
2. Voor dijkvak 2 (dp 79.033 +40 m tot dp 79.034 + 10m) en dijkvak 5 (dp 79.037 +50 m tot dp 79.039) wordt grondonderzoek geadviseerd. Het grondonderzoek heeft als doel om meer inzicht te krijgen in de aanwezigheid en het verloop van de deklaag en daarmee de mogelijkheden voor optimalisatie van de pipingschermen. Voor dijkvak 2 is geen piping maatregel nodig indien uit het grondonderzoek blijkt dat een deklaagdikte van minimaal 1,82 m aanwezig is. Voor dijkvak 5 is geen piping maatregel nodig indien uit het grondonderzoek blijkt dat een deklaagdikte van minimaal 2,80 m aanwezig is.
3. Voor dijkvak 12, (dp 79.047 +60 m tot dp 79.063), dijkvak 14 (dp 79.065 +70 m tot dp 79.070 +14 m), dijkvak 15 (dp 79.070 +14 m tot dp 79.074 +60 m) en dijkvak 17 (dp 79.079 +40 m tot dp 79.080 +92 m) wordt aanbevolen om een D-Geo Flow analyse te doen. De verwachting is dat na het uitvoeren van de D-Geo Flow analyse geen piping maatregel benodigd is voor een deel van de betreffende dijkvakken. Op basis van een gevoeligheidsanalyse is gebleken dat het aanscherpen van de schematiseringsfactor er voor dijkvak 14, 15 en 17 niet toe zal leiden dat geen piping maatregel meer benodigd is. Voor de overige dijkvakken is het verschil tussen de aanwezige en vereiste deklaagdikte groter dan voor dijkvak 14, 15 en 17. Hierdoor wordt het aanscherpen van de schematiseringsfactor ook voor de overige dijkvakken niet zinvol geacht.
4. De stabiliteitsberm die geadviseerd is ten behoeve van STBI voor een deel van dijksectie 2 rondom de steenfabriek (dijkpaal 79.060 +70 m tot dijkpaal 79.064 +80 m) zorgt er niet voor dat op de betreffende locatie geen piping maatregel benodigd is. Daarnaast wordt het vergroten van de stabiliteitsberm ten behoeve van piping niet kansrijk geacht door het grote kwelweglengte tekort van circa 44 m op de betreffende locatie.

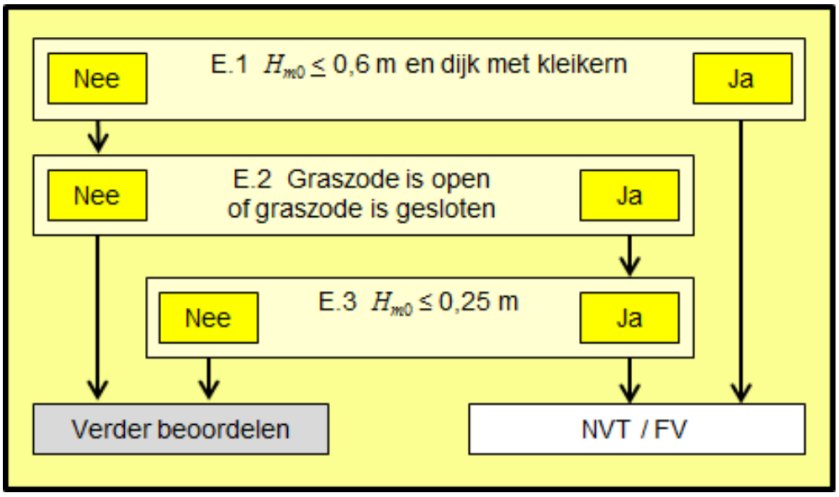
5 GRASBEKLEDING EROSIE BUITENTALUD (GEBU)

5.1 METHODE

Voor de beoordeling van het dijkontwerp op het faalmechanisme GEBU is gebruik gemaakt van de SH grasbekleding [15] en WBI Bijlage III [16].

5.1.1 EENVOUDIGE TOETS

De eenvoudige toets van GEBU bestaat uit drie beslisregels. Deze beslisregels zijn weergegeven in Figuur 5-1. Indien uit het doorlopen van de beslisregels blijkt dat de bijdrage van GEBU aan de faalkans verwaarloosbaar klein is, dan voldoet het ontwerp op GEBU. Anders dient verder beoordeeld te worden middels de gedetailleerde toets.



Figuur 5-1: Schema eenvoudige toets GEBU [16]

5.1.2 GEDETAILLEERDE TOETS

Alvorens de gedetailleerde toets wordt uitgevoerd, dient te worden bepaald of voldaan wordt aan de toepassingsvoorwaarden voor de gedetailleerde toets. Aan de volgende toepassingsvoorwaarden dient voldaan te worden voor het gebruik van de rekenmodellen in de gedetailleerde toets [16]:

- De graskwaliteit dient een open of een gesloten zode te zijn;
- De taludhelling dient 1V: 2,5H of flauwer te zijn.

Indien niet aan de bovengenoemde voorwaarden wordt voldaan, dan zijn de rekenmodellen niet toepasbaar en kan er geen oordeel worden geveld op basis van de gedetailleerde toets [16]. Het dijkontwerp van Thorn-Wessem voldoet aan de gestelde toepassingsvoorwaarden. Voor de semi-probabilistische berekeningen is gebruik gemaakt van BM Gras Buitentalud versie 21.1.1.10794.

Uit Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen WTI [17] blijkt dat een met gras bekleed talud dat wordt blootgesteld aan golven eerst zal falen in de golfklapzone. Hierom is voor de berekening in BM Gras Buitentalud

gekozen voor de golfklap berekening en niet de golfoploop berekening. De faalkanseis voor GEBU is bepaald middels de onderstaande formule [15].

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{eis} \cdot \omega}{N_{dsn}}$$

Waarin:

$P_{eis,dsn}$ = Faalkanseis per doorsnede [1/ jaar]
P_{eis} = Faalkanseis behorende bij de norm van het dijktraject [1/ jaar]
ω = Faalkansruimte voor het betreffende toetsspoor [-]
N_{dsn} = Lengte-effectfactor voor een doorsnede [-]

De faalkanseis behorende bij de norm (ondergrens) is 1/100 per jaar voor Thorn-Wessem [2], de faalkansruimte voor GEBU 0,05 [15] en de lengte-effectfactor is 1 [15]. Hiermee is de faalkanseis per doorsnede 1/2000 per jaar voor het faalmechanisme GEBU.

5.2 UITGANGSPUNTEN

Voor de bepaling van de maatgevende golfhoogtes is gebruik gemaakt van Hydra-NL, versie 2.7.1. Hierbij is gebruik gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. De oriëntatie van de kering is overgenomen van de Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem [5]. Per dijksectie is gebruik gemaakt van de uitvoerlocatie in Hydra-NL dat resulteerde in de grootste golfhoogte. Tussen de golfhoogten van 2050 en 2100 is lineair geïnterpoleerd om de golfhoogten voor 2075 te bepalen. Binnen Hydra-NL is gerekend met 'Golfcondities bekledingen', met golfcondities type 'Grasmat golfklapzone'. De bijbehorende a, b en c parameters voor de belastingfunctie op de bekleding in Hydra-NL zijn standaard respectievelijk 1,0, 0,67 en 0. Indien met c=0 wordt gerekend, dan wordt geen rekening gehouden met het effect van schuin invallende golven. Conform de SH grasbekleding [15] kan worden gerekend met c=0,67 om de invloed van de golfinvalshoek in rekening te brengen. Hierom is ervoor gekozen om te rekenen met c=0,67 in Hydra-NL.

De locaties van de Hydra-NL berekeningen zijn in Tabel 5-1 weergegeven. In Tabel 5-2 is per dijkvak het hoogste en het laagste punt van de grasbekleding gegeven waarvoor de beoordeling is uitgevoerd. Het hoogste punt van de grasbekleding waarvoor de beoordeling is uitgevoerd is de bovenzijde van de grasbekleding begrensd door de waterstand bij categoriegrens (waterstand met overschrijdingskans 1/2000 per jaar). Het laagste punt van de grasbekleding waarvoor de beoordeling is uitgevoerd, is het hoogste punt dat volgt uit [15]:

- Buitenteen;
- Overgang van harde bekleding op grasbekleding voor zover gelegen onder waterstand bij categoriegrens;
- Waterstand bij een overschrijdingsfrequentie van 1/10 per jaar.

Tabel 5-1: Locaties Hydra-NL berekeningen

DIJKSECTIE	HYDRA-NL UITVOERLOCATIE	KRUINNIVEAU [M +NAP]	ORIËNTATIE DIJK [° N]
1	MA_1_79-1_dk_00026_11	25,0	176
2	MA_1_79-1_dk_00026_17	24,9	202
3	MA_1_79-1_dk_00040	24,7	238

Tabel 5-2: Bepaling hoogste en laagste punt van de grasbekleding waarvoor de beoordeling uitgevoerd dient te worden

	DIJKSECTIE 1	DIJKSECTIE 2	DIJKSECTIE 3
BUITENTEEN [M +NAP]	21,2	21,2	23,6
1/10 PER JAAR WATERSTAND [M +NAP]	23,6	23,6	23,3
WATERSTAND BIJ CATERGORIEGRENS (1/2000 PER JAAR) [M +NAP]	25,0	25,0	24,9
KRUINHOOGTE [M +NAP]	25,0	24,9	24,7
$Z_{GRASS,MIN}$ [M +NAP]	23,6	23,6	23,6
$Z_{GRASS,MAX}$ [M +NAP]	25,0	24,9	24,7

De golfhoogtes die volgen uit de Hydra-NL berekeningen zijn in Tabel 5-3 weergegeven. In Tabel 5-3 zijn de maatgevende golfhoogtes die in de BM Gras Buitentalud berekening zijn gebruikt met groen gearceerd. Voor dijksectie 1 is de golfrichting 202 graden, voor dijksectie 2 225 graden en voor dijksectie 3 225 graden. De resultaten van de Hydra-NL berekeningen zijn opgenomen in het dossier met rekenbestanden.

Tabel 5-3: Resulterende golfhoogtes uit Hydra-NL voor GEBU in 2075. De maatgevende golfhoogtes zijn groen gearceerd

WATERSTAND [M +NAP]	GOLFHOOGTE DIJKSECTIE 1 [M]	GOLFHOOGTE DIJKSECTIE 2 [M]	GOLFHOOGTE DIJKSECTIE 3 [M]
24,0	0,68	0,72	0,12
24,5	0,45	0,49	0,39
25,0	*	n.v.t.	n.v.t.

** Voor deze waterstand kon de golfhoogte in 2075 niet worden bepaald, omdat de golfhoogte in 2050 niet kan worden berekend met Hydra-NL. Verwacht wordt dat de golfhoogte in 2075 bij deze waterstand niet maatgevend is, omdat de golfhoogte in 2100 0,26 m is.*

In Tabel 5-4 is een overzicht gegeven van de gebruikte uitgangspunten voor de berekeningen in BM Gras Buitentalud. De minimale en maximale significante golfhoogte in de standtijdlijn voor golfklapbeoordeling in Tabel 5-4 betreffen default waardes in BM Gras Buitentalud. De minimale significante golfhoogte is gelijk aan coëfficiënt c en de maximale significante golfhoogte is gelijk aan coëfficiënten a+c in Tabel 5-4. De berekeningen zijn uitgevoerd met de golfhoogtes gegeven in Tabel 5-3.

Voor het zandgehalte is een waarde van 0,4 aangenomen, omdat een laag erosiebestendige klei (stevige klei) van minimaal 1,0 m aangebracht wordt op het buitentalud conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] en het zandgehalte van stevige klei maximaal 40% is conform de SH Grasbekleding [15]. Verder is gerekend met de 'Test/ Expert' modus van BM Gras Buitentalud om met niet loodrechte golven op de dijk te kunnen rekenen.

Tabel 5-4: Parameters voor berekeningen met BM Gras Buitentalud. Let op: de A, B en C coëfficiënten in BM Gras Buitentalud zijn andere parameters dan de A, B en C parameters in Hydra-NL

PARAMETER	WAARDE	EENHEID	BRON
ΔZ	0,1	m	Standaardwaarde in BM Gras Buitentalud
MINIMALE SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE	0,25	m	SH Grasbekleding [15]
MAXIMALE SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE	1,05	m	SH Grasbekleding [15]
COËFFICIËNT A	0,8	m	SH Grasbekleding [15]
COËFFICIËNT B	-0,07	1/ uur	SH Grasbekleding [15]
COËFFICIËNT C	0,25	m	SH Grasbekleding [15]
ZANDGEHALTE	0,4	-	Aanname op basis van stevige klei conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] en SH Grasbekleding [15]
DIKTE KLEILAAG + GRAS	1,3	m	Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]
STORMDUUR	12	uur	SH Grasbekleding [15]

5.3 RESULTATEN

Een overzicht van de resultaten van de gedetailleerde toets voor GEBU uit BM Gras Buitentalud zijn in Tabel 5-5 weergegeven. In het dossier met rekenbestanden zijn de BM Gras Buitentalud berekeningen opgenomen. Aan de hand van Tabel 5-5 valt op te maken dat het dijkontwerp gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voor dijksectie 1 t/m 3 voldoet voor GEBU op basis van de gedetailleerde toets. Voor dijksectie 2 is de verkregen safety factor uit BM Gras Buitentalud net iets groter dan 1. De werkelijke sterkte zal voor alle drie de dijksecties hoger zijn, omdat de deklaag dikte die op het buitentalud aangebracht wordt van minimaal 1,3 m een stuk dikker is dan de maximale deklaagdikte van 0,5 m waarmee met BM Gras Buitentalud kan worden gerekend.

Tabel 5-5: Resultaten GEBU uit BM Gras Buitentalud

DIJKSECTIE	SAFETY FACTOR [-]	TIJD VAN EERSTE FALEN [UREN]
1	1,51	N.v.t
2	1,03	N.v.t
3	10	N.v.t

5.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk kan worden geconcludeerd dat het ontwerpprofiel gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voldoet voor GEBU.

6 GRASBEKLEDING AFSCHUIVEN BUITENTALUD (GABU)

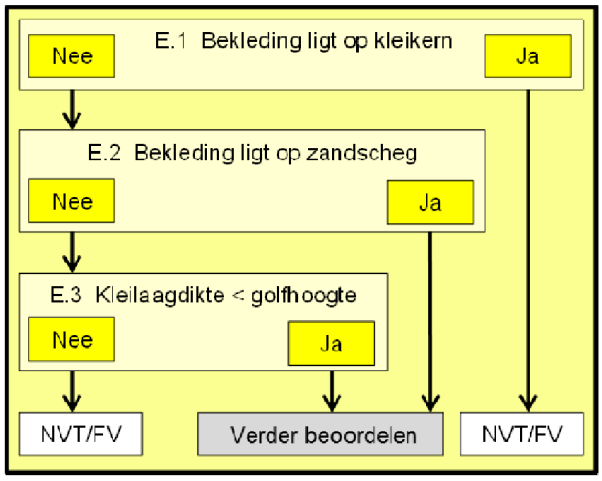
Voor de beoordeling van het dijkontwerp op het faalmechanisme GABU is gebruik gemaakt van de SH grasbekleding [15] en WBI Bijlage III [16].

6.1 METHODE

Conform de SH Grasbekleding [15] wordt GABU niet getoetst aan een faalkanseis per doorsnede, maar aan de signaleringswaarde. Hierdoor worden de faalkansbegroting en het lengte-effect niet expliciet in rekening gebracht [15].

6.1.1 EENVOUDIGE TOETS

De eenvoudige toets van GABU bestaat uit drie beslisregels. Deze beslisregels zijn weergegeven in Figuur 6-1. Indien uit het doorlopen van de beslisregels blijkt dat de bijdrage van GABU aan de faalkans verwaarloosbaar klein is, dan voldoet het ontwerp op GABU. Anders dient verder beoordeeld te worden op GABU middels de gedetailleerde toets.



Figuur 6-1: Schema eenvoudige toets GABU [16]

6.1.2 GEDETAILLEERDE TOETS

Alvorens de gedetailleerde toets wordt uitgevoerd, dient te worden bepaald of voldaan wordt aan de toepassingsvoorwaarden voor de gedetailleerde toets. Aan de volgende toepassingsvoorwaarden dient voldaan te worden [16]:

- De bekleding ligt niet op een zandscheg;
- De taludhelling dient 1V:2,5H of flauwer te zijn.

Indien aan de bovengenoemde voorwaarden wordt voldaan, dan is de gedetailleerde rekenregel gegeven in WBI Bijlage III toepasbaar en kan er een oordeel worden geveld op basis van de gedetailleerde toets [16]. Het dijkontwerp van Thorn-Wessem voldoet aan de gestelde toepassingsvoorwaarden, waardoor gebruik kan worden gemaakt van de gedetailleerde rekenregel gegeven in WBI Bijlage III.

De gedetailleerde rekenregel voor GABU is als volgt [16]:

$$\frac{H_{m0}}{\Delta_g \cdot d_{klei} \cdot \cos\alpha} \leq 3$$

Waarin:

H_{m0}	=	Golfhoogte bij de norm [m]
Δ_g	=	Relatieve dichtheid van de kleilaag [-]
d_{klei}	=	Dikte van de kleilaag [m]
α	=	Taludhelling [°]

6.2 UITGANGSPUNTEN

Voor beslisregel E.3 in Figuur 6-1 zijn de kleilaagdikte en de golfhoogte van belang. De kleilaag is aan de buitenzijde minimaal 1,3 m dik en neemt in dikte toe richting de teen [1]. Voor de significante golfhoogte is op basis van de resultaten van de Hydra-NL berekeningen in ''Overzicht_hydraulische_randvoorwaarden_Thorn-Wessem_v2.xlsx" ingeschat welke locaties de grootste significante golfhoogtes hebben bij de signaleringswaarde (=1/300 per jaar). De significante golfhoogtes zijn bij de signaleringswaarde bepaald voor zichtjaar 2075 met Hydra-NL versie 2.7.1 en gegeven in Tabel 6-1. Hierbij is gebruik gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Tussen de significante golfhoogtes in 2050 en 2100 is lineair geïnterpoleerd om de significante golfhoogtes in 2075 te bepalen.
De significante golfhoogtes voor faalmechanimse GABU zijn conservatief ten opzichte van de golfhoogtes voor GEBU uit hoofdstuk, omdat bij faalmechanisme GABU in eerste instantie geen rekening wordt gehouden met de aanwezige voorlanden.

Tabel 6-1: Significante golfhoogte bij de signaleringswaarde

DIJKSECTIE	1	2	3
HYDRA-NL UITVOERLOCATIE	MA_1_79-1_dk_00026_11	MA_1_79-1_dk_00030	MA_1_79-1_dk_00040
GOLFHOOGTE 2050 [M]	1,31	1,50	1,52
GOLFHOOGTE 2075 [M]	1,31	1,50	1,52
GOLFHOOGTE 2100 [M]	1,31	1,51	1,52

Voor de gedetailleerde toets is aanvullend de relatieve dichtheid van de kleilaag en de taludhelling van belang. Conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is de helling van het buitentalud 1:3. Het veldvochtig volumiek gewicht van klei dijk is 19,5 kN/m³ [1]. Het veldvochtig volumiek gewicht van klei dijk is gebruikt voor het bepalen van de relatieve dichtheid van de kleilaag. Hieruit volgt een relatieve dichtheid van de kleilaag van 0,99.

6.3 RESULTATEN

Voor alle drie de dijksecties is de significante golfhoogte bij de signaleringswaarde groter dan 1,3 m voor zichtjaar 2075. Hierom is de faalkans voor geen dijksectie verwaarloosbaar op basis van de eenvoudige toets en is de gedetailleerde toets uitgevoerd.

De gedetailleerde toets van GABU is uitgevoerd met een golfhoogte van 1,52 m. Indien met deze golfhoogte wordt voldaan, dan wordt ook met een golfhoogte van 1,31 m en 1,50 m voldaan aangezien de waarden voor de andere

parameters voor de verschillende dijksecties gelijk aan elkaar zijn en een hogere golfhoogte een ongunstiger resultaat geeft. Uit het linkerdeel van de vergelijking gegeven in paragraaf 6.1.2 volgt een waarde van 1,25 met een golfhoogte van 1,52 m. Hiermee wordt voldaan aan de waterveiligheidseis voor het faalmechanisme GABU op basis van de gedetailleerde toets. In het dossier met rekenbestanden is de berekening met de gedetailleerde rekenregel voor GABU opgenomen.

6.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk kan worden geconcludeerd dat het ontwerpprofiel gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voldoet voor GABU.

7 GRASBEKLEDING AFSCHUIVEN BINNENTALUD EN MICROSTABILITEIT (GABI EN STMI)

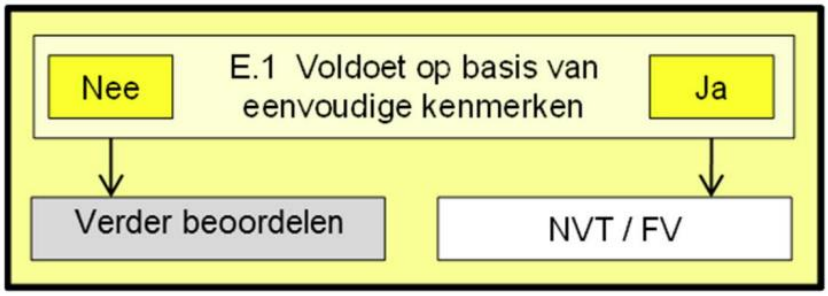
Voor de beoordeling van het dijkontwerp op het faalmechanisme GABI en STMI is gebruik gemaakt van de SH grasbekleding [15] en WBI Bijlage III [16]. Indien het overslagdebiet groter is dan 0,1 l/s/m bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm, dan is de beoordeling van GABI maatgevend boven de beoordeling van microstabiliteit. Als het overslagdebiet kleiner is dan 0,1 l/s/m dan is infiltratie van water in het binnentalud niet relevant, maar kan mogelijk nog wel micro-instabiliteit optreden door een verhoogd freatisch vlak in de dijk ten gevolge van een hoge buitenwaterstand [16]. Op basis van Hydra-NL berekeningen is vastgesteld dat voor Thorn-Wessem het overslagdebiet groter is dan 0,1 l/s/m bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm. Hierom is de beoordeling van GABI maatgevend en nader beschouwd in dit hoofdstuk.

7.1 METHODE

Conform de SH Grasbekleding [15] wordt GABI niet getoetst aan de faalkanseis per doorsnede, maar aan de signaleringswaarde. Hierdoor worden de faalkansbegroting en het lengte-effect niet expliciet in rekening gebracht [15].

7.1.1 EENVOUDIGE TOETS

Het schema waarmee de eenvoudige toets voor GABI verloopt is in Figuur 7-1 weergegeven.



Figuur 7-1: Schema eenvoudige toets GABI [15]

De faalkans op GABI is verwaarloosbaar indien aan minimaal één van de onderstaande voorwaarden wordt voldaan [16]:

- Het overslagdebiet is kleiner dan 0,1 l/s/m bij een overschrijdingskans gelijk aan de norm;
- Het binnentalud van de dijk bestaat niet uit veen en is flauwer dan (of gelijk aan) 1V:5H;
- De dijk bestaat uit stevige klei en het binnentalud is flauwer dan (of gelijk aan) 1V:3H;
- De dijk bestaat uit klei die niet als stevig kan worden beschouwd en het binnentalud is flauwer dan (of gelijk aan) 1V:4H;
- De dijk bestaat uit zand en heeft een aantoonbaar goed werkende drainage in de binnenteen.

De gedetailleerde toets op GABI dient te worden uitgevoerd indien niet aan één van de genoemde voorwaarden wordt voldaan. Het dijkontwerp van Thorn-Wessem voldoet niet aan de genoemde voorwaarden.

7.1.2 GEDETAILLEERDE TOETS

De formules voor de gedetailleerde toets van GABI zijn afhankelijk van de dijkopbouw. De gedetailleerde toets van GABI voor een kleidijk en een zanddijk met kleibekleding worden in deze paragraaf nader beschouwd.

ZANDDIJK MET KLEIBEKLEDING

De volgende drie onderdelen dienen te worden getoetst voor een zanddijk met kleibekleding [15]:

- Opdrukken;
- Uitspoeling van zand;
- Afschuiven.

Opdrukken

Het onderdeel opdrukken wordt volgens de SH Grasbekleding getoetst aan de hand van een eenvoudige formule en een gedetailleerde formule. Beide beschouwingen zijn in deze paragraaf gegeven.

Eenvoudige formule

De toets op opdrukken wordt gedaan volgens de onderstaande eenvoudige formule voor opdrukken [15].

$$SF_{opdrukken} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d} \frac{\cos(\alpha) \cdot d \cdot \frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}}}{(h-z)\rho_w}$$

Waarin:

γ_n	=	Schadefactor (=1,1) [-]
γ_d	=	Modelfactor (=1,1) [-]
α	=	Taludhelling [°]
d	=	Dikte kleilaag [m]
ρ_g	=	Volumieke massa natte grond [kg/m^3]
ρ_w	=	Volumieke massa water [kg/m^3]
$\gamma_{m,\rho}$	=	Partiële veiligheidsfactor op volumieke massa grond (= 1,0) [-]
$(h-z)$	=	Freatisch vlak onder het binnentalud ten opzichte van de binnenteen [m]

Het freatisch vlak t.o.v. het binnendijks maaiveldniveau $(h-z)$ wordt bepaald met behulp van de SH Grasbekleding [15]. Het freatisch vlak kan volgens de SH Grasbekleding worden verhoogd door een hoge buitenwaterstand en infiltratie door overslag. Voor de toename van het freatisch vlak door een hoge buitenwaterstand is de indringingslengte van belang. De indringingslengte kan met behulp van de onderstaande formule worden geschat [15]:

$$L = \sqrt{\frac{2 \cdot H \cdot k \cdot T}{n}}$$

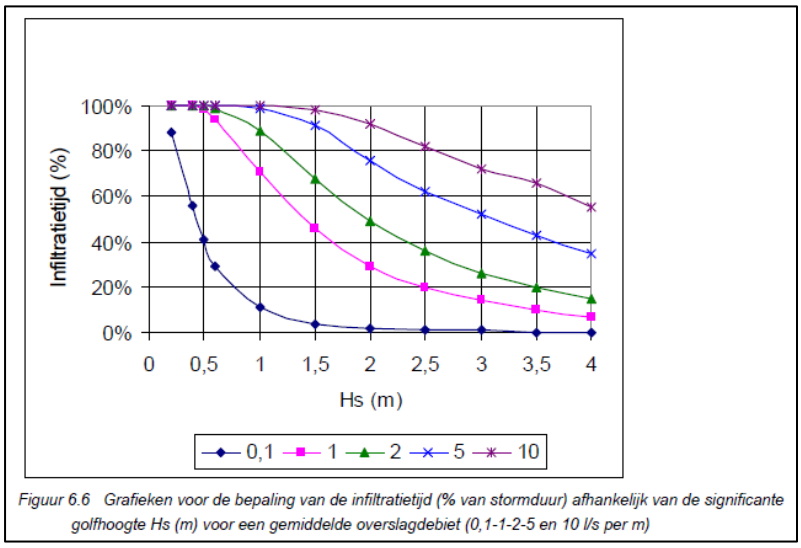
Waarin:

L	=	Horizontale indringingslengte vanaf het buitentalud [m]
H	=	Karakteristieke hoogte van het zandpakket waar het water doorheen stroomt [m]
k	=	Doorlatendheid zandkern [m/s]
T	=	Periode hoogwater [s]
n	=	Porositeit zandkern [-]

Indien de indringingslengte verder reikt dan de binnenteen, dan kan volgens de SH Grasbekleding [15] een lineair verhang aangehouden worden over de indringingslengte.

De verhoging van het freatisch vlak door infiltratie door overslag kan volgens de SH Grasbekleding worden bepaald door de infiltratiecapaciteit van de kleibekleding te vermenigvuldigen met de infiltratietijd en te delen door de porositeit van de zandkern [15].

De infiltratietijd is gelijk aan de tijd dat er wateraanbod aanwezig is op het binnentalud door overslag. Conform de SH Grasbekleding kan de infiltratie geschat worden door uit te gaan van een overslagduur van 6 uur [15]. De waarde voor de infiltratietijd kan worden verkleind door rekening te houden met het overslagdebiet en de golfhoogte in het illustratiepunt. Figuur 6.6 van Handreiking Toetsen Grasbekleding op Dijken [20] kan voor de reductie van de infiltratietijd worden gebruikt en is in Figuur 7-2 weergegeven.



Figuur 6.6 Grafieken voor de bepaling van de infiltratietijd (% van stormduur) afhankelijk van de significante golfhoogte Hs (m) voor een gemiddelde overslagdebiet (0,1-1-2-5 en 10 l/s per m)

Figuur 7-2: Infiltratietijd ten opzichte van de stormduur [20]

Gedetailleerde formule

In de gedetailleerde formule wordt, in tegenstelling tot in de eenvoudige formule, wel rekening gehouden met de wrijving langs de randen van de opgedrukte grondmoot. Voor de gedetailleerde formule wordt verwezen naar Figuur 7-3.

$$\Delta x = \frac{-AD \pm \sqrt{A^2D^2 - ABCD}}{BD} \quad \text{waarin:}$$

$$A = \frac{2c' \cdot d_{klei}}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,c}}$$

$$B = \frac{\rho_g \cdot g \cdot d_{klei}}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m,\rho}} \left(\cos\alpha + \sin\alpha \frac{\tan\phi}{\gamma_{m,\phi}} \right)$$

$$C = \Delta h \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

$$D = -\tfrac{1}{2} \cdot \sin\alpha \frac{\rho_w \cdot g}{\gamma_{m,\rho}}$$

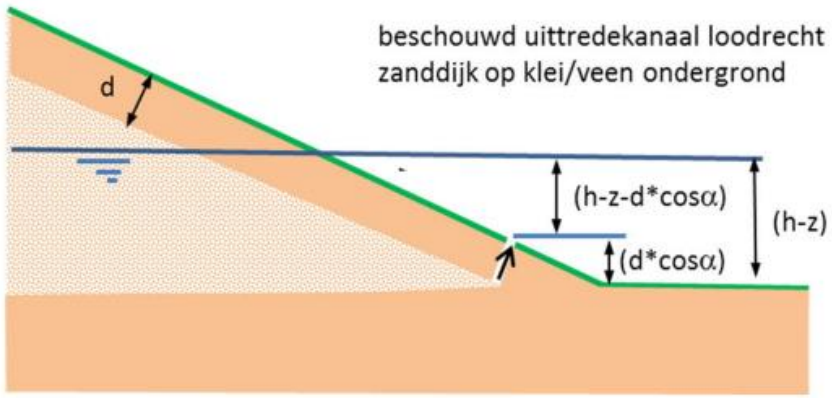
Invullen van deze Δx in: $SF = \frac{A + B\Delta x}{C\Delta x + D\Delta x^2}$ geeft vervolgens de minimale safety factor.

Figuur 7-3: Gedetailleerde formule van opdrukken voor de gedetailleerde toets van GABI [15]

Uitspoeling van zand

Middels het vergelijken van het optredende verhang met een kritisch verhang kan het uitspoelen van zand uit de kleilaag worden gemodelleerd. Het kritische verhang is het verhang waarbij zandtransport optreedt. Een safety factor kan worden berekend door het delen van het kritische verhang door het optredende verhang. In de SH Grasbekleding [15] zijn formules gegeven voor het berekenen van de safety factor voor een verticaal en loodrecht uittredekanaal. Conform de SH Grasbekleding [15] moet voor de beoordeling gebruik worden gemaakt van de formule voor een loodrecht uittredekanaal (zie Figuur 7-4 voor een schematisatie van een loodrecht uittredekanaal). Voor het kritische verhang van een loodrecht uittredekanaal kan bij benadering worden uitgegaan dat deze gelijk is aan 0,5 $\cos(\alpha)$ conform de SH Grasbekleding [15]. De vergelijking voor het bepalen van de safety factor voor uitspoeling van zand met een loodrecht uittredekanaal is hiermee als volgt [15]:

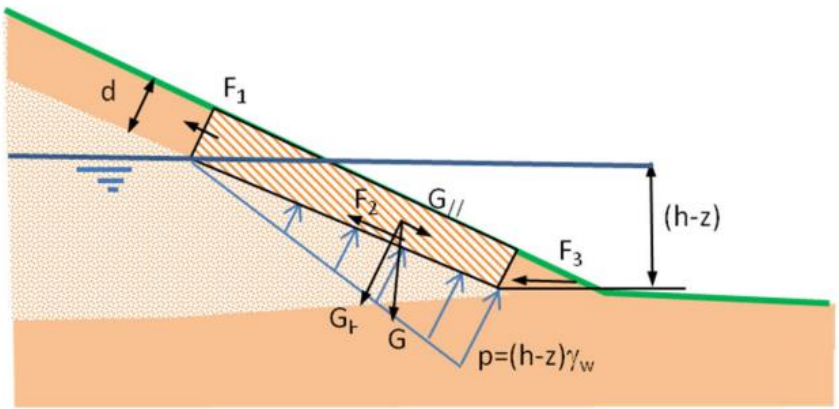
$$SF_{uitspoelen\ van\ zand,loodrecht} = \frac{0{,}5\cos(\alpha)}{\frac{(h-z)}{d} - \cos(\alpha)}$$



Figuur 7-4: Schematisatie loodrecht uittredekanaal [15]

Afschuiven

Voor afschuiven van de kleibekleding dienen de krachten geschematiseerd in Figuur 7-5 te worden beschouwd.



Figuur 7-5: Schematisatie krachten op een grondmoot ten aanzien van afschuiven van de kleibekleding [15]

De veiligheidsfactor voor het afschuiven van de kleibekleding onderhevig aan het faalmechanisme GABI kan met de onderstaande formule worden berekend [15].

$$SF_{afschuiven} = \frac{1}{\gamma_n \cdot \gamma_d \left((h-z) \cdot d \cdot \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,\rho}} \right)} \cdot \mathrm{X}$$

$$X = \left(\begin{array}{c} \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{d}{\sin(\alpha)} + \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{\sin(\alpha)} \cdot \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot \frac{\tan(\phi')}{\gamma_{m,\phi}} + \frac{c'}{\gamma_{m,c}} \cdot \frac{(h-z)}{\sin(\alpha)} + \\ \left(\cos(\alpha) \cdot \frac{(h-z)}{\sin(\alpha)} \cdot d \cdot \frac{\rho_g g}{\gamma_{m,\rho}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin(\alpha)} \cdot \frac{\rho_w g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot (h-z)^2 \right) \frac{\tan(\phi')}{\gamma_{m,\phi}} \end{array} \right)$$

Waarin:

$\tan(\phi')$	=	Tangens van de effectieve hoek van inwendige wrijving [°]
c'	=	Effectieve cohesie [Pa]
$\gamma_{m,c}$	=	Partiële veiligheidsfactor op effectieve cohesie (=1,25) [-]
$\gamma_{m,\phi}$	=	Partiële veiligheidsfactor op $\tan(\phi')$ (=1,1) [-]

KLEIDIJK

De controle op afschuiven van de kleibekleding vindt plaats middels het Edelman-Joustra criterium. De safety factor kan met de onderstaande formule worden bepaald [15].

$$SF_{EJ} = \frac{1}{\gamma_d \cdot \gamma_n} \frac{\frac{\tan(\phi')}{\gamma_{m,\phi}} \left(\frac{\rho_g}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \cos(\alpha) - \frac{\rho_w}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \cos(\alpha) \right) + \frac{c'}{\gamma_{m,c} \cdot d}}{\frac{\rho_w}{\gamma_{m,\rho}} \cdot g \cdot \sin(\alpha)}$$

Het positieve effect van de aanwezigheid van de teen kan onder voorwaarden in rekening worden gebracht door de safety factor te vermenigvuldigen met correctiefactor Cr. De voorwaarden waaraan moet worden voldaan voor het toepassen van de correctiefactor is als volgt [15]:

- Helling is flauwer dan (of gelijk aan) 1V:5H;
- Cohesie moet voor minimaal 50% bijdragen aan de schuifsterkte, dus $c' \geq (\gamma_n - \gamma_w) \cdot D \cdot \cos(\alpha) \cdot \tan(\phi')$

Waarin:

c'	=	Effectieve cohesie [kPa]
γ_n	=	Verzadigd gewicht grondlaag [kN/m³]
γ_w	=	Gewicht water [kN/m³]

De formule voor het bepalen van de correctiefactor is als volgt [15]:

$Cr = d^{D/L}$

Waarin:

L	=	Lengte van het talud [m]
D	=	Dikte van de afschuivende laag [m]
d	=	Constante (=4,451) [-]

7.1.3 TOETS OP MAAT

Een analyse van de stabiliteit van de kleilaag kan worden gedaan met de methode Spencer – Van der Meij in de toets op maat [15]. Voor deze analyse is gebruik gemaakt van D-Stability versie 2023.01. De modelfactor voor Spencer van der Meij is 1,07 conform het OI2014 [2]. In de gedetailleerde toets wordt voor de verschillende (deel)mechanismen gerekend met een schadefactor van 1,1 [15]. Uitgaande van een schadefactor van 1,1 en een modelfactor van 1,07 volgt een vereiste SF van 1,18 (=1,1 · 1,07) voor de toets op maat van GABI met de methode Spencer – Van der Meij.

7.2 UITGANGSPUNTEN

In Tabel 7-1 zijn de gehanteerde waarden voor een aantal parameters gegeven voor de gedetailleerde toets voor GABI.

Tabel 7-1: Gehanteerde waarden voor de parameters voor de gedetailleerde toets voor GABI

PARAMETER	WAARDE	EENHEID	BRON
α	18,43	°	1V:3H Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]
d	1,05	m	Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]
ρ_g	1987,88 (=19,5*1000/9,81)	kg/m³	Klei dijk, Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]
ρ_w	1000	kg/m³	-
$L_{dijksectie\ 1}$	10,8	m	Aanname op basis van ontwerpprofiel, signaleringswaarde en binnendijks maaiveldniveau
$L_{dijksectie\ 2}$	12,0	m	Aanname op basis van ontwerpprofiel, signaleringswaarde en binnendijks maaiveldniveau
$L_{dijksectie\ 3}$	11,4	m	Aanname op basis van ontwerpprofiel, signaleringswaarde en binnendijks maaiveldniveau
GRONDWATERSTAND DIJKSECTIE 1 BINNENDIJKS	22,0	m +NAP	Grondwatermodel
GRONDWATERSTAND DIJKSECTIE 2 BINNENDIJKS	21,7	m +NAP	Grondwatermodel
GRONDWATERSTAND DIJKSECTIE 3 BINNENDIJKS	21,2	m +NAP	Grondwatermodel
k	$5 \cdot 10^{-4}$	m/s	SH Grasbekleding [15]
$T_{periode\ hoogwater}$	35 · 3600	s	SH Grasbekleding [15]
$T_{overslag}$	6 · 3600	s	SH Grasbekleding [15]
n	0,35	-	SH Grasbekleding [15]
INFILTRATIECAPACITEIT KLEIBEKLEDING	$2{,}3 \cdot 10^{-5}$	m/s	SH Grasbekleding [15]
c'	2000	Pa	SH Grasbekleding [15]

De infiltratietijd ten opzichte van de stormduur is voor dijksectie 1 t/m 3 bepaald op basis van Figuur 7-2. Hiervoor zijn het overslagdebiet bij de signaleringswaarde en de bijbehorende significante golfhoogte in het illustratiepunt voor zichtjaar 2075 bepaald met Hydra-NL, waarbij lineaire interpolatie is toegepast tussen 2050 en 2100. Hydra-NL versie 2.7.1 en de hydraulische randvoorwaarden gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] zijn gehanteerd. De

oriëntatie van de kering is overgenomen van de Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem [5]. De infiltratietijd ten opzichte van de stormduur is per dijksectie in Tabel 7-2 gegeven.

Tabel 7-2: Infiltratietijd ten opzichte van de stormduur

DIJKSECTIE	1	2	3
HYDRA-NL UITVOERLOCATIE	MA_1_79-1_dk_00026_11	MA_1_79-1_dk_00026_17	MA_1_79-1_dk_00040
ORIËNTATIE DIJK [° N]	176	202	238
SIGNIFICANTE GOLFHOOGTE [M]	0,35	0,33	0,28
OVERSLAGDEBIET [L/S/M]	2,40	7,89	18,17
INFILTRATIETIJD TEN OPZICHTE VAN DE STORMDUUR	1,0	1,0	1,0

De Hydra-NL uitvoerlocaties voor de waterstanden zijn gelijk aan de uitvoerlocaties gebruikt in Tabel 7-2. Voor uitvoerlocatie MA_1_79-1_dk_00026_11 is de waterstand bij de signaleringswaarde 0,26 m hoger dan de waterstand bij de ondergrens, voor MA_1_79-1_dk_00026_17 0,26 m hoger en voor MA_1_79-1_dk_00040 0,29 m hoger. Hierom zijn de waterstanden bij de ondergrens (zie paragraaf 3.2.5) met 0,3 m verhoogd voor de signaleringswaarde. De gehanteerde waterstanden voor GABI bij de signaleringswaarde (inclusief het effect van het eroderen van de Koningsteendam) zijn hiermee voor zichtjaar 2075 als volgt:

- Dijksectie 1: NAP +24,9 m
- Dijksectie 2: NAP +24,8 m
- Dijksectie 3: NAP +24,6 m

De aangehouden maaiveldhoogtes van het achterland ter hoogte van de binnenteen zijn in Tabel 7-3 gegeven. Tevens zijn de hoogtes van de buitenteen (onderkant van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt) gegeven in Tabel 7-3. Aangenomen is dat de bovenkant van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt gelijk is aan de waterstand bij de signaleringswaarde. De resulterende hoogtes van het zandpakket waardoor het water naar binnen stroomt (H) zijn in Tabel 7-3 gegeven net als het verschil tussen de waterstand bij de signaleringswaarde en het maaiveldniveau van de binnenteen.

Het freatisch vlak t.o.v. het binnendijks maaiveldniveau ($h - z$) is voor alle drie de dijksecties bepaald op basis van de formules beschreven in paragraaf 7.1.2. Als bovengrens is hiervoor het verschil tussen het kruinniveau ten opzichte van de binnenteen aangehouden. De resultaten hiervan zijn in Tabel 7-3 gegeven.

Tabel 7-3: Freatisch vlak t.o.v. het binnendijks maaiveldniveau

DIJKSECTIE	1	2	3
BINNENTEEN [M +NAP]	23,0	22,5	22,5
BUITENTEEN [M +NAP]	21,2	21,2	23,6
H [M]	3,7	3,6	1,0
WATERSTAND BIJ DE SIGNALERINGSWAARDE	1,9	2,3	2,1

DIJKSECTIE	1	2	3
TEN OPZICHTE VAN DE BINNENTEEN [M]			
$h - z$ [M]	2,00	2,40	1,48

Ten behoeve van de toets op maat voor een kleidijk is het gewicht van water vermenigvuldigd met de cosinus van de taludhelling, conform de SH Grasbekleding [15]. Verder is in de toets op maat aangenomen dat er geen sprake is van een verkeersbelasting op de kruin bij een waterstand gelijk aan de signaleringswaarde en is gerekend zonder materiaalfactoren. De stijghoogte is gemodelleerd op basis van de formules voor model 4A in het TRWD [8]. In de toets op maat is gerekend zonder cohesie.

7.3 RESULTATEN

In deze paragraaf zijn de resultaten van de berekeningen voor GABI gegeven voor een zanddijk met kleibekleding en een kleidijk. Voor beide situaties wordt niet voldaan aan de voorwaarden voor het uitsluiten van GABI op basis van de eenvoudige toets. Hierom zijn de resultaten van de gedetailleerde toets en toets op maat gegeven in deze paragraaf.

7.3.1 ZANDDIJK MET KLEIBEKLEDING

In Tabel 7-4 zijn de safety factors van de gedetailleerde toets voor GABI gegeven. Op basis van de resultaten in Tabel 7-4 voldoet dijksectie 3 op GABI. Voor dijksectie 1 en 2 is de dikte van de kleilaag nader beschouwd.

Tabel 7-4: Resultaten gedetailleerde toets GABI voor een zanddijk met kleibekleding

DIJKSECTIE	1	2	3
OPDRUKKEN, EENVOUDIGE FORMULE	0,82	0,68	1,11
OPDRUKKEN, GEDETAILLEERDE FORMULE	1,20	0,98	1,68
UITSPOELING VAN ZAND, LOODRECHT	0,50	0,35	1,04
AFSCHUIVEN	1,09	0,89	1,43

De dikte van de kleibekleding is minimaal 1,05 m en neemt vanaf de kruin toe richting de teen. Aangenomen wordt dat de maatgevende locatie voor GABI zich ter hoogte van de binnenteen bevindt. De helling van het binnentalud bedraagt 1:3 en de helling van de onderkant van de kleibekleding bedraagt 1:2,5 [1]. De berekende kleilaagdikte bij de binnenteen voor dijksectie 1 is 1,20 m en voor dijksectie 2 1,27 m. Voor de bepaling van de dikte van de bekleding ter hoogte van de teen wordt verwezen naar het dossier met rekenbestanden. In Tabel 7-5 zijn de resultaten voor GABI met de kleilaagdikte bij de teen en de minimale kleilaagdikte van 1,05 m gegeven voor dijksectie 1 en 2.

Tabel 7-5: Resultaten gedetailleerde toets GABI voor een zanddijk met kleibekleding met kleilaagdikte bij de teen en de minimale kleilaagdikte

DIJKSECTIE	1	1	2	2
KLEILAAGDIKTE [M]	1,05	1,20	1,05	1,27

DIJKSECTIE	1	1	2	2
OPDRUKKEN, EENVOUDIGE FORMULE	0,82	0,94	0,68	0,82
OPDRUKKEN, GEDETAILLEERDE FORMULE	1,20	1,37	0,98	1,18
UITSPOELING VAN ZAND, LOODRECHT	0,50	0,66	0,35	0,50
AFSCHUIVEN	1,09	1,22	0,89	1,08

Voor dijksectie 1 en 2 is de safety factor voor uitspoeling van zand ook na het in rekening brengen van de toename van de kleilaagdikte naar de binnenteen kleiner dan een.

Conform de SH Grasbekleding [15] dient de toets op uitspoeling van zand te worden uitgevoerd indien gaten in de bekleding niet met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten. Gaten die bij inspecties niet opvallen, maar wel kunnen leiden tot uitspoelen van zand worden risicovol geacht [15]. Uit overloop en golfoverslagproeven op dijken met veel graverij (mollen en muizengangen) is gebleken dat er geen gangen of nestholtes waren die doordrongen tot de zandkern bij kleilagen van 60 à 70 cm dikte [15]. In de SH Grasbekleding is hierom de verwachting gegeven dat een kleibekledingslaag (inclusief een eventueel aanwezig laagje teelaarde) van minimaal 0,8 m een acceptabel klein risico zal hebben op scheuren of graverij die leiden tot gevaar voor uitspoelen. Aangezien de minimale dikte van de kleibekleding voor Thorn-Wessem 1,05 m bedraagt conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1], wordt aangenomen dat de kans op uitspoeling van zand acceptabel klein is. Tevens worden de volgende opmerkingen gemaakt met betrekking tot de berekende safety factors:

- In de formule voor de indringingslengte wordt geen rekening gehouden met de infiltratiecapaciteit van de bekleding op het buitentalud, maar wordt verondersteld dat de bekleding op het buitentalud open is. Een laag erosiebestendige klei (stevige klei) van minimaal 1,0 m wordt aangebracht op het buitentalud conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Hierdoor zal naar verwachting de indringingslengte en daarmee de verhoging van het freatisch vlak veroorzaakt door de buitenwaterstand in werkelijkheid lager zijn.
- Conform de SH Grasbekleding [15] is de infiltratiecapaciteit van gangbare kleibekledingen met een dikte van circa 0,6 à 0,8 m met bodemstructuur in de orde van 10^{-4} à 10^{-5} m/s. Het gemiddelde over enkele tientallen infiltratieproeven die in het kader van onderzoek zijn uitgevoerd was $2{,}3 \cdot 10^{-5}$ m/s [15]. Voor Thorn-Wessem zijn geen infiltratieproeven uitgevoerd en is als infiltratiecapaciteit van de kleibekleding $2{,}3 \cdot 10^{-5}$ m/s aangehouden. Naar verwachting zal de werkelijke infiltratiecapaciteit van de kleibekleding voor Thorn-Wessem lager zijn, doordat de kleilaag op het binnentalud minimaal 1,05 m dik is conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Als gevolg zal naar verwachting de verhoging van het freatisch vlak veroorzaakt door het effect van infiltratie door golfoverslag in werkelijkheid lager zijn.

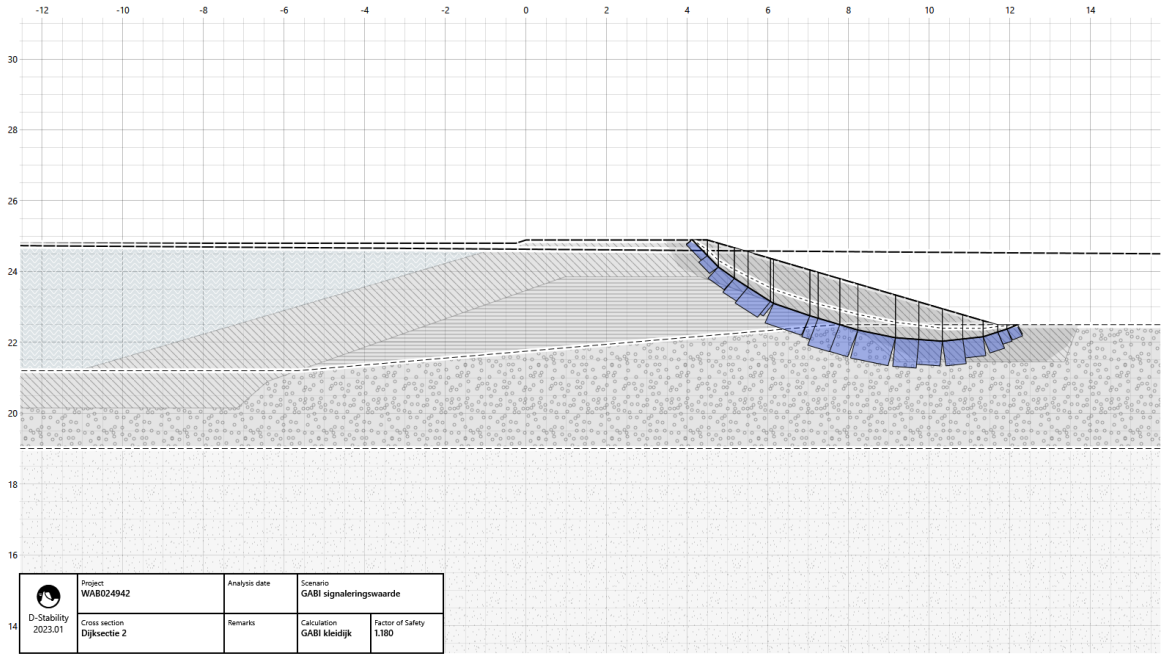
Het ontwerpprofiel gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voldoet voor GABI met een zandkern, doordat de kleibekleding vanwege de dikte van minimaal 1,05 m een acceptabel klein risico zal hebben op scheuren of graverij die kunnen leiden tot gevaar voor uitspoelen van zand.

7.3.2 KLEIDIJK

De safety factor voor GABI voor een kleidijk is bepaald middels het Edelman-Joustra criterium gegeven in paragraaf 7.1.2. Hierbij is in eerste instantie gerekend met een dikte van 1,05 m voor de kleibekleding. De overige vereiste parameters voor het Edelman-Joustra criterium zijn voor alle drie de dijksecties gelijk. Uit de berekening volgt een safety factor van 0,85 zonder het toepassen van correctiefactor Cr. De bijdrage van de cohesie aan de schuifsterkte is minder dan 50%, waardoor de safety factor niet kan worden gecorrigeerd voor het effect van de teen. Het meenemen

van de toename van de dikte van de bekleding richting de teen leidt tot een lagere safety factor en tevens tot een lagere bijdrage van de cohesie aan de schuifsterkte. Hierdoor kan het afschuiven van de kleibekleding voor een kleidijk voor Thorn-Wessem niet uitgesloten worden op basis van de gedetailleerde toets en heeft de toets op maat plaatsgevonden.

Tijdens de toets op maat is dijksectie 2 beschouwd. Deze dijksectie wordt als maatgevend beschouwd, omdat deze het langste binnentalud heeft. Voor alle dijksecties is de kruin 10 cm hoger dan de WBN. Het resultaat van de toets op maat met de methode Spencer – Van der Meij is gegeven in Figuur 7-6. De berekende safety factor is 1,18 en voldoet daarmee aan de vereiste safety factor van 1,18. Hieruit volgt dat een kleidijk met kleibekleding voor Thorn-Wessem voldoet voor GABI.



Figuur 7-6: Resultaat toets op maat dijksectie 2 GABI kleidijk

7.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk kan worden geconcludeerd dat het ontwerpprofiel gegeven in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] voldoet voor GABI voor zowel een zandkern als een kleikern.

8 GRASBEKLEDING EROSIE KRUIN EN BINNENTALUD (GEKB)

De faalkanseis voor GEKB kan worden bepaald middels de onderstaande formule [15].

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{eis} \cdot \omega}{N_{dsn}}$$

Waarin:

$P_{eis,dsn}$	=	Faalkanseis per doorsnede [1/ jaar]
P_{eis}	=	Faalkanseis behorende bij de norm van het dijktraject [1/ jaar]
ω	=	Faalkansruimte voor het betreffende toetsspoor [-]
N_{dsn}	=	Lengte-effectfactor voor een doorsnede [-]

De faalkanseis behorende bij de norm (ondergrens) is 1/100 per jaar voor Thorn-Wessem [2] en de lengte-effectfactor is 1 voor Thorn-Wessem [15]. Conform Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3] geldt een aangepaste faalkansverdeling voor Thorn-Wessem. De faalkansruimtefactor voor overloop en golfoverslag voor Thorn-Wessem is 0,44 in plaats van 0,24 in de standaard faalkansverdeling [3]. Hiermee is de faalkanseis per doorsnede voor GEKB 1/227 per jaar.

In de Verkenningsfase was bij het vaststellen van het VKA nog sprake van een indicatieve hoogteopgave. De benodigde kruinhoogte is ten opzichte van het VKA in de planstudie geoptimaliseerd door gebruik te maken van de vigerende hydraulische belastingmodellen en de vigerende uitgangspunten uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] en zijn vastgelegd in de Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem [5]. Hierbij is rekening gehouden met een overslagdebiet van 5 l/s/m, conform de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1]. Bij een overslagdebiet van 5 l/s/m (en relatief kleine golven zoals optreden aan de Maas bij Thorn-Wessem) geldt als toepassingsvoorwaarde minimaal de graskwaliteit open zode.
Daarnaast is de benodigde kruinhoogte van de dijken (HBN) in 2075 vermeerderd met het effect van het eroderen van de Koningsteendam conform Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. Dit betreft een toeslag van 0,2 m in dijksectie 1, een toeslag van 0,1 m in dijksectie 2 en geen toeslag in dijksecties 3 t/m 5.

De ontwerphoogtes van de kruin zijn hiermee als volgt:

- Dijksectie 1: NAP +25,0 m
- Dijksectie 2: NAP +24,9 m
- Dijksectie 3: NAP +24,7 m

Voor de aanleghoogte bij oplevering is nog een toeslag nodig op de ontwerphoogtes voor de verwachte zettingen en klink. Gelet op de te verwachten klink en restzetting dient de dijk naar verwachting met ca. 0,2 m overhoogte te worden opgeleverd. De uiteindelijke hoogte waarmee de dijk wordt afgewerkt, is de verantwoordelijkheid van de aannemer en hangt nauw samen met de uitvoeringsvolgorde, planning en toe te passen kernmateriaal en/of verdichting daarvan, waarbij van het volgende uit kan worden gegaan bij een correcte uitvoering bij droog weer:

- Klei 5% klink van de aangebrachte hoogte;
- Zand 2% klink van de aangebrachte hoogte.

Bij uitvoering bij nat weer of met nat zand/natte klei zijn de hoeveelheden klink dikwijls tweemaal zo groot.
Er is “klinkruimte” van 0,15 m uitgaande van 0,05 m restzetting en een aanleghoogte van ontwerphoogte + 0,2 m.
Dit volstaat, mits de dijk zandig is (bijvoorbeeld zandige Maasklei) en verdicht wordt.

Hiermee zijn de aanleghoogtes bij oplevering als volgt ingeschat op:

- Dijksectie 1: NAP +25,2 m
- Dijksectie 2: NAP +25,1 m
- Dijksectie 3: NAP +24,9 m

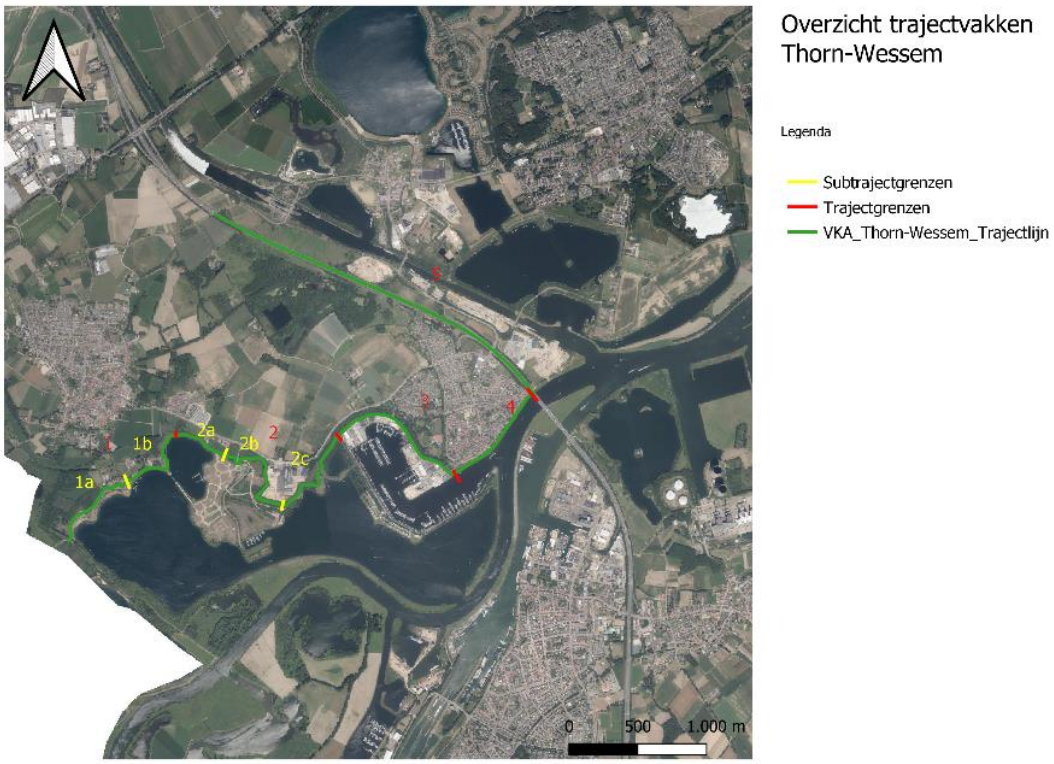
9 ZETTINGSVLOEIING VOORLAND (VLZV)

9.1 METHODE

Voor de beoordeling van het dijkontwerp op het faalmechanisme VLZV zijn de SH zettingsvloeiing [24] en het WBI Bijlage III [16] relevant. Witteveen en Bos & Arcadis hebben de eenvoudige toets voor het dijkontwerp op VLZV uitgevoerd. Voor de gehanteerde methode door Witteveen en Bos & Arcadis wordt hierom verwezen naar de memo 'Eenvoudige geometrische beoordeling zettingsvloei Thorn-Wessem' [21]. Vervolgens zijn de dijkvakken die op basis van de eenvoudige toets niet voldoen beoordeeld door Geonius. Hiervoor is grondonderzoek uitgevoerd door Geonius met een groot aantal sonderingen in het voorland van dijktraject Thorn-Wessem en is gegeven in Geotechnisch grondonderzoek [12]. Geonius is voor de dijkvakken die niet voldoen op basis van de eenvoudige toets onmiddellijk doorgegaan met de toets op maat, vanwege niet beschikbare gegevens ten behoeve van de gedetailleerde toets [22]. Voor de gehanteerde methode door Geonius voor de toets op maat wordt verwezen naar het document 'Beoordeling Zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg' [22].

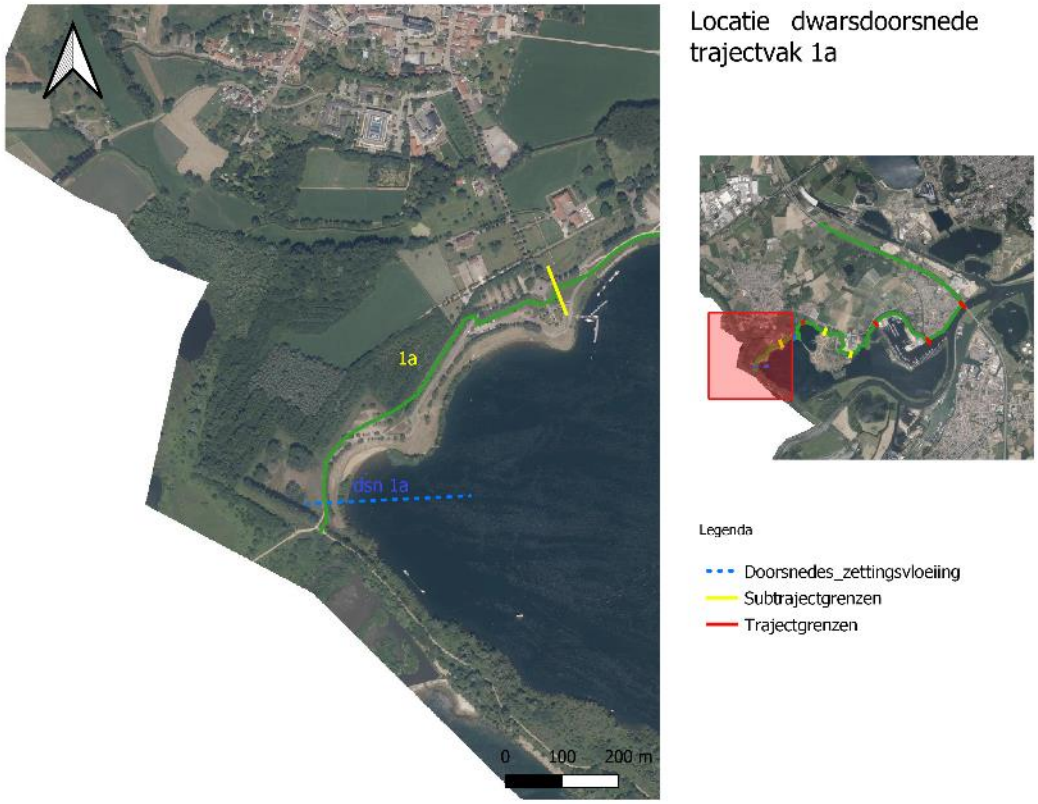
9.2 UITGANGSPUNTEN

Ten behoeve van de beoordeling op zettingsvloeiing is dijksectie 1 opgeknipt in twee vakken en dijksectie 2 in drie vakken. De overige dijksecties zijn niet verder opgeknipt in meerdere dijkvakken. In Figuur 9-1 is een overzicht gegeven van de dijkvakindeling voor zettingsvloeiing.



Figuur 9-1: Overzicht dijkvakindeling voor zettingsvloeiing [21]

Voor de beoordeling op zettingsvloeiing is gebruik gemaakt van de trajectlijn gegeven in de nota VKA [19] die bepaald is tijdens de verkenningsfase. De trajectlijn gegeven in de nota VKA is echter voor het begin van dijksectie 1 (dijkvak 1A) niet meer actueel, omdat in de planuitwerkingsfase is besloten om voor dit deel van het dijktraject de locatie van de huidige kering niet te wijzigen. In Figuur 9-2 is de gehanteerde trajectlijn uit de nota VKA gegeven voor de beoordeling van dijkvak 1A op zettingsvloeiing.



Figuur 9-2: Locatie dijkvak 1A [21]

Verder is voor dijksectie 5 enkel de A2 beoordeeld tijdens de eenvoudige toets. Voor de overige uitgangspunten tijdens de eenvoudige toets en de toets op maat op VLZV wordt verwezen naar de memo 'Eenvoudige geometrische beoordeling zettingsvloei Thorn-Wessem' [21] en het document 'Beoordeling Zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg' [22].

9.3 RESULTATEN

In deze paragraaf zijn de resultaten gegeven van de eenvoudige toets uit de memo 'Eenvoudige geometrische beoordeling zettingsvloei Thorn-Wessem' [21] en van de toets op maat uit het document 'Beoordeling Zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg' [22]. Verder is in deze paragraaf een kwalitatieve beschouwing van de resultaten uitgevoerd om te bepalen of er versterkingsmaatregelen voor het faalmechanisme VLZV binnen het dijkversterkingsproject Thorn-Wessem nodig zijn.

9.3.1 EENVOUDIGE TOETS

De resultaten van de eenvoudige toets door Witteveen en Bos & Arcadis zijn in Tabel 9-1 gegeven. Op basis van Tabel 9-1 kan worden gesteld dat dijkvak 2B en 5 voldoen op basis van de eenvoudige toets. Voor de overige dijkvakken is verder beoordeeld door Geonius middels een toets op maat.

Tabel 9-1: Resultaten eenvoudige toets [21]

DIJKVAK	OORDEEL EENVOUDIGE TOETS
1A	Voldoet niet
1B	Voldoet niet
2A	Voldoet niet
2B	Voldoet
2C	Voldoet niet
3	Voldoet niet
4	Voldoet niet
5	Voldoet

9.3.2 TOETS OP MAAT

De resultaten van de toets op maat door Geonius zijn in Tabel 9-2 gegeven. Op basis van de toets op maat voldoen dijkvak 2A en 3 voor het faalmechanisme VLZV. De conclusie van Geonius is dat dijkvak 1B en 4 mogelijk voldoen, afhankelijk van de kwaliteit van de bestaande steenbekleding en steenbestorting. Waterschap Limburg heeft aangegeven dat deze bestaande steenbestortingen van voldoende kwaliteit zijn, waardoor er geen risico is op zettingsvloeiing. Dijkvak 1B en 4 worden daarom alsnog goedgekeurd.
Dijkvak 1A en 2C voldoen niet op basis van de toets op maat, omdat het optreden van verwekingsvloeiing niet uitgesloten kan worden op basis van de toets op maat.

Tabel 9-2: Resultaten toets op maat [22]

DIJKVAK	OORDEEL VERWEKINGSVLOEIING	OORDEEL BRESSVLOEIING	EINDOORDEEL TOETS OP MAAT
1A	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet niet
1B	Voldoet mogelijk → (voldoet beheerdersoordeel)	Voldoet	Voldoet mogelijk → (voldoet beheerdersoordeel)
2A	Voldoet	Voldoet	Voldoet
2C	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet niet
3	Voldoet	Voldoet	Voldoet
4	Voldoet	Voldoet mogelijk → (voldoet beheerdersoordeel)	Voldoet mogelijk → (voldoet beheerdersoordeel)

9.3.3 KWALITATIEVE BESCHOUWING RESULTATEN

In deze paragraaf is een kwalitatieve beschouwing van de eerdere resultaten gegeven. De resultaten van dijkvak 1A, 2C en 5 zijn in deze paragraaf nader beschouwd om te bepalen of er voor deze dijkvakken versterkingsmaatregelen voor het faalmechanisme VLZV nodig zijn.

DIJKVAK 1A

Het resultaat voor verwekingsvloeiing van de toets op maat voor dijkvak 1A is per sondering in Figuur 9-3 weergegeven. Dijkvak 1A loopt van dijkpaal 79.028 +50 m tot ongeveer dijkpaal 79.038 +40 m. Het hanteren van de huidige kering in plaats van de trajectlijn gegeven in de nota VKA voor de eenvoudige toets, leidt niet tot verdere aanscherping van de resultaten van de eenvoudige toets.

Figuur 9-3: Resultaat verwekingsvloeiing toets op maat dijkvak 1A [22]

Voor een deel van dijkvak 1A bevindt de bodem van De Grote Hegge onder 0 m NAP (zie groene gedeelte in Figuur 9-4). Voor het uitvoeren van de gedetailleerde toets op VLZV dient de gemiddelde taludhelling flauwer te zijn dan 1V:4H voor elke willekeurige vijf meter hoogte van het onderwatertalud [16]. Echter is voor een deel van het onderwatertalud nabij dijkpaal 79.034 de taludhelling gemiddeld steiler dan 1V:4H over een hoogte van vijf meter. Hierdoor is het uitvoeren van een gedetailleerde toets niet mogelijk voor dijkvak 1A.

Figuur 9-4: Bodemniveau De Grote Hegge nabij dijkvak 1A Thorn-Wessem

In paragraaf 3.6.2.3 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is een regel gegeven voor het uitsluiten van zettingsvloeiing op basis van de laagdikte van de zandlaag. Deze regel is ook gegeven in bijlage C van de SH zettingsvloeiing [24]. De betreffende regel is alleen toepasbaar indien er geen deklaag aanwezig is en de $d_{50,gemiddeld}$ groter is dan 0,250 mm [24]. De zeefkromme van HB507-3 in dijkvak 1A laat een d_{50} zien van 4,873 mm [13]. Echter laten de zeefkrommen HB504-1 en HB505-1 in het begin van dijkvak 1A zien dat de d_{50} kleiner is dan 0,250 mm [13]. Hierdoor lijkt het toepassen van de regel gegeven in paragraaf 3.6.2.3 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] niet mogelijk voor het begin van dijkvak 1A. Daarnaast is het toepassen van de vuistregel gegeven in paragraaf 3.6.2.2 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] niet mogelijk voor dijkvak 1A. Een mogelijkheid om zettingsvloeiing voor dijkvak 1A van Thorn-Wessem uit te sluiten is door het uitvoeren van een toets op maat met een geavanceerd rekenmodel in D-FlowSlide. Echter zijn hiervoor niet alle benodigde gegevens bekend.

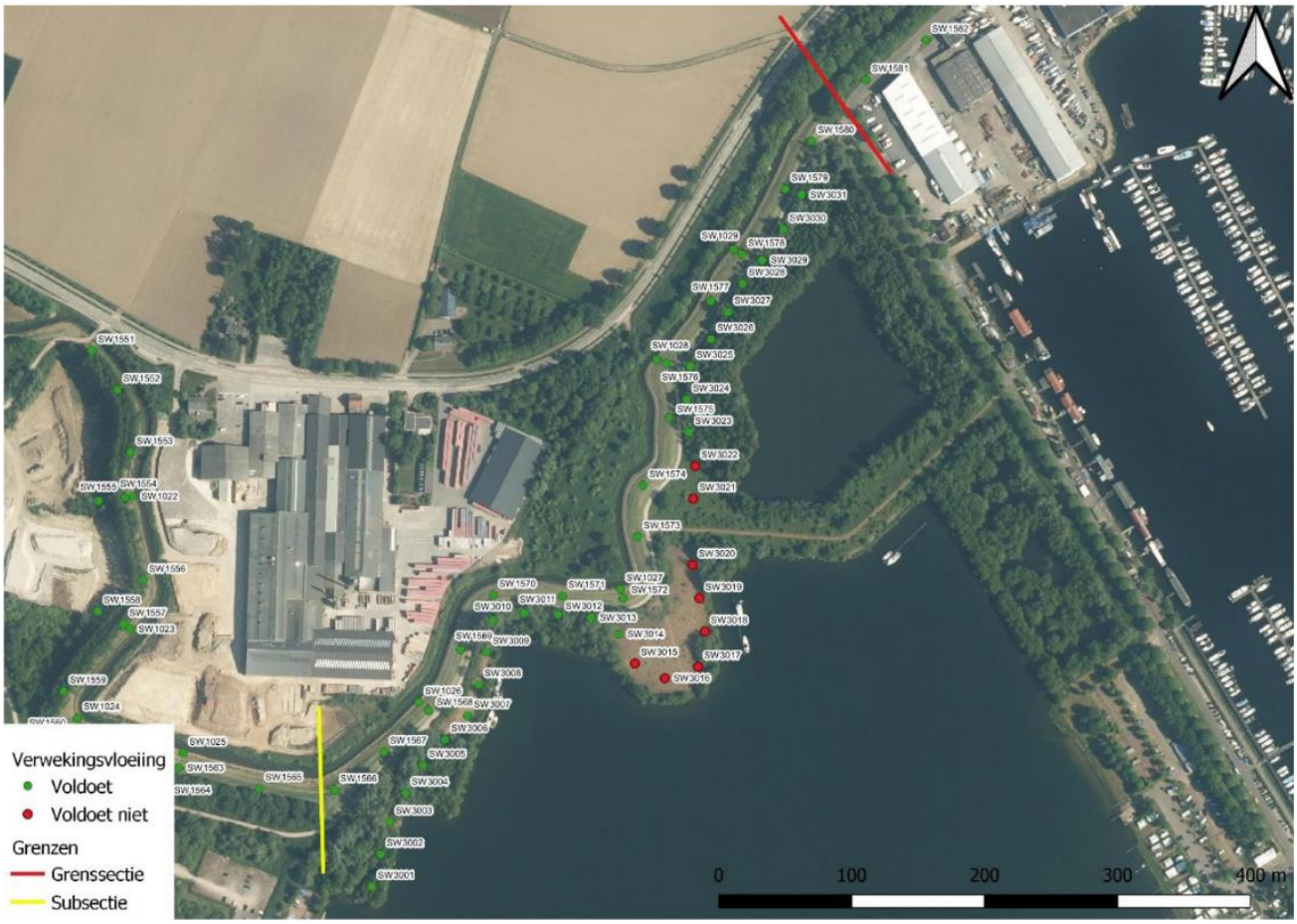
Voor dijkvak 1A stelt Geonius het volgende in het document 'Beoordeling Zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg' [22]:
''Een verwekingsvloeiing die leidt tot een grote inscharing waarbij de dijk zelf beschadigd geraakt is weinig waarschijnlijk. De waterkering zelf is gefundeerd op grind, waar wateroverspanningen onwaarschijnlijk zijn. Een wateroverspanning in het voorland welke leidt tot zand in suspensie die het talud afstroomt en daarmee de fundering van de dijk beschadigd is eveneens onwaarschijnlijk. Dit aangezien het drijfzand zich als een vloeistof gedraagt en het grind een hoge dichtheid kent. Hiermee kent het veel weerstand tegen het in beweging komen van de grindkorrels. Er wordt benadrukt dat dit een analyse op basis van expert judgement betreft. De verschillende handreikingen/Technische Rapporten bieden geen handvatten voor dit soort situaties."

Op basis van expert judgement (zoals ook door Geonius beschreven) vormt zettingsvloeiing geen probleem voor dijkvak 1A. Belangrijkste argument hiervoor is dat de sonderingen op basis waarvan verwekingsvloeiing mogelijk een risico is zich allemaal in het voorland bevinden op de locatie waar in het verleden zand is aangebracht. Dit zand heeft een losse pakking en zou gevoelig kunnen zijn voor zettingsvloeiing. Uit de beoordeling van de sonderingen in Figuur 9-3 is te zien dat de sonderingen ter plaatse van de waterkering een ondergrond laten zien die niet verwekingsvloeiing gevoelig is, want deze sonderingen zijn groen gekleurd in Figuur 9-3. Alle sonderingen die niet voldoen in Figuur 9-3 (de rood gekleurde sonderingen) bevinden zich in het voorland waar sprake is van zand met een losse pakking. Mocht er dus een zettingsvloeiing optreden in het voorland van het losgepakte zand, dan zal deze zettingsvloeiing niet leiden tot schade aan de dijk, omdat de dijk gefundeerd is op een sterke zand-/grindlaag die niet gevoelig is voor

zettingsvloeiing. Hierom worden geen versterkingsmaatregelen nodig geacht die de kans op zettingsvloeiing verkleinen voor dijkvak 1A.

DIJKVAK 2C

Het resultaat van verwekingsvloeiing van de toets op maat voor dijkvak 2C is per sondering in Figuur 9-5 weergegeven. Dijkvak 2C loopt ongeveer van dijkpaal 79.063 tot dijkpaal 79.070 +14 m.



Figuur 9-5: Resultaat verwekingsvloeiing toets op maat dijkvak 2C [22]

Voor een deel van dijkvak 2C bevindt de bodem van de Koeweide zich onder 0 m NAP (zie groene gedeelte in Figuur 9-6). Voor het uitvoeren van de gedetailleerde toets op VLZV dient de gemiddelde taludhelling flauwer te zijn dan 1V:4H voor elke willekeurige vijf meter hoogte van het onderwatertalud [16]. Echter is voor een deel van het onderwatertalud nabij dijkpaal 79.066 de taludhelling gemiddeld steiler dan 1V:4H over een hoogte van vijf meter. Hierdoor is het uitvoeren van een gedetailleerde toets niet mogelijk voor dijkvak 2C.

Figuur 9-6: Bodemniveau Koeweide nabij dijkvak 2C Thorn-Wessem

In paragraaf 3.6.2.3 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is een regel gegeven voor het uitsluiten van zettingsvloeiing op basis van de laagdikte van de zandlaag. Deze regel is echter alleen toepasbaar indien er geen deklaag aanwezig is en de $d_{50,gemiddeld}$ groter is dan 0,250 mm [24]. Het uitgevoerde grondonderzoek door Geonius gegeven in Geotechnisch grondonderzoek [12] laat zien dat er sprake is van een deklaag bij dijkvak 2C. Hierdoor is het toepassen van de regel gegeven in paragraaf 3.6.2.3 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] niet mogelijk voor dijkvak 2C. Daarnaast is het toepassen van de vuistregel gegeven in paragraaf 3.6.2.2 in de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] ook niet mogelijk voor dijkvak 2C. Een mogelijkheid om zettingsvloeiing voor dijkvak 2C van Thorn-Wessem uit te sluiten is door het uitvoeren van een toets op maat met een geavanceerd rekenmodel in D-FlowSlide. Echter zijn hiervoor niet alle benodigde gegevens bekend.

Voor dijkvak 2C stelt Geonius het volgende in het document 'Beoordeling Zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg' [22]:
''Een verwekingsvloeiing die leidt tot een grote inscharing waarbij de dijk zelf beschadigd geraakt is weinig waarschijnlijk. De waterkering zelf is gefundeerd op grind, waar wateroverspanningen onwaarschijnlijk zijn. Een wateroverspanning in het voorland welke leidt tot zand in suspensie die het talud afstroomt en daarmee de fundering van de dijk beschadigd is eveneens onwaarschijnlijk. Dit aangezien het drijfzand zich als een vloeistof gedraagt en het grind een hoge dichtheid kent. Hiermee kent het veel weerstand tegen het in beweging komen van de grindkorrels. Er wordt benadrukt dat dit een analyse op basis van expert judgement betreft. De verschillende handreikingen/Technische Rapporten bieden geen handvatten voor dit soort situaties."

Op basis van expert judgement (zoals ook door Geonius beschreven) vormt zettingsvloeiing geen probleem voor dijkvak 2C. Belangrijkste argument hiervoor is dat de sonderingen op basis waarvan verwekingsvloeiing mogelijk een risico is zich allemaal in het voorland bevinden op de locatie waar in het verleden zand is aangebracht. Dit zand heeft een losse pakking en zou gevoelig kunnen zijn voor zettingsvloeiing. Uit de beoordeling van de sonderingen in Figuur 9-5 is te zien dat de sonderingen ter plaatse van de waterkering een ondergrond laten zien die niet verwekingsvloeiing gevoelig is, want deze sonderingen zijn groen gekleurd in Figuur 9-5. Alle sonderingen die niet voldoen in Figuur 9-5 (de rood gekleurde sonderingen) bevinden zich in het voorland waar sprake is van zand met een losse pakking. Mocht er dus een zettingsvloeiing optreden in het voorland van het losgepakte zand, dan zal deze zettingsvloeiing niet leiden tot schade aan de dijk, omdat de dijk gefundeerd is op een sterke zand-/grindlaag die niet gevoelig is voor

zettingsvloeiing. Hierom worden geen versterkingsmaatregelen nodig geacht die de kans op zettingsvloeiing verkleinen voor dijkvak 2C.

DIJKVAK 5

Voor dijkvak 5 is in de planuitwerkingsfase gekozen voor een andere tracélijn dan voor de eenvoudige toets op zettingsvloeiing in de eenvoudige toets door Witteveen en Bos & Arcadis tijdens de verkenningsfase. Voor het merendeel van dijkvak 5 is sprake van een kademuur langs het kanaal Wessem-Nederweert. In het begin van dijkvak 5 is geen sprake van een kademuur, echter is hier de tracélijn ongewijzigd ten opzichte van de verkenningsfase. Door de relatief kleine kanaaldiepte, de beperkte breedte van het kanaal Wessem-Nederweert en de hoogte van de kademuur wordt niet verwacht dat het wijzigen van de tracélijn ten opzichte van de verkenningsfase leidt tot een noodzaak voor versterkingsmaatregelen die dienen om de kans op zettingsvloeiing te verkleinen.

9.4 CONCLUSIES

Op basis van de analyses in dit hoofdstuk wordt geconcludeerd dat er geen versterkingsmaatregelen nodig zijn om de kans op het optreden van zettingsvloeiing te verkleinen.

Voor dijkvak 1B en 4 geldt dat de bestaande steenbekleding en steenbestorting gehandhaafd dient te blijven tijdens en na realisatie van de waterkering. Mocht deze geraakt worden door de versterkingsmaatregelen voor andere faalmechanismen dan dient hiermee rekening gehouden te worden.

DIJKSECTIE 4: MAASBOULEVARD

In deze sectie van het rapport wordt de onderbouwing van het technisch ontwerp van de harde keringen in dijksectie 4 (Maasboulevard) behandeld.
Hierbij worden voor de verschillende faalmechanismen van een harde kering de benodigde technische analyses uitgevoerd om aan te tonen dat het ontwerp voldoet aan de overstromingskansnorm. Voor een toelichting op de verschillende faalmechanismen wordt verwezen naar de Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen [17].

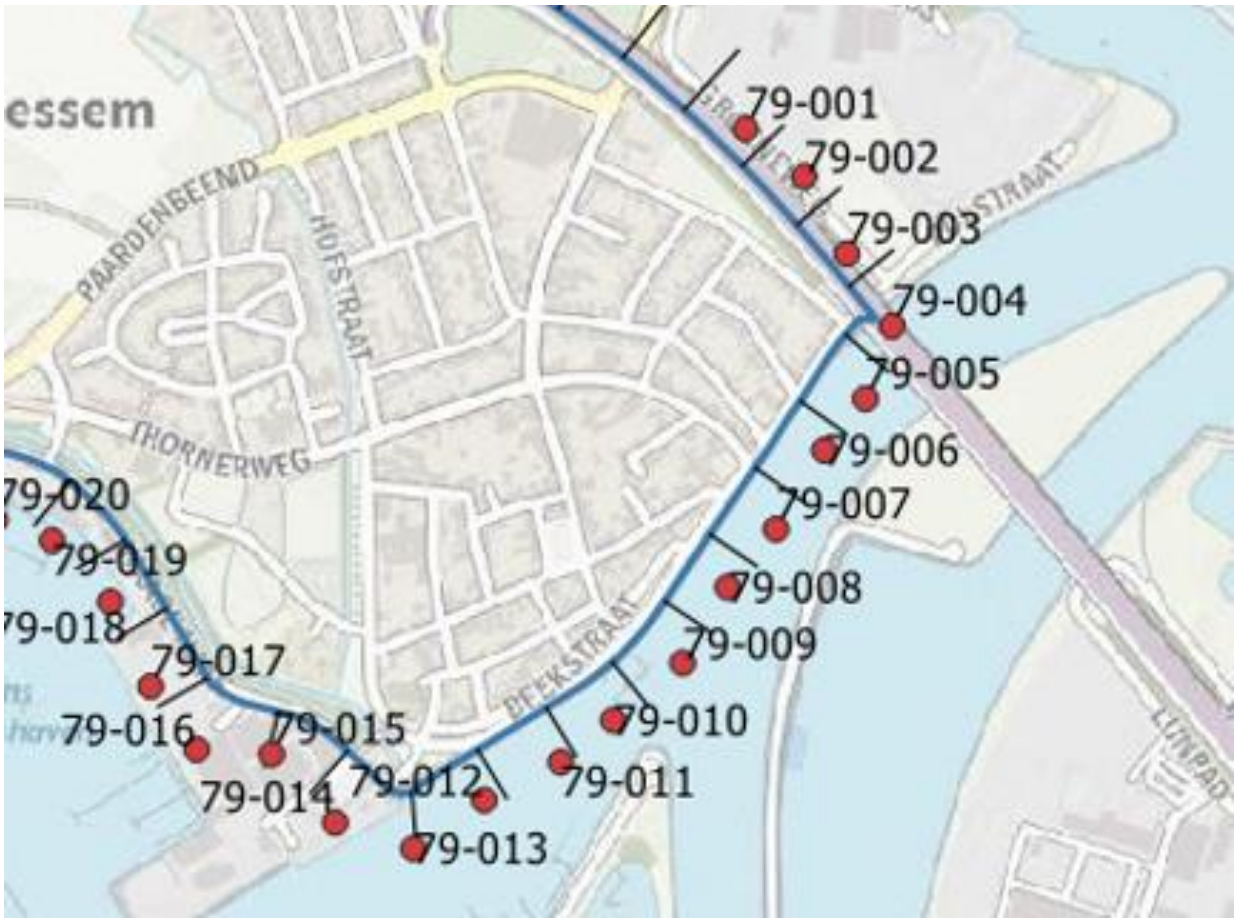
10 HOOGTE

In de Verkenningsfase was bij het vaststellen van het VKA nog sprake van een indicatieve hoogteopgave. De benodigde kruinhoogte is ten opzichte van het VKA in de planstudie geoptimaliseerd door gebruik te maken van de vigerende hydraulische belastingmodellen en de vigerende uitgangspunten uit de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] en zijn vastgelegd in de Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem [5].
Voor dijktraject 79-1 Thorn-Wessem geldt een aangepaste faalkansverdeling conform Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerking [3]. De faalkansruimtefactor voor hoogte is gelijk aan 0,44 en wijkt daarmee af van de standaard faalkansverdeling, waarin de faalkansruimtefactor voor hoogte gelijk is aan 0,24 [3].

De benodigde kruinhoogte voor de harde keringen is bepaald voor verschillende zichtjaren. De benodigde kruinhoogtes zijn hierbij naar boven afgerond op 1 decimaal. In het VKA is de Maasboulevard vervolgens in 3 deelsecties verdeeld, waarvoor de hoogste benodigde kruinhoogte is aangegeven als ontwerphoogte (blauw gemarkeerd). De resultaten hiervan zijn hieronder weergegeven in Tabel 10-1 en de ligging van de uitvoerlocaties is weergegeven in Figuur 10-1:

Tabel 10-1: Ontwerphoogtes in dijksectie 4 (Maasboulevard Wessem)

UITVOERLOCATIE	HBN2075	HBN2125	HBN2075 AFGEROND	HBN2125 AFGEROND	
79-013	24,80	25,03	24,8	25,1	Zuidelijke deelsectie (beekmonding tot De Knip)
79-012	24,67	24,90	24,7	24,9	
79-011	24,59	24,82	24,6	24,9	
79-010	24,38	24,60	24,4	24,6	De Knip tot Veerhuis
79-009	24,26	24,48	24,3	24,5	
79-008	24,20	24,42	24,2	24,5	
79-007	24,12	24,35	24,2	24,4	
79-006	23,97	24,19	24,0	24,2	Polstraat
79-005	23,94	24,15	24,0	24,2	
79-004	23,81	24,02	23,9	24,1	

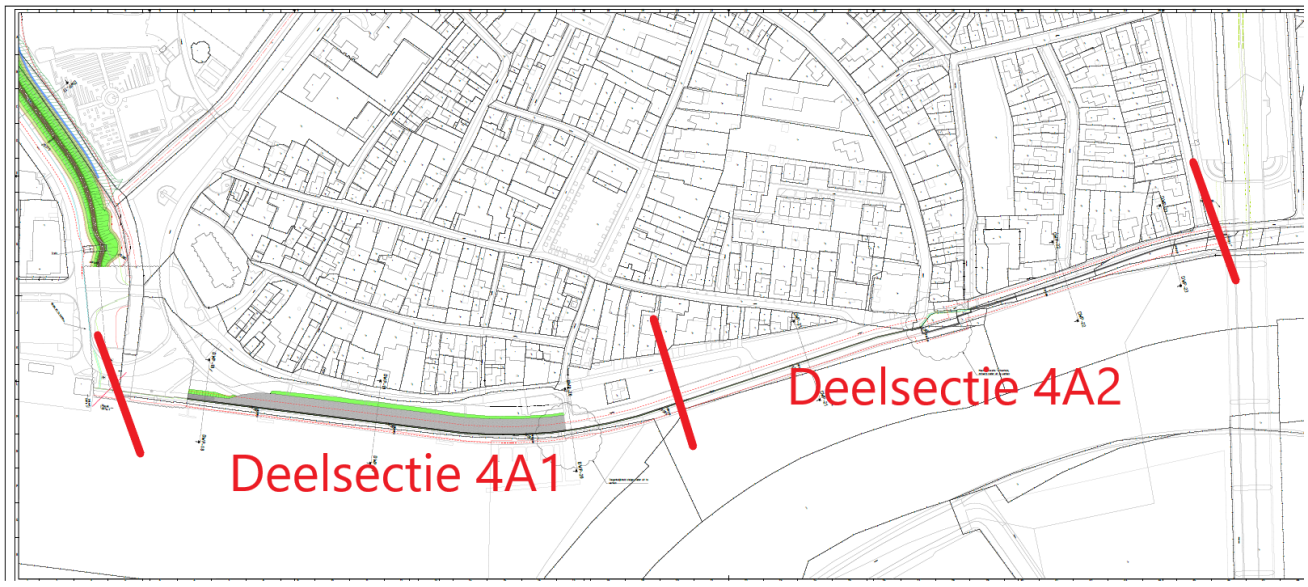


Figuur 10-1: Ligging uitvoerlocaties hydraulische randvoorwaarden dijksectie 4

11 STERKTE EN STABILITEIT

Voor dijksectie 4 geldt een opgave voor sterkte en stabiliteit. In het ontwerp is voor deze dijksectie een verticale constructie voorzien om de vereiste sterkte en stabiliteit te bieden. Als referentie wordt in deze rapportage uitgegaan van een stalen damwand. Voor het damwandontwerp is een aparte nota opgesteld [31]. Naast de Nota van Uitgangspunten ontwerp [1] is hierbij tevens de Nota Handleiding damwandontwerp van Waterschap Limburg [29] gebruikt om invulling te geven aan enkele specifieke uitgangspunten voor damwandontwerp.

Ten behoeve van het damwandontwerp is dijksectie 4 ten behoeve van het damwandontwerp opgesplitst in 2 deelsecties: 4A1 en 4A2, zie Figuur 11-1.



Figuur 11-1: Opdeling dijksectie 4 in 2 deelsecties

Op basis van de analyses en berekeningen in [31] is het volgende damwandontwerp voor de beide deelsecties opgesteld:

DEELTRAJECT	DAMWAND TYPE	STAAL KWALITEIT	O.K. PLANK [M NAP]
4A1	AZ24-700	S240	+15,0
4A2	AZ24-700	S240	+15,0

In paragraaf 4.2 van [31] worden nog enkele aanbevelingen voor optimalisatie en vervolgonderzoek gegeven.

INSTALLEERBAARHEID DAMWANDEN

Bij aanvang van de PU-fase was één van de grootste technische projectrisico's het niet op diepte kunnen krijgen van damwanden ter plaatse van de Maasboulevard vanwege de harde grindlaag die daar aanwezig zou zijn. Uit het geotechnisch onderzoek van Geonius [12] blijkt inderdaad dat er een grindlaag aanwezig is ter plaatse van de Maasboulevard in Wessem. Veel van de uitgevoerde sonderingen zijn vroegtijdig gestaakt vanwege een te hoge conusweerstand (in het grind van de formatie van Beegden).

Om het risico van het niet op diepte kunnen krijgen van damwanden bij de Maasboulevard te verkleinen is een analyse gemaakt van de mogelijkheden om damwanden op deze locatie te installeren. Deze is gerapporteerd in notitie [23].

Dit betreft een eerste indicatie waarbij vier installatiemethoden zijn beschouwd. De algemene conclusie is als volgt:

- Heien — Haalbaar.
- Hoog frequent trillen — Haalbaar, maar aanvullende maatregelen benodigd voor het noordoostelijk deel.
- Drukken — Haalbaar, maar aanvullende maatregelen benodigd. Mogelijk installatie problemen voor het noordoostelijke deel.
- Resoneren — Niet geschikt.

De beoordeling is uitgevoerd op basis van vier representatieve sondeergrafieken en de NVAF-grafieken uit de CUR 166. Op basis van deze resultaten is de technische maakbaarheid van deze constructie voldoende aangetoond. Richting de realisatiefase zal de constructie in meer detail worden ontworpen en wordt geadviseerd om een verdiepingslag aan te brengen waarbij met meer detail naar de dijksectie gekeken wordt en de effecten van aanvullende maatregelen in kaart te brengen. Voor de situatie met drukken wordt geadviseerd aanvullend de drukcapaciteit te controleren ten aanzien van installeerbaarheid.

Om meer inzicht in de werkelijke weerstand van de ondergrond te verkrijgen, kunnen veldproeven uitgevoerd worden om de installatiemethode te valideren.

Omdat de kans op zettingsvloeiing voor dijksectie 4 als laag is aangeduid in [22] zijn op basis van de beschikbare informatie geen verdere beperkingen voor de installatiemethoden van toepassing.

Voor het doel van dit Voorontwerp (VO) is de technische maakbaarheid hiermee voldoende aangetoond. Aanvullende analyses kunnen richting de realisatiefase verder worden opgepakt.

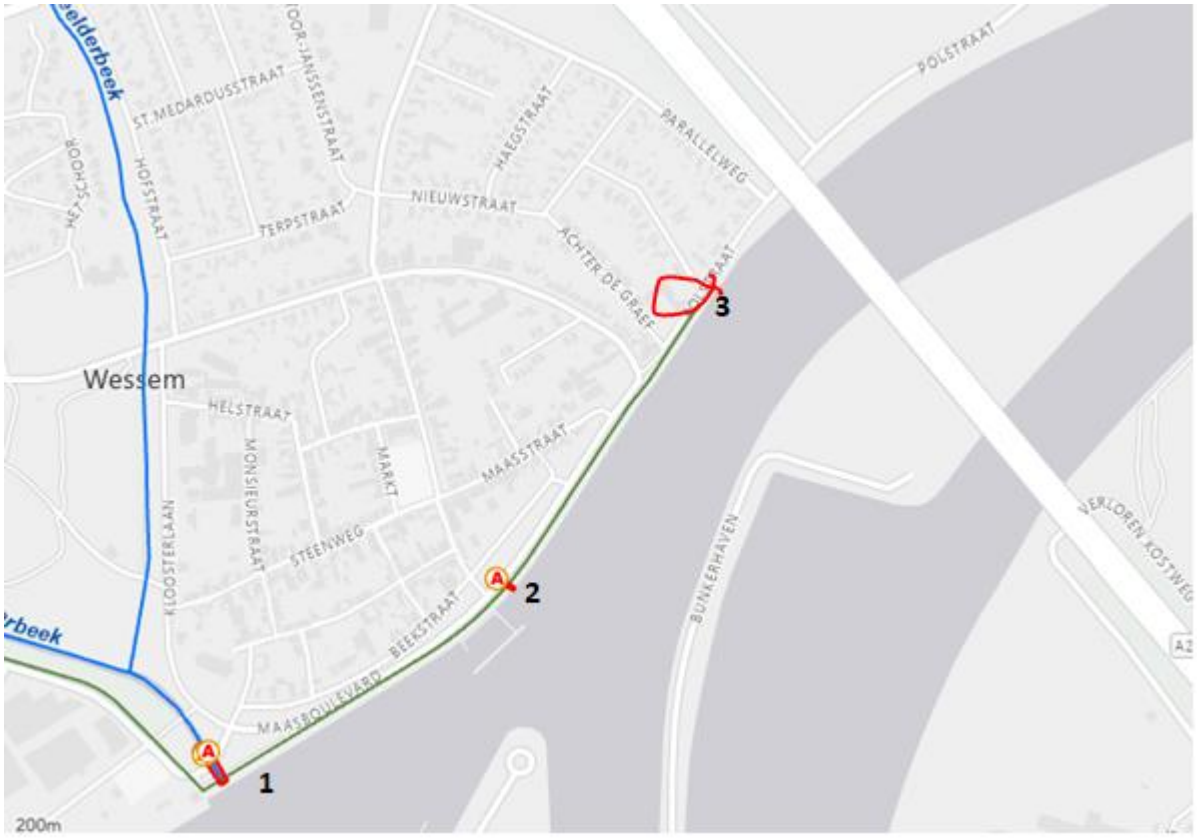
12 PIPING

In dijksectie 4 is over de gehele lengte van het dijkvak een damwandconstructie voorzien. Het teenniveau van de damwanden is bepaald in hoofdstuk 11 en bedraagt minimaal NAP +15,0 m.
In dijksectie 4 is sprake van een relatief hoog achterland, waardoor het verval beperkt is.
Het teenniveau van de damwanden dat nodig om de vereiste sterkte/stabiliteit te leveren is ruimschoots voldoende om ook voldoende weerstand tegen piping te bieden.

13 WATERKERENDE KUNSTWERKEN

In dijksectie 4 is sprake van een drietal waterkerende kunstwerken, zie Figuur 13-1:

1. Uitstroomconstructie Thornerbeek (3 rechthoekige betonnen kokers; inwendig 2,25 m breed, 2,15 m hoog)
2. Riooloverstort Gemeente (interne diameter 700 mm)
3. Riooloverstort Gemeente ter hoogte van Hobusstraat (deze valt op dit moment net buiten de huidige legger)



Figuur 13-1: Locaties waterkerende kunstwerken Thorn-Wessem (bron: Legger Waterschap Limburg)

Voor alle kunstwerken geldt dat deze volledige vervangen dienen te worden voor een nieuw waterkerend kunstwerk dat geïntegreerd wordt in de nieuwe waterkering.

Alle kunstwerken dienen in ieder geval voorzien te worden van dubbele keermiddelen, zodat voldaan wordt aan de eisen voor betrouwbaarheid sluiting.

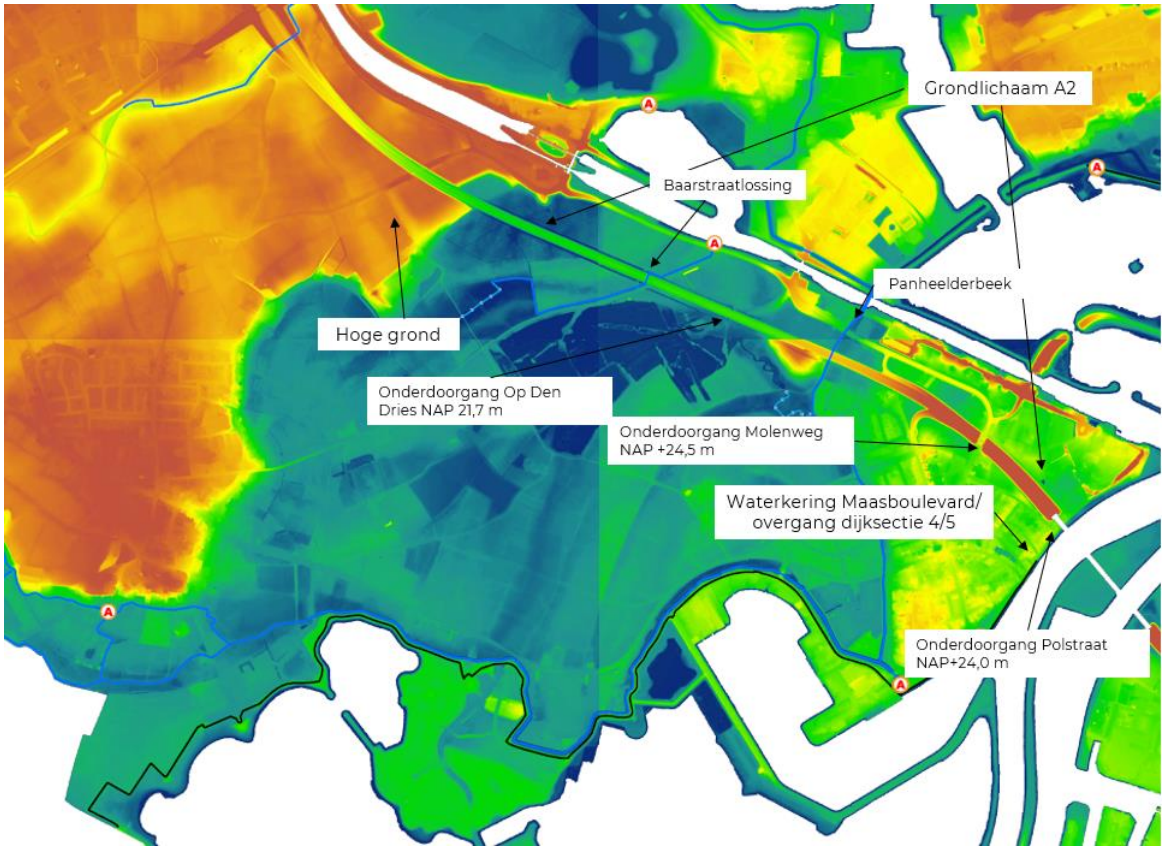
DIJKSECTIE 5: VERHOLEN KERING

In deze sectie van het rapport wordt de onderbouwing van het technisch ontwerp van de verholen keringen in dijksectie 5 behandeld.
Hierbij worden voor de verschillende faalmechanismen van een groene kering de benodigde technische analyses uitgevoerd om aan te tonen dat het ontwerp voldoet aan de overstromingskansnorm. Voor een toelichting op de verschillende faalmechanismen wordt verwezen naar de Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen [17].

14 VERHOLEN KERING DIJKSECTIE 5

14.1 INLEIDING

Vanaf de Polstraat/Maasboulevard te Wessem moet aansluiting worden gemaakt met de hoge grond ten westen van Wessem. In een voorgaande fase is onderzocht of het grondlichaam van de A2 ten noorden van Wessem wellicht kan fungeren als onderdeel van de hoge grond, aangezien deze in eerste instantie ook voldoende hoog en robuust lijkt, zie Figuur 14-1. Uit deze analyse is naar voren gekomen dat het grondlichaam van de A2 weliswaar voldoende hoog en sterk is, maar dat er in het oostelijke deel een drietal onderdoorgangen en een tweetal beeklopen aanwezig zijn die de A2 kruisen, waardoor de hoogwaterveiligheid niet kan worden geborgd zonder aanvullende maatregelen. Voor een uitgebreide toelichting en onderbouwing hiervan wordt verwezen naar Bijlage 7 van de Ontwerpnota VKA “memo: Beschouwing faalmechanismen A2 Thorn-Wessem” [25].

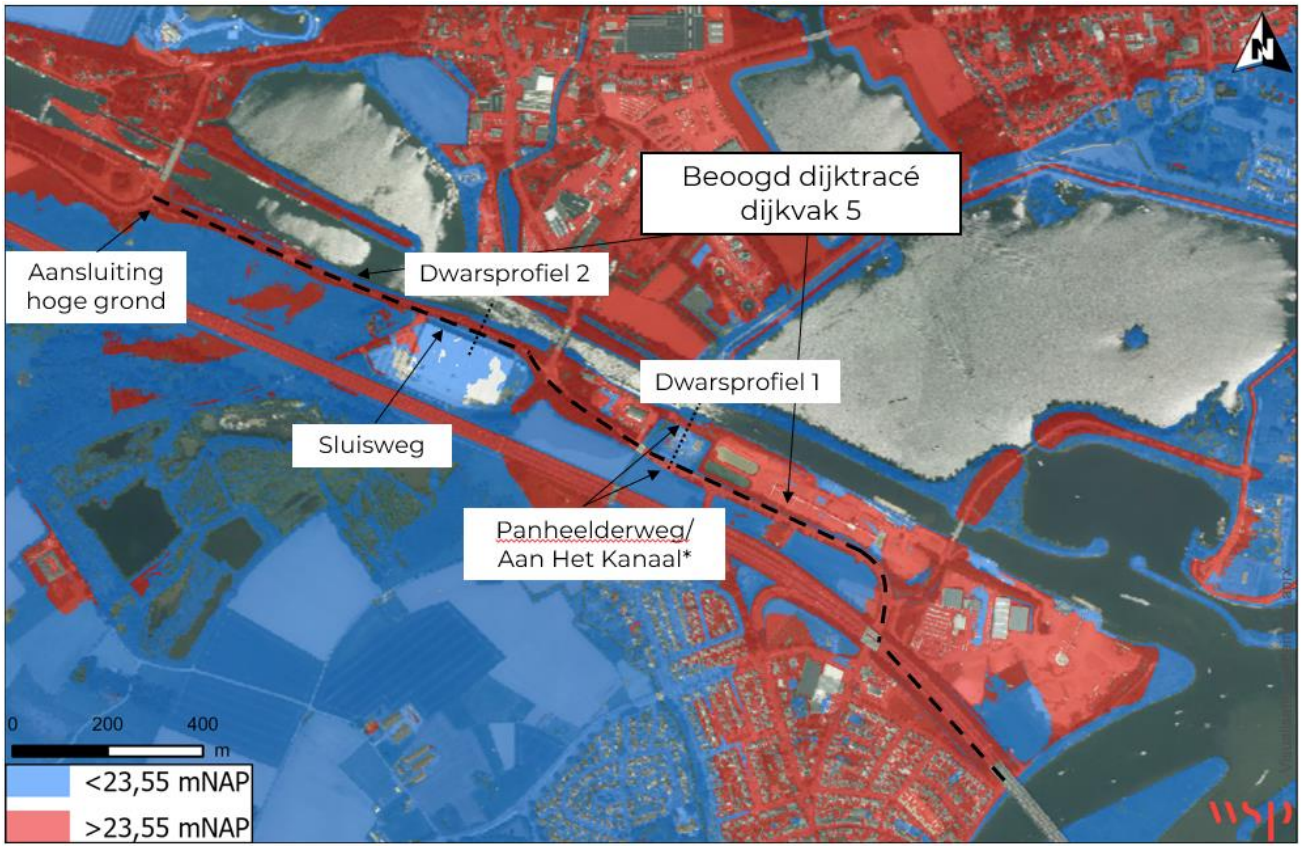


Figuur 14-1: Projectgebied en aansluiting grondlichaam van de A2 op de hoge gronden in het noordwesten (rode delen zijn hoger gelegen gebieden en blauwe delen lagergelegen gebieden).

Aangezien er uit deze analyse is gebleken dat de onderdoorgangen in het oostelijk deel van de A2 niet voldoende hoog zijn, is onderzocht of een alternatief verloop van de verholen kering mogelijk is zodat maatregelen rond de onderdoorgang, Op Den Dries, die een te laag drempelniveau heeft, vermeden kunnen worden (drempelniveau > NAP+23,55 m).

14.2 BEOOGD DIJKTRACÉ VERHOLEN KERING

Voordat het beoogde dijktracé van de verholen kering in dijksectie 5 bepaald kan worden, is eerst een analyse in GIS uitgevoerd om inzicht te krijgen in welke delen van het gebied rondom de A2 voldoende hoog zijn om mogelijk te kunnen fungeren als verholen kering voor de hoge grond aansluiting. Uit deze analyse zijn naast het grondlichamen ter plaatse van de A2, tevens de weg Aan het Kanaal, de Panheelderweg en de Sluisweg naar voren gekomen als mogelijke locaties voor de verholen kering (zie, Figuur 14-2).



Figuur 14-2: Beoogd dijktracé o.b.v. een GIS-analyse waarin het maaivelniveau hoger (rood) dan waterstand bij de norm (WBN) voor zichtjaar 2075 (NAP +23,55 m) of lager (blauw).

**Parallel aan de Panheelderweg loopt de weg Aan Het Kanaal. In de verschillende analyses is de geometrie van het grondlichaam ter plaatse van de weg Aan Het Kanaal gehanteerd omdat dit het eerste waterkerende grondlichaam is. Dit is een conservatief uitgangspunt aangezien de geometrie ter plaatse van de weg Aan Het Kanaal ongunstiger is dan de geometrie van het grondlichaam ter plaatse van de Panheelderweg (beschikbaar voorland, aanwezigheid van bomen).*

Het beoogde dijktracé van de verholen kering in dijksectie 5 verloopt vanaf de Polstraat te Wessem (einde dijksectie 4) en volgt de A2 tot de kruising met de Panheelderweg, en volgt vervolgens de Panheelderweg tot deze overgaat in de Sluisweg, die aansluit op de hoge grond bij de sluizen in het kanaal Wessem-Nederweert. Het verloop van het verholen dijktracé is weergegeven in Figuur 14-2.

Dit hoofdstuk heeft als doel om een onderbouwing te geven van de hoogwaterveiligheid van het beoogde tracé van de verholen kering zoals weergegeven in Figuur 14-2, zodat het bovenstaande dijktracé opgenomen kan worden in de legger van Waterschap Limburg als hoge grond met het risicoprofiel basis (hoge grond – basis). Hoge gronden zijn gedefinieerd als gebieden die zo hoog en robuust zijn dat de bijdrage aan de overstromingskans verwaarloosbaar klein is. Dit wordt ook wel een verwaarloosbare faalkans genoemd. Alleen als er sprake is van een verwaarloosbare faalkans, kan er sprake zijn van een hoge grond [27].

Ter hoogte van Wessem volgt de verholen kering het grondlichaam van de A2. Hier is de kering met zekerheid voldoende robuust vanwege de aanwezigheid van een breed en hoog voorland waarvan het maaiveldniveau hoger is dan WBN (het water bereikt onder normcondities dus niet de verholen kering). Ter plaatse van de Panheelderweg/Aan Het Kanaal en Sluisweg is dit niet het geval. Hier moet nog onderzocht worden of het beoogde verloop van het dijktracé voldoende sterk en robuust is om te kunnen dienen als alternatief voor de aansluiting op de hoge grond in het westen. Voor deze twee locaties, ter hoogte van de weg Aan Het Kanaal/Panheelderweg en de Sluisweg, zijn twee maatgevende profielen gekozen (zie Figuur 14-2).

In het vervolg van dit hoofdstuk wordt onderzocht of dat deze beide grondlichamen (dwarsprofiel 1 en 2) voldoende hoog en sterk zijn om de hoogwaterveiligheid te borgen en een verwaarloosbare kleine bijdrage hebben aan de overstromingskans. Voor deze analyse zijn de volgende faalmechanismen beschouwd:

- Macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts (STBI en STBU)
- Piping (STPH)
- Grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)
- Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)
- Niet waterkerende objecten (NWO's)

Bij een gunstig resultaat voor alle faalmechanismen is de haalbaarheid van het beoogde tracé van de verholen kering voldoende aangetoond aangezien de 2 maatgevende doorsneden worden beschouwd.

14.3 MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS (STBI)

De eerste stap van de toets op macrostabiliteit binnenwaarts is het uitvoeren van de eenvoudige toets. Deze toets is uitgevoerd voor beide dwarsprofielen. Indien aan een of meerdere van de volgende criteria voldaan wordt is de bijdrage van het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts aan de faalkans van het traject verwaarloosbaar klein:

- De waterkering is een dijk of dam
  De waterkering voor beide dwarsprofielen wordt gevormd door een grondlichaam anders dan een duin, de toetst dient vervolgd te worden.
- Constructieve elementen zijn aanwezig
  Voor zo ver als bekend betreft het grondlichaam bij dwarsprofiel 1 en 2 geen constructieve elementen. Er wordt verder gegaan met de volgende stap.
- De waterkering voldoet aan de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken.
  Met deze toets wordt nagegaan of dat op basis van het profiel van de kering gesteld kan worden of dat er voldoende restprofiel overblijft na het optreden van een afschuiving.

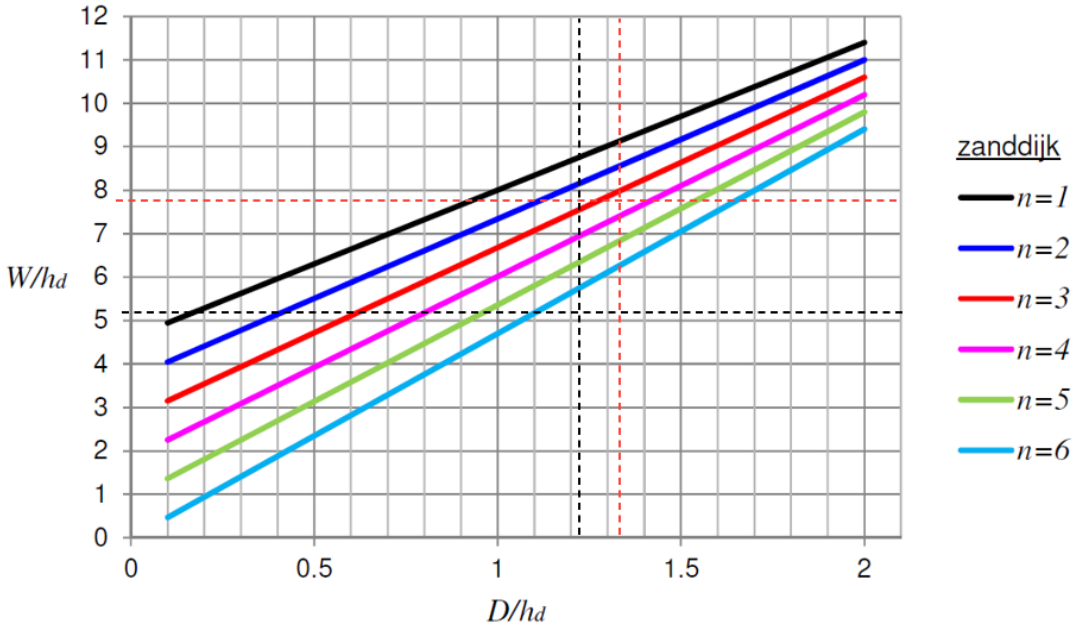
De dijk heeft een veilige afmeting wanneer de te keren waterhoogte kleiner of gelijk is dan 2/3 van de dijkhoogte én de dijk wordt gekarakteriseerd door een punt met de coördinaten D/h_d en W/h_d boven de lijn die hoort bij de helling van het binnentalud (n = 1,2,...). De faalkans is dan verwaarloosbaar.

In Tabel 14-1 is een overzicht gegeven van de gehanteerde parameterwaarden per dwarsprofiel. Voor de afleiding van deze parameterwaarden wordt verwezen naar Bijlage B.

Tabel 14-1: Uitgangspunten en parameterwaarde voor de eenvoudige toets voor stabiliteit binnenwaarts.

PARAMETER	DWARSPROFIEL 1	DWARSPROFIEL 2
W (KRUINBREEDTE)	14	10
N (COTANGENS VAN DE TALUDHELLING)	2	2,7
H_D (DIJKHOOGTE BOVEN MAAIVELD)	1,8	1,95
D (DIKTE COHESIEVE LAGEN)	2,4	
H_W (WATERDIEPTE BIJ NORM T.O.V. MAAIVELD)	0,85	0,05
D/H_D	2,4/1,8 = 1,33	2,4/1,95 =1,23
W/H_D	14/1,8 =7,77	10/1,95 = 5,13

In Figuur 14-3 is bovenstaande controle uitgevoerd voor beide dwarsprofielen (rode en zwarte stippenlijn). Hierin is te zien dat voor beide dwarsprofielen het punt met de coördinaten D/h_d en W/h_d onder de lijn liggen die hoort bij een binnentaludhelling van 1:2 voor dwarsprofiel 1 en een binnentaludhelling van 1:2,7 voor dwarsprofiel 2. Dit betekent dat op basis van de eenvoudige toets de faalkans niet verwaarloosbaar is.



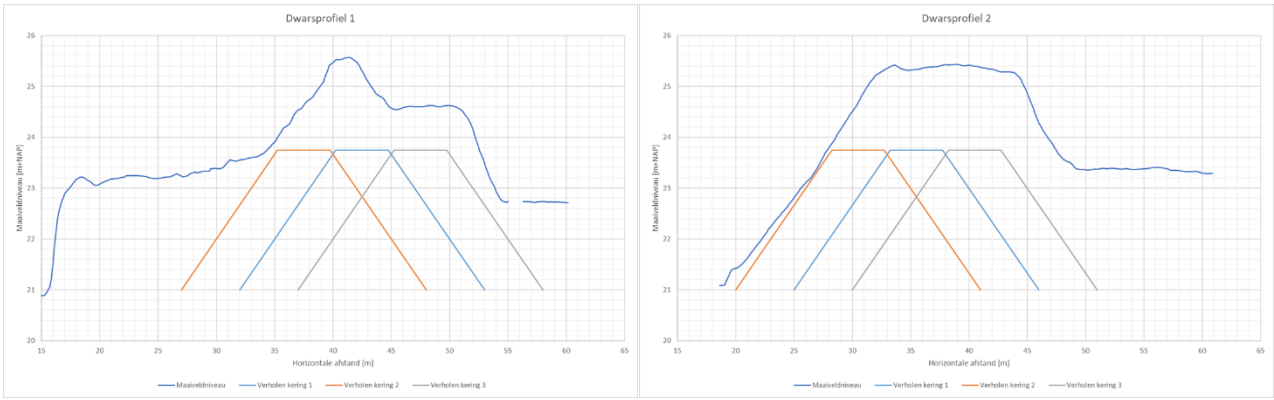
Figuur 14-3: Contourplot met veilige afmetingen voor een zanddijk. Kenmerkende lijnen zijn met rood weergegeven voor dwarsprofiel 1 en zwart voor dwarsprofiel 2.

Het is echter zeer onwaarschijnlijk dat de faalkans van beide grondlichamen niet verwaarloosbaar is aangezien:

- Het verval over de kering bij waterstand bij de norm (WBN) zeer beperkt is. Voor dwarsprofiel 1 is deze het grootst en is het verval 0,85 m. Indien er voor dit dwarsprofiel een D-Stability som opgesteld zou worden zal bij de schematisatie van de freatische lijn zichtbaar gemaakt worden dat dit niet zal leiden tot een vernatting

van het binnentalud. Dit betekent dat de situatie tijdens hoog water nauwelijks/niet verslechtert ten opzichte van dagelijkse omstandigheden, en aangezien deze nu ook stabiel is, wordt hiermee de (bewezen) sterkte van de kering bevestigd.

- De grondlichamen zijn beide zeer breed (ruim 20 m breed ter hoogte van WBN) en het hoogste punt van de grondlichamen ligt tenminste 1,9 meter hoger dan WBN. Hierdoor zal geen overslag optreden waardoor het grondlichaam aan de binnendijkse kan wegspoelen of afschuiven doordat het binnentalud verzadigd raakt.
- Ter plaatste van dwarsprofiel 1 (waar het verval over de kering het grootst is) is ook nog binnendijks een tweede brede grondlichaam aanwezig. De kans dat beide keringen bezwijken tijdens WBN is zeer klein waardoor de al zeer kleine faalkans nog verder wordt verkleind.
- Daarnaast kan ook gekeken worden naar het eventueel aan te leggen ontwerpprofiel indien gekozen wordt om wel een kering aan te leggen in het oostelijke deel van dijksectie 5. Er zal dan als eerste gekeken worden of dat het standaard ontwerpprofiel van Waterschap Limburg hier toegepast kan worden. Dit ontwerpprofiel heeft een binnen- en buitentalud met een helling van 1:3 en een kruinbreedte van 4,5 m (zie Figuur 2-2). Dit standaard ontwerpprofiel met een 1:3 talud biedt over het algemeen voldoende veiligheid voor het faalmechanisme STBI. Bij vergelijking van dit profiel met het reeds aanwezige grondlichaam blijkt dat het bestaande grondlichaam aanzienlijk breder en hoger is dan het standaard ontwerpprofiel, waardoor er gesteld kan worden dat het reeds aanwezige dijkprofiel robuuster is dan het ontwerpprofiel dat aangelegd zou worden als hier nog geen veilige kering aanwezig zou zijn geweest.



Figuur 14-4: Vergelijking van het ontwerpprofiel van Waterschap Limburg t.o.v. de al aanwezige grondlichaam t.p.v. dwarsprofiel 1 (links) en dwarsprofiel 2 (rechts). Het kruinniveau van beide ontwerpprofielen is bepaald bij een overslag debiet van 5 l/s/m voor zichtjaar 2075 (HBN = NAP+23,75 m).

Op basis van bovenstaande argumenten kan voor beide grondlichamen de bijdrage van het faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts aan de faalkans van het traject als verwaarloosbaar klein worden gezien.

14.4 MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS (STBU)

Ook voor het toetspoor macrostabiliteit buitenwaarts wordt de eenvoudige toets doorlopen. Indien aan een of meerdere van de volgende criteria voldaan wordt is de bijdrage van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts aan de faalkans van het traject verwaarloosbaar klein:

- De waterkering is een dijk of dam
  De waterkering voor beide dwarsprofielen wordt gevormd door een grondlichaam anders dan een duin, de toetst dient vervolgd te worden.
- Constructieve elementen zijn aanwezig
  Voor zo ver als bekend betreft het grondlichaam bij dwarsprofiel 1 en 2 geen constructieve elementen. Er wordt verder gegaan met de volgende stap.
- De waterkering voldoet aan de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken.

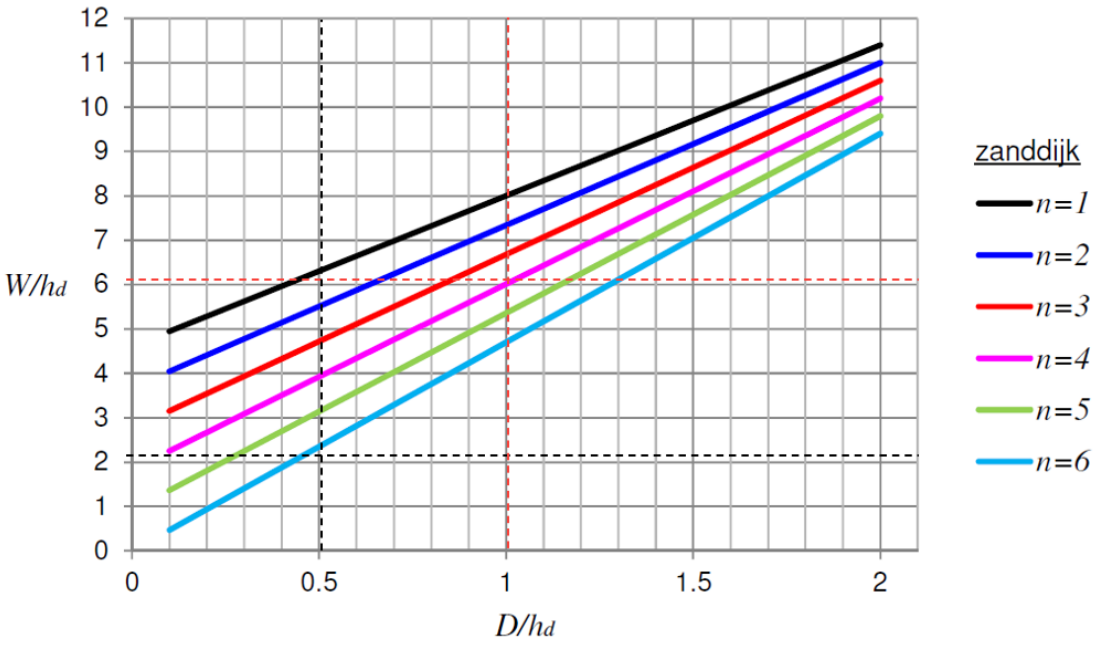
Met deze toets wordt nagegaan of dat op basis van het profiel van de kering gesteld kan worden of dat er voldoende restprofiel overblijft na het optreden van een afschuiving.

De dijk heeft een veilige afmeting wanneer de te keren waterhoogte kleiner of gelijk is dan 2/3 van de dijkhoogte, de breedte van het voorland minimaal 2 keer de hoogte van de waterkering is ($V \geq 2h_d$) én de dijk wordt gekarakteriseerd door een punt met de coördinaten D/h_d en W/h_d onder de lijn die hoort bij de helling van het buitentalud (n = 1,2,...). De faalkans is dan verwaarloosbaar.

In Tabel 14-2 is een overzicht gegeven van de gehanteerde parameterwaarden per dwarsprofiel. Voor de afleiding van deze parameterwaarden wordt verwezen naar Bijlage B.

Tabel 14-2: Uitgangspunten en parameterwaarde voor de eenvoudige toets voor stabiliteit buitenwaarts.

PARAMETER	DWARSPROFIEL 1	DWARSPROFIEL 2
W (KRUINBREEDTE)	14	10
V (BREEDTE VOORLAND)	16	0
N (COTANGENS VAN DE TALUDHELLING)	2,6	2,9
H_D (DIJKHOOGTE BOVEN MAAIVELD)	2,3	4,6
D (DIKTE COHESIEVE LAGEN)	2,4	2,4
H_W (WATERDIEPTE BIJ NORM T.O.V. MAAIVELD)	0,55	2,55
D/H_D	2,4/2,3 = 1,04	2,4/4,6 = 0,52
W/H_D	14/2,3 = 6,1	10/4,6 = 2,17



Figuur 14-5: Contourplot met veilige afmetingen van een zanddijk. Kenmerkende lijnen zijn met rood voor dwarsprofiel 1 en zwart voor dwarsprofiel 2 weergegeven.

Voor beide dwarsprofielen is bovenstaande toets uitgevoerd. Voor dwarsprofiel 1 kan op basis van de eenvoudige toets op basis van algemene kenmerken gesteld worden dat de faalkans verwaarloosbaar is. Het snijpunt van beide rode lijnen ligt onder de lijn voor een buitentalud helling van 1:2,6 (n=3). Voor dwarsprofiel 2 mag de eenvoudige toets niet toegepast worden aangezien hier geen voorland aanwezig is en dit dwarsprofiel hierdoor niet aan de toepassingsvoorwaarden voldoet. Echter kan ook voor dwarsprofiel 2 de faalkans verwaarloosbaar toegekend worden doordat:

- Het buitentalud van het grondlichaam bij dwarsprofiel 2 heeft een taludhelling van 1:3. Doorgaans is de ervaring in het rivierengebied dat een buitentalud met een helling van 1:3 voldoet voor stabiliteit buitenwaarts en dit vaak als ontwerp randvoorwaarde wordt toegepast.
- Uit eerdere ervaringen uit projecten van Waterschap Limburg blijkt dat macrostabiliteit buitenwaarts over het algemeen leidt tot kleine glijcirkels bij maatgevende afschuivingen. Deze treden op na afloop van een hoogwatersituatie, waardoor er een tweede hoogwater nodig is dat hoger is dan het maaiveldniveau van het achterland om tot een doorgaande bres met overstromingsgevolg te kunnen komen.
- Dit tweede hoogwater dient dermate hoog en langdurig te zijn dat de initiële kleine oppervlakkige glijcirkel kan leiden tot een overstroming, aangezien eerst het volledige grondlichaam boven WBN moet afschuiven.
- Dit alles dient binnen de hersteltijd op te treden van de initiële afschuiving bij het eerste hoogwater (als het tweede hoogwater niet binnen de hersteltijd komt, dan is de initiële schade al hersteld en is de kering volledig op sterkte voor het volgende hoogwater)
- Ook hier geldt (net als bij STBI) dat de aanwezige kering een stuk robuuster is (hoger en breder) dan het ontwerpprofiel dat zou worden toegepast als hier een dijk zou moeten worden aangelegd.
- Aangezien de gecombineerde faalkans wordt bepaald door het vermenigvuldigen van de kansen van alle individuele gebeurtenissen, en de kans van voor komen van de verschillende gebeurtenissen erg klein is leidt dit uiteindelijk ook tot een zeer kleine gecombineerde faalkans.

Op basis van bovenstaande argumenten is de faalkans verwaarloosbaar klein voor faalmechanisme STBU.

14.5 PIPING (STPH)

EENVOUDIGE TOETS

De eerste stap van de toets op STPH is het uitvoeren van de eenvoudige toets. Indien aan een of meerdere van de volgende criteria voldaan wordt is de bijdrage van het faalmechanisme piping aan de faalkans van het traject verwaarloosbaar klein:

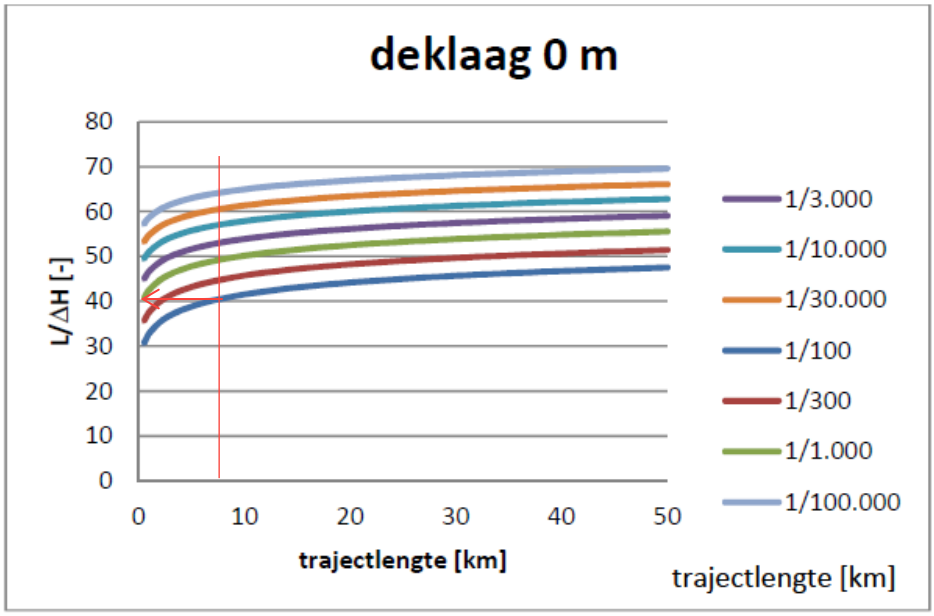
- De waterkering is een dijk of dam
  De waterkering voor beide dwarsprofielen wordt gevormd door een grondlichaam anders dan een duin, de toetst dient vervolgd te worden.
- De waterkering bestaat uit een zanddijk op zanderondergrond.
  Op basis van het beschikbaar grondonderzoek kan hier niet van uitgegaan worden. Voor beide dwarsprofielen wordt conservatief uitgegaan van het meest ongunstige scenario; een dunne deklaag op een zandondergrond.
- Constructieve elementen zijn aanwezig in de grondlichaam of in de ondergrond.
  Voor zo ver als bekend betreft het grondlichaam bij dwarsprofiel 1 en 2 geen constructieve elementen. Er wordt verder gegaan met de volgende stap.
- De waterkering voldoet aan de veilige tijdsafhankelijke benadering.
  Hiervoor zijn 5 verschillende criteria waaraan voldaan moet worden. Echter voldoen beide dwarsprofielen al niet aan een voorwaarde; “de rivierafvoer speelt geen rol bij het verval over de waterkering”. Het traject Thorn-Wessem is gelegen in het bovenrivierengebied waar de rivierafvoer juist een grote rol speelt bij het verval over de kering. Er dient verder gegaan te worden met de volgende stap.
- De waterkering heeft een veilige afmeting.
  Voor het traject Thorn-Wessem moet de verhouding tussen kwelweglengte en het verval over de kering (L/ΔH) groter zijn dan 40 (zie, Figuur 14-6). Voor beide dwarsprofielen is deze controle uitgevoerd, in Tabel 14-3 zijn de resultaten van deze analyse gepresenteerd. Hierin is te zien dat voor beide dwarsprofielen de verhouding tussen kwelweglengte en verval over de kering groter is dan 40, waardoor de bijdrage van het

faalmechanisme piping aan de overstromingskans verwaarloosbaar is. Voor de afleiding van de gehanteerde parameterwaarden wordt verwezen naar Bijlage B.

Tabel 14-3: Uitgangspunten en parameterwaarde voor de controle op piping o.b.v. de toets op veilige afmetingen.

PARAMETER	DWARSPROFIEL 1	DWARSPROFIEL 2
WBN_{2075} (WATERSTAND BIJ DE NORM 1/100^E)	NAP +23,55 m	NAP +23,55 m
H_{EXIT} (POLDERPEIL)	NAP +22,7	NAP +22,8
L (KWELWEGLENGTE)	39	55
ΔH (VERVAL OVER DE KERING)	0,80	0,75
$D_{DEKLAAG}$ (DEKLAAG DIKTE)*	0	0
L/ ΔH	39/0,80 = 45,9	55/0,75 = 73,33

* Voor beide dwarsprofielen is een conservatief uitgangspunt m.b.t. deklaag dikte gehanteerd. Er is uitgegaan dat er geen deklaag met sterkte aanwezig is.



Figuur 14-6: Verhouding tussen kwelweglengte en verval over de waterkering in functie van de trajectlengte bij de afwezigheid van een deklaag.

14.6 GRASBEKLEDING EROSIE BUITENTALUD (GEBU)

EENVOUDIGE TOETS

Voor het faalmechanisme grasbekleding erosie buitentalud (GEBU) is als eerste de eenvoudige toets doorgelopen. De eenvoudige toets bestaat uit drie beslisregels:

- $H_{m0} \leq 0{,}6$ m en dijk met kleikern
  Op basis van het beschikbaar grondonderzoek kan niet worden uitgegaan van een dijk met kleikern. Beide grondlichamen bestaan (deels) uit zand.
- Graszode is open of graszode is gesloten

Het uitgangspunt is een fragmentarische zode, omdat de beoogde verholen kering niet onderhouden zal worden als een dijk, waardoor een open of gesloten graszode niet gegarandeerd is.

- Graszode is open of graszode is gesloten en $H_{m0} \leq 0{,}25$ m.
  Nee, uitgangspunt is een fragmentarische zode.

Op basis van bovenstaande resultaten blijkt dat beide dwarsprofielen niet goedgekeurd kunnen worden voor het toetsspoor GEBU op basis van bovengenoemde beslisregels. Er dient verder te gaan met de gedetailleerde toets.

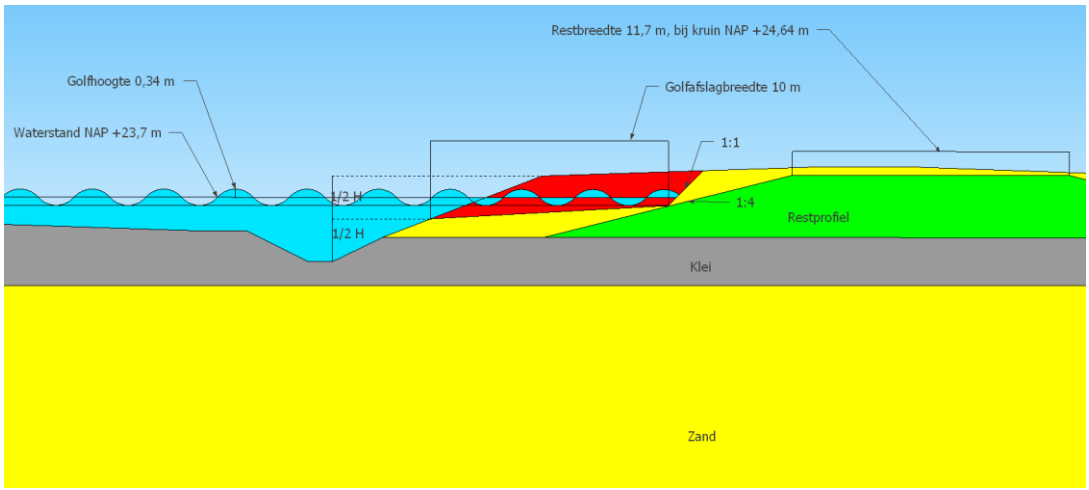
GEDETAILLEERDE TOETS

Eén van de voorwaarden voor het toepassen van de gedetailleerde toets is dat de graskwaliteit op het buitentalud voldoet aan een open of gesloten zode. Indien er wel voldaan wordt aan een open of gesloten zode zal het buitentalud gezien de beperkte golfhoogte (0,34 m) zeer waarschijnlijk voldoen op basis van de gedetailleerde toets. Echter betekent dit wel dat er eisen gesteld moeten worden aan het beheer van de grasbekleding. Ervan uit gaande dat dit niet wenselijk is (vanwege het verholen kering principe), is doorgegaan naar de toets op maat.

TOETS OP MAAT GEBU – RESTBREEDTE ANALYSE

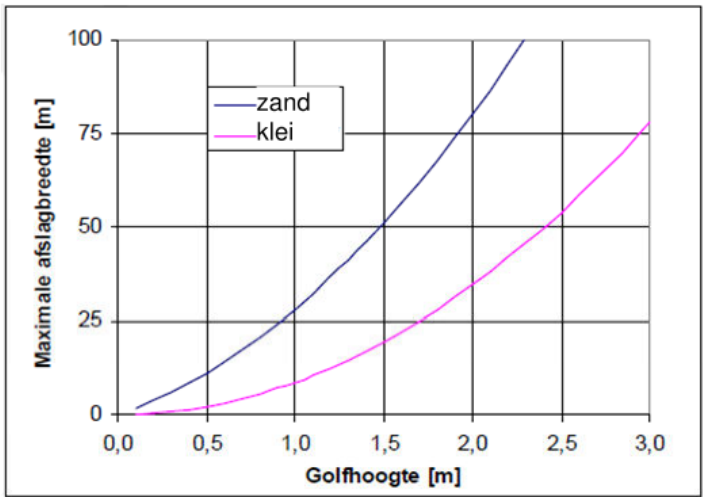
Aangezien de bekleding van het buitentalud niet voldoet aan de eenvoudige toets en mogelijk niet voldoet aan de gedetailleerde toets, wordt verdergegaan met een toets op maat en wordt er gecontroleerd of dat er na erosie een kruin met voldoende restbreedte overblijft.

Voor het bepalen van de restbreedte is gebruikgemaakt van de methode die beschreven staat in het Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken [28], waarin de minimale dimensies van een restprofiel (na afschuiving) zijn opgenomen.
Aan deze methode in dit technisch rapport is erosie van het buitentalud door golfafslag toegevoegd. Hierbij is het uitgangspunt dat er geen afschuiving plaatsvindt maar dat er alleen erosie door golfaanval plaatsvindt. Een uitgewerkt voorbeeld van bovenstaande methode is weergegeven in Figuur 14-7. Hierin is het minimale benodigde restprofiel na afschuiving weergegeven, waarbij afslag van het buitentalud door golven is meegenomen.



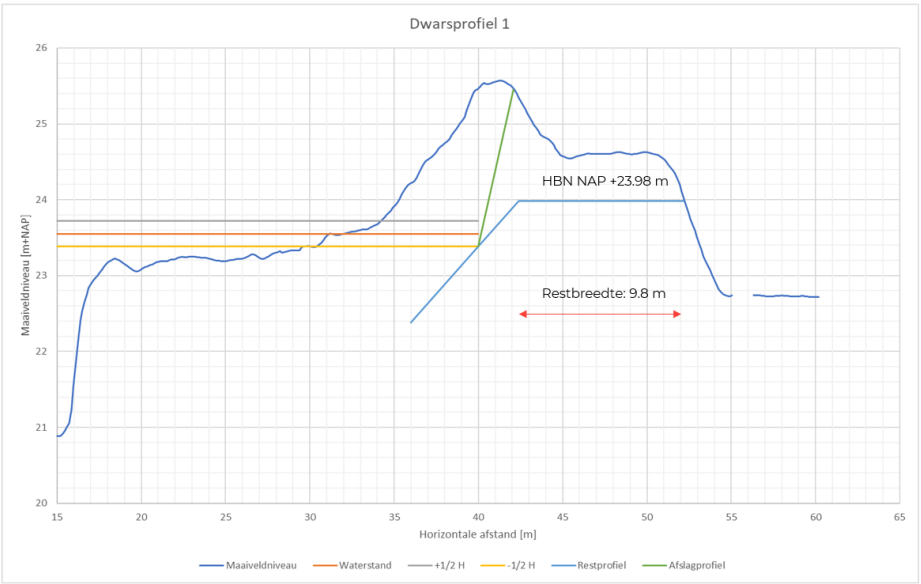
Figuur 14-7: Voorbeeld van het minimale benodigde restprofiel gecombineerd met erosie van het buitentalud door golfafslag.

Om bovenstaande methode toe te kunnen passen, dient eerst de golfhoogte voor zichtjaar 2075 bepaald te worden. Dit is gedaan voor het dichtstbijzijnde Hydrapunt 78-064. Hier is de 1/100^{e} golfhoogte voor zichtjaar 2075 vastgesteld op 0,34 meter. Deze waarde is niet opnieuw bepaald maar overgenomen uit Ontwerpnota VKA – Bijlage 7 [25]. Vervolgens is uit Figuur 14-8 afgelezen wat de maximale afslagbreedte is bij een golfhoogte van 0,34 meter is. Hiervoor is gekeken naar de afslag breedte op zand, dit is ongeveer 10 meter. Dit is een conservatief uitgangspunt.



Figuur 14-8: Afslagbreedte in relatie tot golfhoogte [25].

Vervolgens dient het erosieprofiel te worden bepaald. Hier is uitgegaan van een afslagbreedte gemeten vanaf ½ H op het buitentalud. Het talud vanaf de kruin tot de 1/100e waterstand minus de 1/100e golfhoogte wordt 1:1, dit is het natuurlijke talud van zand en is weergegeven met groen in beide dwarsprofielen. Vanaf dit punt is een talud van 1:4 ingetekend en doorgetrokken tot een HBN voor een overslag debiet van 0,1 l/s/m. Dit is de hoogte die conform het Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken gehanteerd moet worden voor het bepalen van de restbreedte en is voor dwarsprofiel 1 NAP +23,98 m en dwarsprofiel 2 NAP+24,26 m. In Figuur 14-9 en Figuur 14-10 is te zien dat er na erosie voldoende restprofiel overblijft, aangezien de minimale restbreedte 3 meter moet zijn.



Figuur 14-9: Golfafslag en restbreedte profiel voor dwarsprofiel 1. HBN is bepaald bij Hydra-punt MA_1_79-1_dk_00055 met het aanwezig profiel.

Figuur 14-10: Golfafslag en restbreedte profiel voor dwarsprofiel 2. HBN is bepaald bij Hydra-punt MA_1_79-1_dk_00055 met het aanwezig profiel.

14.7 GRASBEKLEDING EROSIE KRUIN EN BINNENTALUD (GEKB)

Ook voor het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud wordt met de eenvoudige toets onderzocht of dat de bijdrage van dit mechanisme aan de faalkans verwaarloosbaar is. Indien aan minimaal één van de eenvoudige kenmerken wordt voldaan dan is de bijdrage van dit mechanisme aan de faalkans verwaarloosbaar. De volgende eenvoudige kenmerken zijn getoetst:

- Het overslagdebiet q is kleiner dan 0,1 l/s/m (bepaald bij de norm).
  Als eerste is gekeken of dat het overslag debiet q kleiner is dan 0,1 l/s/m. Hiervoor is met Hydra-NL de hydraulisch belasting niveau (HBN) bepaald voor beide dwarsprofielen voor zichtjaar 2075. Vervolgens is deze vergeleken met het kruinniveau, indien de kruinniveau hoger is dan de berekende HBN's dan wordt voldaan aan bovengenoemde kenmerk.

Tabel 14-4: Uitgangspunten en parameterwaarde voor de controle op GEKB o.b.v. de eenvoudige toets.

PARAMETER	DWARSPROFIEL 1	DWARSPROFIEL 2
HYDRAULISCH BELASTING NIVEAU BIJ 0,1 L/S/M VOOR 2075 [M+NAP]	23,98	24,26
KRUINNIVEAU [M+NAP]	25,5	25,4

Voor beide profielen is het overslag debiet bij de norm kleiner dan 0,1 l/s/m en voldoen beide strekkingen o.b.v. van deze controle en is de faalkans verwaarloosbaar en hoeft de eenvoudige toets niet verder te worden doorlopen.

14.8 NIET WATERKERENDE OBJECTEN (NWO'S)

Als laatste wordt voor beide grondlichamen de aanwezigheid en het effect van NWO's beschouwd. Afhankelijk van het type NWO wordt onderscheid gemaakt tussen verschillende toetssporen op basis van de volgende object clusters; bebouwing (NWObe), begroeiing (NWOb), kabels en leidingen (NWOkl) en overige constructies (NWOoc).

Per relevante object cluster wordt de eenvoudige toets doorlopen.

14.8.1 BEBOUWING (NWO_{BE})

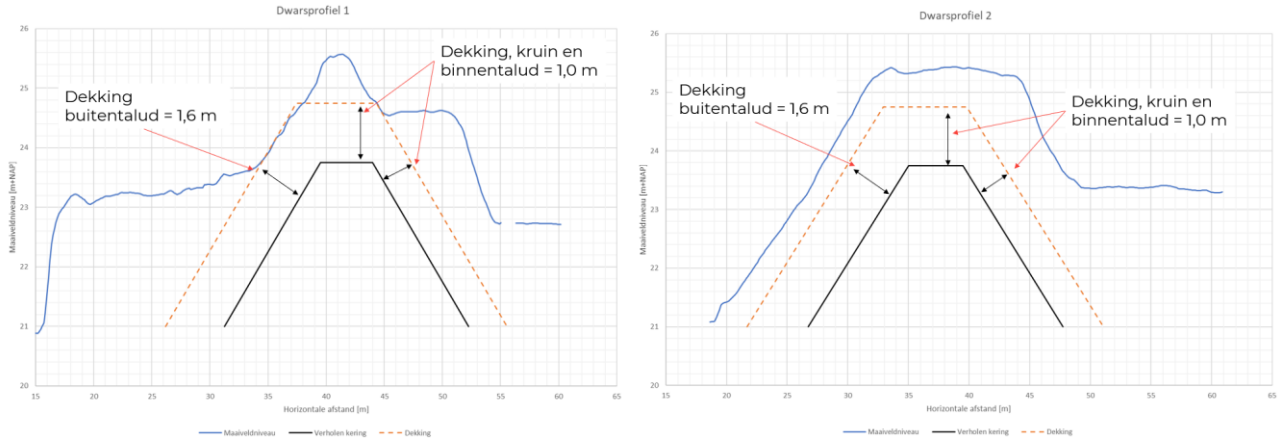
Bij beide dwarsprofielen is er sprake van bebouwing binnendijks. Echter ligt deze bebouwing buiten de invloedszone van de waterkering waardoor de bijdrage van het toetsspoor NWObe aan de overstromingskans van de waterkering verwaarloosbaar is.

14.8.2 BEGROEIING (NWO_{BO})

Op beide locaties is begroeiing aanwezig, hiervoor dient de eenvoudige toets voor begroeiing doorlopen te worden. Voor het toepassen van de eenvoudige toets zijn onderstaande conservatieve uitgangspunten gehanteerd:

- Alle bomen die aanwezig zijn op de kruin, binnen en buitentalud hebben een stamdiameter tussen de 0,41 m en 0,80 m en een scheefstand < 15 graden.
- Bomen mogen uitgroeien zonder snoeien, en er is sprake van een natuurlijke kroonvorm.
- De dagelijkse grondwaterstand ligt dieper dan maaiveldniveau – 0,5 m, waardoor de kluit diameter 5,6 m is en de kluitdiepte in de kruin, binnentalud en achterland 1 m is en in het buitentalud en op het voorland maximaal 1,6 m (2 x de stamdiameter).

Voor beide dwarsprofielen is getoetst of dat de verholen kering ter plaatse van beide grondlichamen voldoende dekking heeft. Voor beide dwarsprofielen is deze dekking aanwezig, dit is te zien in Figuur 14-11. De faalkans bijdrage van het toetsspoor NWObo aan de overstromingskans van de waterkering is hierdoor verwaarloosbaar klein.



Figuur 14-11: Principeprofiel verholen kering. In het zwart is de minimale benodigde kering, in het oranje wordt de dekking aangegeven. Op de kruin en het binnentalud is de dekking/overhoogte 1 m, op het buitentalud is de dekking 1,6 m.

14.8.3 KABELS EN LEIDINGEN (NWO_{KL})

De verschillende kabels en leidingen die de verholen kering kruisen zijn apart beschouwd en beoordeeld in de memo kabels en leidingen. Hieruit volgt dat de faalkansbijdrage van alle kabels en leidingen verwaarloosbaar klein is.

14.8.4 BEEKKRUISINGEN

Tot slot worden de twee beekkruisingen beschouwd. De verholen kering ter plaatse van de weg Aan het Kanaal / Panheelderweg wordt gekruist door de Panheelderbeek. In Figuur 14-12 is te zien dat er drie sifons de weg Aan het Kanaal kruisen. Ter plaatse van de Panheelderweg kruist de beek via een onderdoorgang onder een brug. Van de drie sifons onder het kanaal door zijn er al twee permanent afgesloten. Besloten is om ook de derde sifon af te sluiten en de Panheelderbeek volledig te dempen tot aan de A2. Met het dempen van de Panheelderbeek en het permanent afsluiten van de sifons onder het Kanaal Wessem-Nederweert is er in de nieuwe situatie op deze locatie geen sprake meer van een kruising van de Panheelderbeek met de waterkering, waardoor deze niet hoeft te worden beoordeeld.

Figuur 14-12: Bovenaanzicht waarin het verloop van de Panheelderbeek t.p.v. de verholen kering onder de weg Aan het Kanaal.

De verholen kering ter plaatste van de Sluisweg wordt gekruist door een duiker van de Baarstraatlossing die in de bestaande situatie voorzien is van een terugslagklep ter plaatse van het kanaal (zie Figuur 14-13). Als maatregel is hier een extra schuifafsluiter nodig om de waterkering hier met voldoende zekerheid te kunnen sluiten bij een naderend hoogwater (faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting kunstwerken, BSKW).

Figuur 14-13: Links: Bovenaanzicht waarin het verloop van Baarstraatlossing is weergegeven t.p.v. de verholen kering onder de Sluisweg. Rechts: Bovenaanzcht van de duiker waarin de terugslag klep te zien is.

14.9 CONCLUSIE

Voor alle faalmechanismen die beschouwd zijn is of door het toepassen van de eenvoudige toets, een toets op maat of gebruik van eerdere ervaringen aangevuld met expert judgement geconcludeerd dat bijdragen van de twee grondlichamen aan de faalkans van het traject verwaarloosbaar klein is.

Echter zijn er nog wel een aantal maatregelen die moeten worden getroffen om de waterveiligheid binnen dijksectie 5 te kunnen borgen. Hieronder worden de verschillende maatregelen samengevat:

- Dempen van de Panheelderbeek tussen de A2 en de weg Aan het Kanaal zoals weergegeven in Figuur 14-12 en het saneren van de laatste sifon onder de weg Aan het Kanaal en het kanaal Wessem – Nederweeert.
- Een afsluiter plaatsen bij de verbinding van de Baarstraatlossing aan het kanaal Wessem – Nederweert.
- De verholen kering als hoge grond – basis opnemen in de legger van Waterschap Limburg. Bovengenoemde strekkingen dienen te worden opgenomen als verholen kering in de legger van Waterschap Limburg als hoge grond met het risicoprofiel basis (hoge grond – basis) conform de “Beleidskader hoge gronden” [26]. Dit betekent dat op basis van de combinatie van fysieke afmetingen en/of het grondgebruik er een reëel risico op aantasting van de waterkerende functie van de hoge grond bestaat. Er zal daarom in de toekomst een vergunningplicht zijn voor:
    - Het aanleggen van hogedruk leidingen
    - Het uitvoeren van grote ontgrondingen (dieper dan 2,5 meter en/of meer dan 10.000 m^3
    - Het volledig doorgraven met open verbinding (bijvoorbeeld voor een sloot of open koker)

  En een meldplicht gelden voor het uitvoeren van graafwerkzaamheden (bijvoorbeeld voor het aanleggen van een sloot, fundering) dieper dan 50 cm.

15 REFERENTIES

[1] Nota van Uitgangspunten ontwerp, IO.PROG.29.002, Witteveen en Bos & Arcadis, versie 1.0, 24 november 2020.
[2] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017.
[3] Erratum op Nota van Uitgangspunten Ontwerp Dijk en beeksysteem Thorn-Wessem Start Planuitwerkingsfase, Waterschap Limburg, versie 4.0, 27 september 2022.
[4] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, Kennisplatform Risicobenadering, versie 2, 8 maart 2018.
[5] Memo Hydraulische randvoorwaarden Thorn-Wessem, Hizkia Trul, Tuan Le, Matthijs Buijs, versie 1.0, 25 juni 2021.
[6] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, versie 4.0, 15 mei 2021.
[7] Grondonderzoeksplan ten behoeve van beoordeling Macrostabiliteit en Piping WBI2017, WLBW-R-002, LievenseCSO, 7 februari 2018.
[8] Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, DWW-2004-057, 1 september 2004.
[9] Plan van aanpak geotechnisch en/of geofysisch onderzoek planfase dijkversterking Thorn-Wessem (traject 79-1), IO.DR79.22.003, Ingenieursbureau Maasvallei, 31-03-2022.
[10] Bathymetrie Nederland, Geoweb Rijkswaterstaat, https://maps.rijkswaterstaat.nl/geoweb55/index.html?viewer=Bathymetrie_Nederland.Webviewer, lodingen opgevraagd op 7 december 2023.
[11] Dinoloket, https://www.dinoloket.nl/ondergrondmodellen/kaart, geraadpleegd in december 2023.
[12] Geotechnisch grondonderzoek dijkversterking Thorn-Wessem, GA221808.R01.V1.0, Geonius, 2 november 2023.
[13] Resultaten geotechnisch laboratoriumonderzoek dijkversterking Thorn-Wessem, GA221808, Geonius, 3 november 2023.
[14] Schematiseringshandleiding piping, Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, versie 4.0, 28 mei 2021.
[15] Schematiseringshandleiding grasbekleding, Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, versie 6.0, 31 maart 2022.
[16] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid, Rijkswaterstaat, 2017.
[17] Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen WTI, Deltares, 18 februari 2016.
[18] Thorn-Wessem-D-015-Notitie adaptief bouwen Maasboulevard Wessem, versie 5, WSP, 9 april 2024
[19] Nota Voorkeursalternatief DT 79: Thorn-Wessem, Waterschap Limburg, versie 0.2, 16 maart 2021
[20] Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, Rijkswaterstaat, 25 oktober 2012.
[21] Memo eenvoudige geometrische beoordeling zettingsvloei Thorn-Wessem, Witteveen en Bos & Arcadis, versie 1.0, 6 oktober 2021.
[22] Beoordeling zettingsvloeiing t.b.v. dijkversterking Thorn-Wessem Limburg, GA221808.R01.V2.0, Geonius, 11 oktober 2023.
[23] Thorn-Wessem-D-011-Analyse inbrengbaarheid damwanden Maasboulevard, versie 2, WSP, 17 januari 2024
[24] Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing, Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving, versie 2.0, 28 november 2019.
[25] Ontwerpnota VKA: Bijlage 7 -Memo: Beschouwing faalmechanismen A2 Thorn-Wessem, Arcadis , Witteveen+Bos, 14 juni 2018.
[26] Beleidskader hoge gronden; aanwijzing bescherming en instandhouding, Waterschap Limburg, 20 november 2022.
[27] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertisenetwerk waterveiligheid, november 2017.
[28] Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken, Expertisenetwerk waterveiligheid, maart 2009.

[29] IO.DR76.26.023 – Handleiding ten behoeve van het ontwerp van damwanden welke dienden als waterkering nabij de Alexanderhaven te Roermond, Witteveen+Bos en Arcadis, 11 november 2020
[30] Redeneerlijn buitendijks (rivierwaarts) versterken, Hoogwaterbeschermingsprogramma, versie maart 2018
[31] Damwandontwerp waterkering Maasboulevard dijksectie 4 Wessem, 124007.RA01, versie 2, 22-04-2024

OVERZICHT BIJLAGE(N)

Bijlage A

— Piping kaarten

Bijlage B

— Dijksectie 5

Bijlage C

— VO-tekeningen waterkering

Bijlage D

— Standaard profiel groene dijk

Bijlage E

— Trade-off matrix Veerhuis

BIJLAGE A. PIPING KAARTEN

Bestand: WAB024942-T-008-PipingBeoordeling-vC

LEGENDA

Beoordeling piping

- Voldoet
- Voldoet mogelijk
- Voldoet niet

Dijkpaal

0 100 200 meter

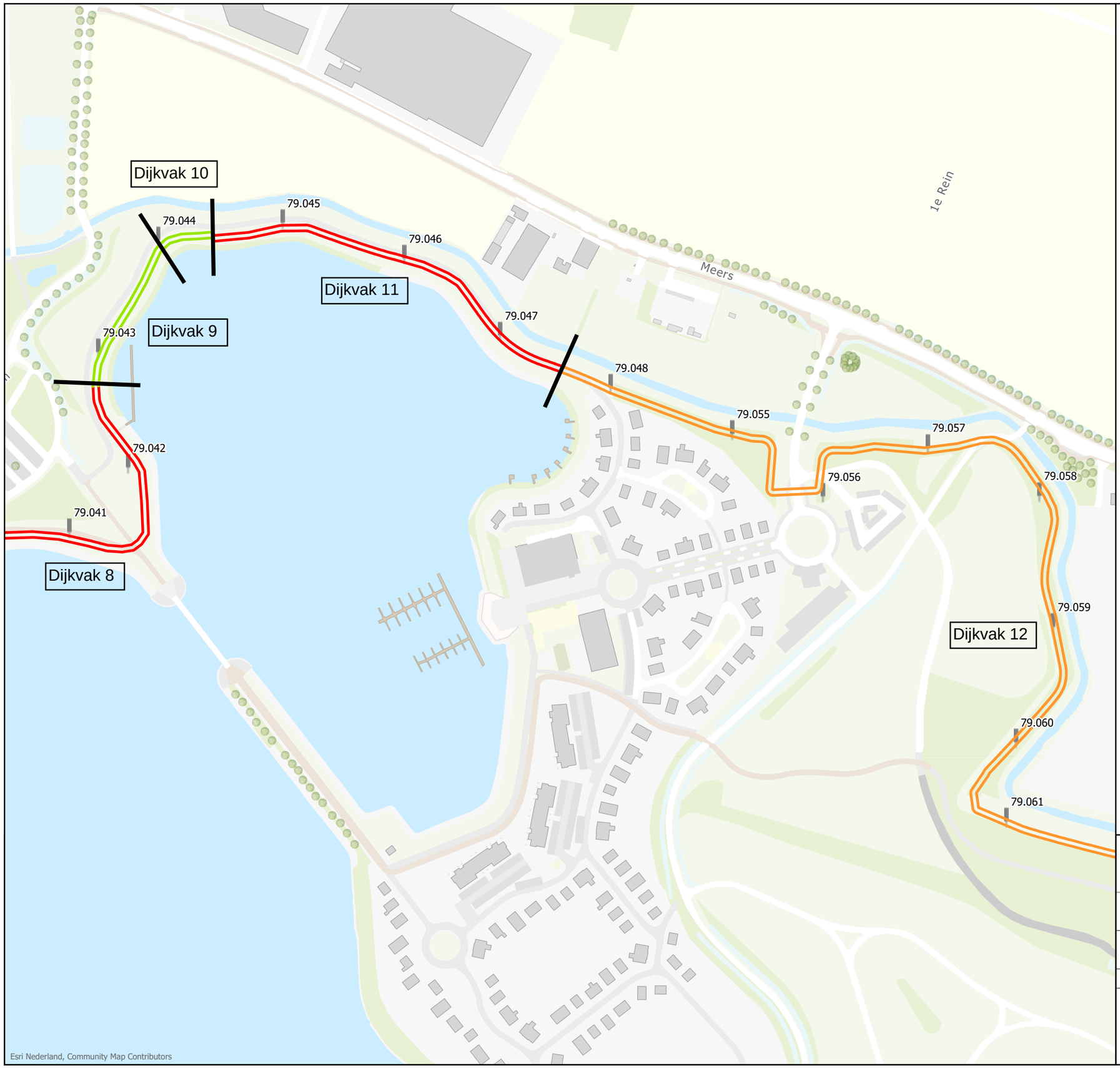
TITEL
Beoordeling Piping

PROJECT
WAB024942: Thorn-Wessem

OPDRACHTGEVER
Waterschap Limburg

Kaartnr:	1	Versie:	C
		Auteur:	J. Van Boxel
		Gecontroleerd:	C. Broman
		Schaal (A3):	1:3.000
		Datum:	30/09/2024

PipingBeoordeling.aprx



LEGENDA

Beoordeling piping

- Voldoet
- Voldoet mogelijk
- Voldoet niet

Dijkpaal

0 100 200 meter

TITEL
Beoordeling Piping

PROJECT
WAB024942: Thorn-Wessem

OPDRACHTGEVER
Waterschap Limburg

Kaartnr:	2	Versie:	C
		Auteur:	J. Van Boxel
		Gecontroleerd:	C. Broman
		Schaal (A3):	1:3.000
		Datum:	30/09/2024

PipingBeoordeling.aprx

LEGENDA

Beoordeling piping

- Voldoet
- Voldoet mogelijk
- Voldoet niet

Dijkpaal

0 100 200 meter

TITEL
Beoordeling Piping

PROJECT
WAB024942: Thorn-Wessem

OPDRACHTGEVER
Waterschap Limburg

Kaartnr:	3	Versie:	C
		Auteur:	J. Van Boxel
		Gecontroleerd:	C. Broman
		Schaal (A3):	1:3.000
		Datum:	30/09/2024

PipingBeoordeling.aprx

LEGENDA

Beoordeling piping

- Voldoet
- Voldoet mogelijk
- Voldoet niet

Dijkpaal

0 100 200 meter

TITEL
Beoordeling Piping

PROJECT
WAB024942: Thorn-Wessem

OPDRACHTGEVER
Waterschap Limburg

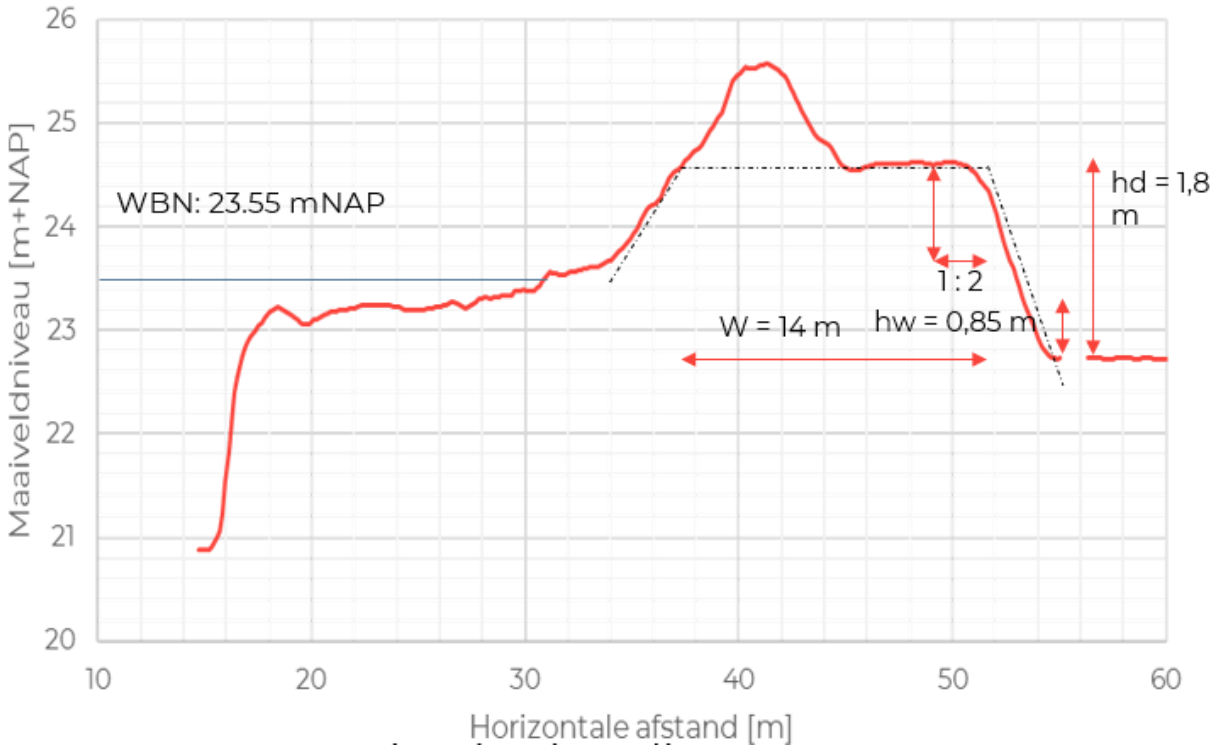
Kaartnr:	4	Versie:	C
		Auteur:	J. Van Boxel
		Gecontroleerd:	C. Broman
		Schaal (A3):	1:3.000
		Datum:	30/09/2024

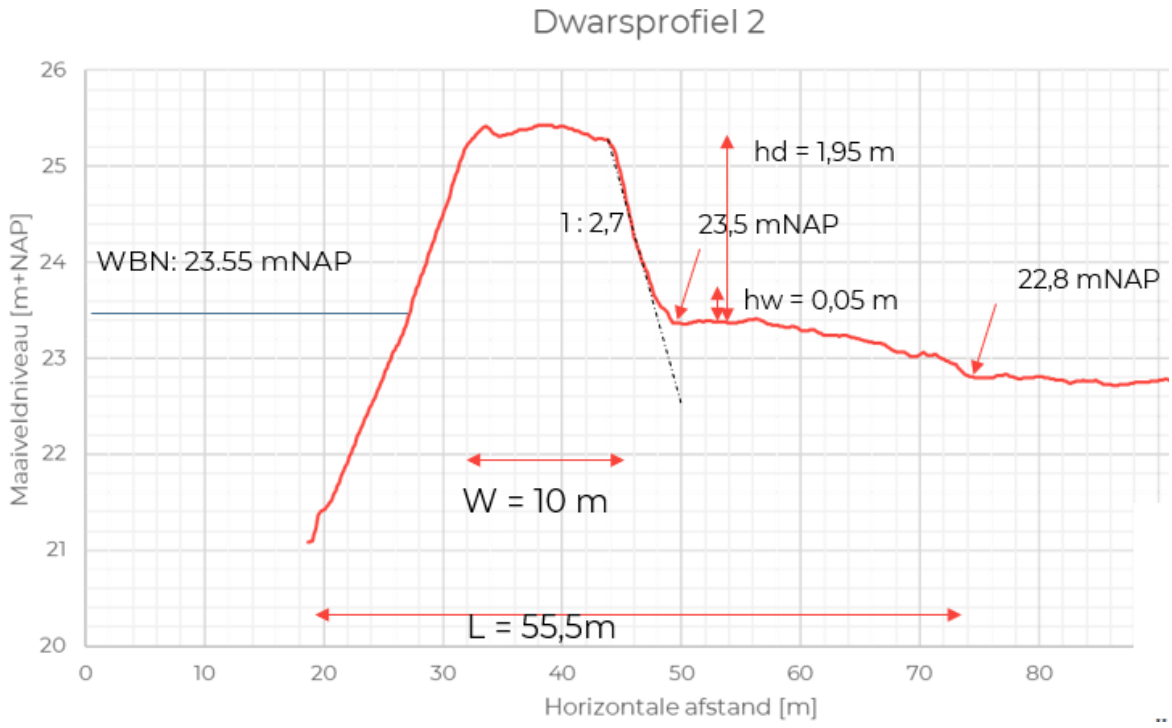
PipingBeoordeling.aprx

BIJLAGE B. DIJKSECTIE 5

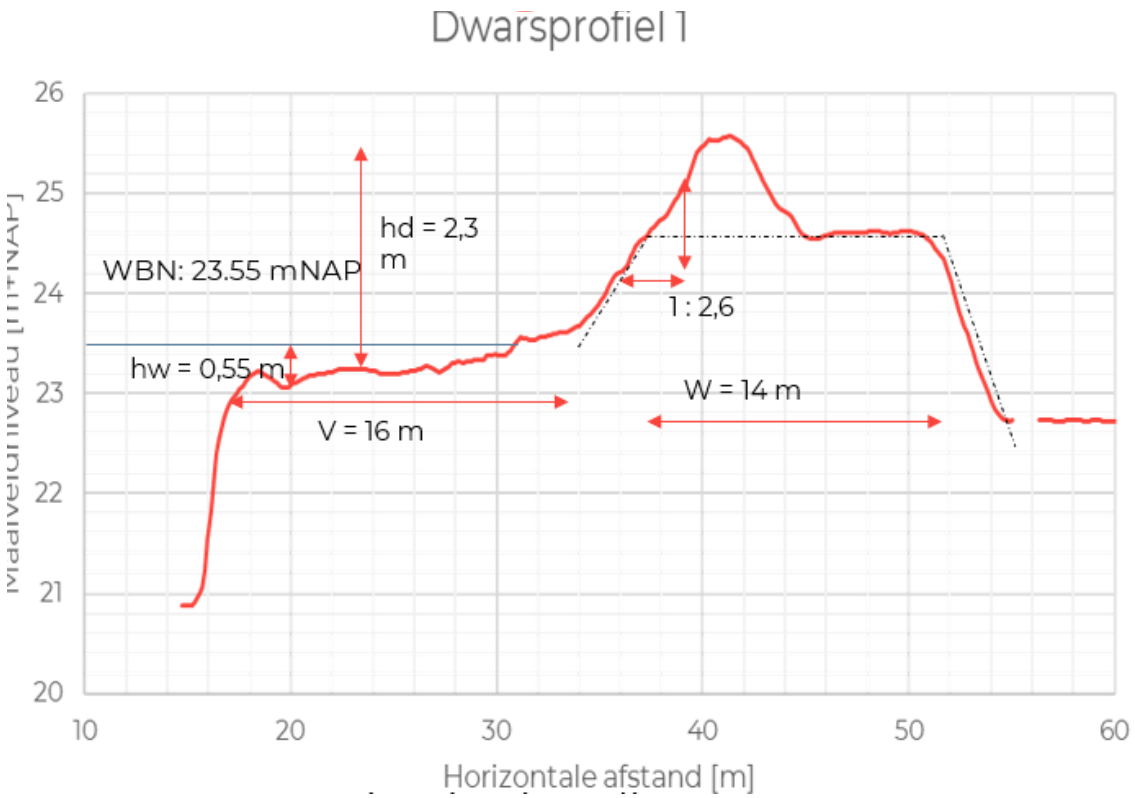
Per faalmechanismen zijn de gehanteerde uitgangspunten gepresenteerd voor de toets op basis van algemene kenmerken.

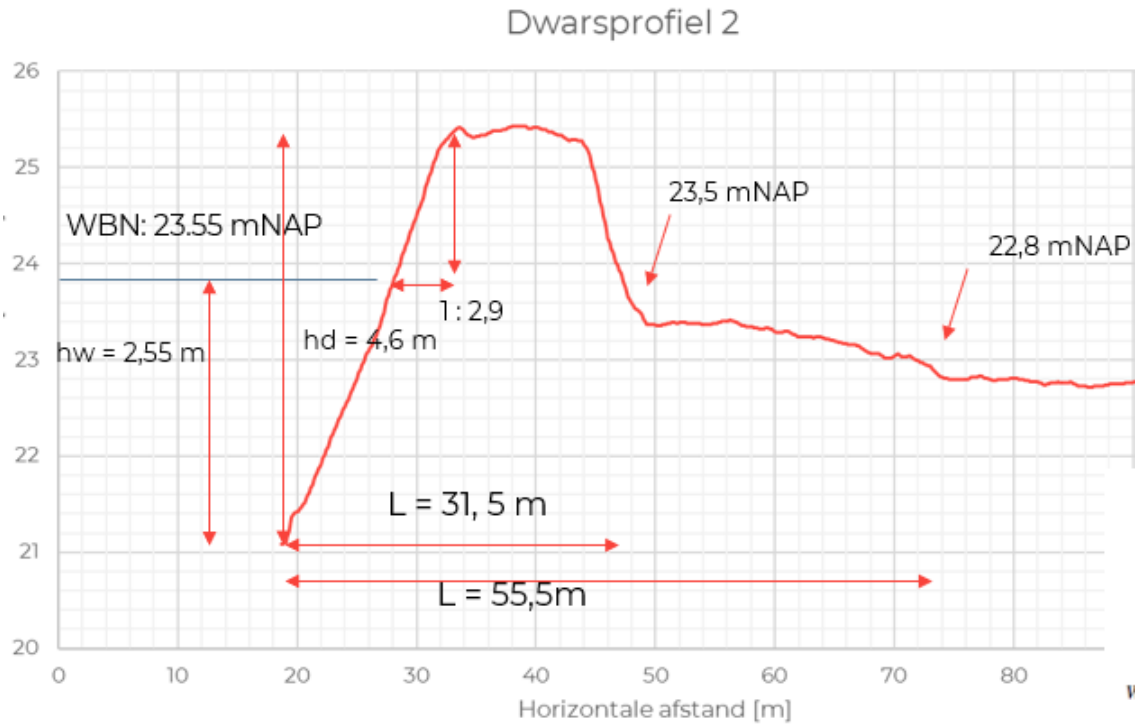
STBI



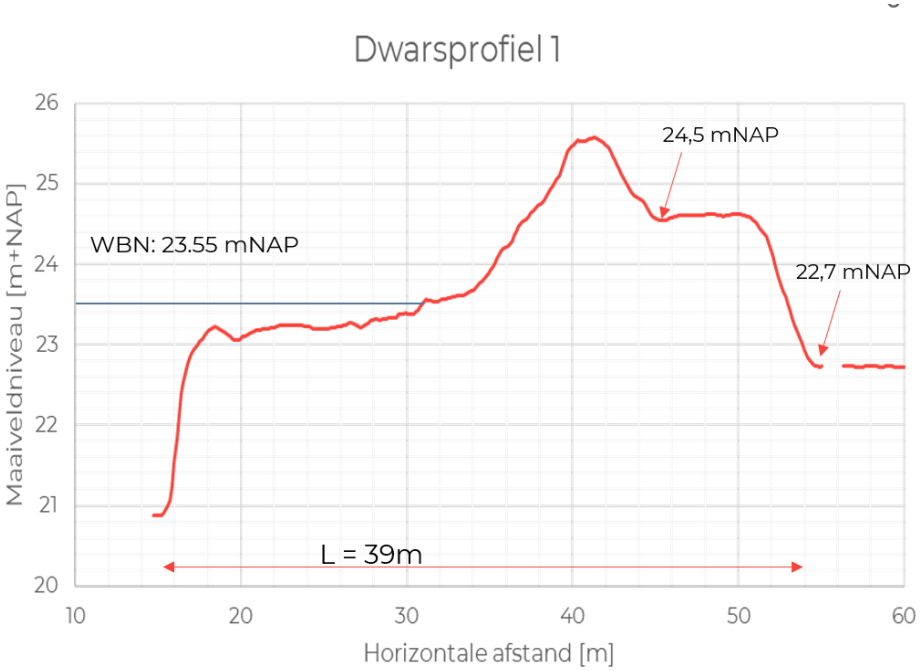

Dwarsprofiel 2
Maaiveldniveau [m+NAP]
Horizontale afstand [m]
WBN: 23.55 mNAP
hd = 1,95 m
1 : 2,7
23,5 mNAP
hw = 0,05 m
22,8 mNAP
W = 10 m
L = 55,5m

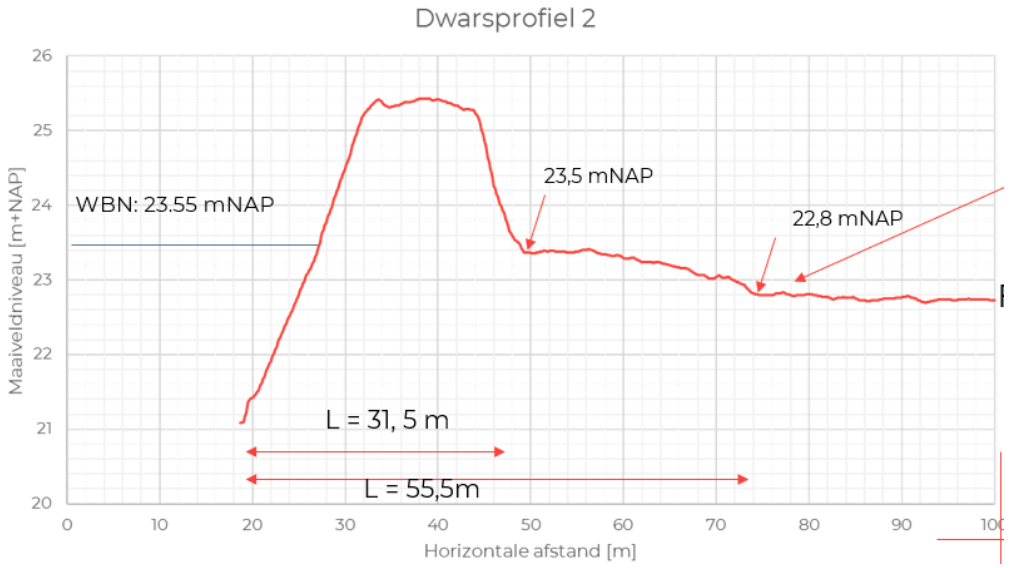
STBU


Dwarsprofiel 1
Horizontale afstand [m]
WBN: 23.55 mNAP
hd = 2,3 m
hw = 0,55 m
V = 16 m
1 : 2,6
W = 14 m


Dwarsprofiel 2
26
25
24
23
22
21
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
Horizontale afstand [m]
WBN: 23.55 mNAP
hw = 2,55 m
hd = 4,6 m
1 : 2,9
23,5 mNAP
22,8 mNAP
L = 31, 5 m
L = 55,5m

STPH


Dwarsprofiel 1
Maaiveldniveau [m+NAP]
Horizontale afstand [m]
WBN: 23.55 mNAP
24,5 mNAP
22,7 mNAP
L = 39m
26
25
24
23
22
21
20
10
20
30
40
50
60


Dwarsprofiel 2
Maaiveldniveau [m+NAP]
Horizontale afstand [m]
WBN: 23.55 mNAP
23,5 mNAP
22,8 mNAP
L = 31, 5 m
L = 55,5m
26
25
24
23
22
21
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90

BIJLAGE C. VO-TEKENINGEN WATERKERING

ThornWessem-T-001 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-002 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-003 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-004 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-005 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-006 Situatie VO Waterkering
ThornWessem-T-007 Dwarsprofielen VO Waterkering

Verklaring

	Asfaltverharding
	Bestrating van betonstraatstenen keiformaat kleur grijs in halfsteensverband
	Onderhoudspad, betongranulaat (0/40, dikte 300mm)
	Betonverharding
	Groene kering
	Beheerpad 2.5m breed
	Harde kering
22.90	Nieuwe hoogte kering
Dijkvak Nul_1a	Dijkvak aanduiding
	Uitvullen bestaande beek
	Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
	Veiligheidszone
	Constructiezone
	Bestaande fietspad aanpassen: materialisatie beton 3.5m breed
	Kielspit
	Damwand AZ24-700
	Werkstrook
79.030	Dijkpaal
P +	Kadaster
+ + + + + + + +	Landgrens

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
7	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS	-	CB	-	CB	-

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-001 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0-841x2520

Tekeningnummer
2023-2351

Schaal
1: 500

Behorende bij doc. nr.

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

P:\prj100\WSL111\2_Werk\Ontwerp\VoorlopigOntwerp\Tekeningen\01-Plottekeningen\2023-2351.dwg

WSL111

Verklaring

- Asfaltverharding
- Bestrating van betonstraatstenen keiformaat kleur grijs in halfsteensverband
- Onderhoudspad, betongranulaat (0/40, dikte 300mm)
- Betonverharding
- Groene kering
- Beheerpad 2.5m breed
- Harde kering
- 22.90 — Nieuwe hoogte kering
- Dijkvak Nul_1a — Dijkvak aanduiding
- Uitvullen bestaande beek
- Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
- Veiligheidszone
- Constructiezone
- Bestaande fietspad aanpassen: materialisatie beton 3.5m breed
- Kielspit
- Damwand AZ24-700
- Werkstrook
- 79.030 — Dijkpaal
- Kadaster
- Landgrens

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
7	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS	-	CB	-	CB	-

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-002 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0-841x2100

Tekeningnummer
2023-2352

Schaal
1: 500

Behorende bij doc. nr.

m 10 20 30 40 50

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

P:\prj100\WSL1111\2_Werk\Ontwerp\Voorlopig Ontwerp\Tekeningen\01-Plottekeningen\2023-2351.dwg

WSL111

Verklaring

	Asfaltverharding
	Bestrating van betonstraatstenen keiformaat kleur grijs in halfsteensverband
	Onderhoudspad, betongranulaat (0/40, dikte 300mm)
	Betonverharding
	Groene kering
	Beheerpad 2.5m breed
	Harde kering
22.90	Nieuwe hoogte kering
Dijkvak Nul_1a	Dijkvak aanduiding
	Uitvullen bestaande beek
	Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
	Veiligheidszone
	Constructiezone
	Bestaande fietspad aanpassen: materialisatie beton 3.5m breed
	Kielspit
	Damwand AZ24-700
	Werkstrook
79.030	Dijkpaal
	Kadaster
	Landgrens

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
7	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS	-	CB	-	CB	-

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-003 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0

Tekeningnummer
2023-2353

Schaal
1: 500

Behorende bij doc. nr.

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

wsp
kragten

Verklaring

- Asfaltverharding
- Bestrating van betonstraatstenen keiformaat kleur grijs in halfsteensverband
- Onderhoudspad, betongranulaat (0/40, dikte 300mm)
- Betonverharding
- Groene kering
- Beheerpad 2.5m breed
- Harde kering
- 22.90 Nieuwe hoogte kering
- Dijkvak Nul_1a Dijkvak aanduiding
- Uitvullen bestaande beek
- Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
- Veiligheidszone
- Constructiezone
- Bestaande fietspad aanpassen: materialisatie beton 3.5m breed
- Kielspit
- Damwand AZ24-700
- Werkstrook
- 79.030 Dijkpaal
- Kadaster
- Landgrens

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
7	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS	-	CB	-	CB	-

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-004 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

Fase: Voorontwerp
Projectnummer:
Formaat: A0
Tekeningnummer: 2023-2354
Schaal: 1: 500
Behorende bij doc. nr.:

m 10 20 30 40 50

Verklaring

- Verholen dijk
- Uitvullen bestaande watergang
- Bermsloot

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
7	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS		CB		CB	

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-006 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0-841x1890

Tekeningnummer
2023-2356

Schaal
1: 1000

Behorende bij doc. nr.

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

P:\prj100\WSL111\2_Werk\Ontwerp\Voorlopig Ontwerp\Tekeningen\01-Plottekeningen\2023-2351.dwg

WSL111

Verklaring

- Asfaltverharding
- Bestrating van betonstraatstenen keiformaat kleur grijs in halfsteensverband
- Onderhoudspad, betongranulaat (0/40, dikte 300mm)
- Betonverharding
- Groene kering
- Beheerpad 2.5m breed
- Harde kering
- 22.90 — Nieuwe hoogte kering
- Dijkvak Nul_1a — Dijkvak aanduiding
- Uitvullen bestaande beek
- Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
- Veiligheidszone
- Constructiezone
- Bestaande fietspad aanpassen: materialisatie beton 3.5m breed
- Kielspit
- Damwand AZ24-700
- Werkstrook
- 79.030 — Dijkpaal
- Kadaster
- Landgrens

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
8	15-07-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3 (externe review verwerkt)	BS		CB		CB	
7	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
6	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	17-09-2024	Verwerkt opmerkingen 13 september 2024	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS		CB		CB	

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-005 Situatie VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0

Tekeningnummer
2023-2355

Schaal
1: 500

Behorende bij doc. nr.

m 10 20 30 40 50

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

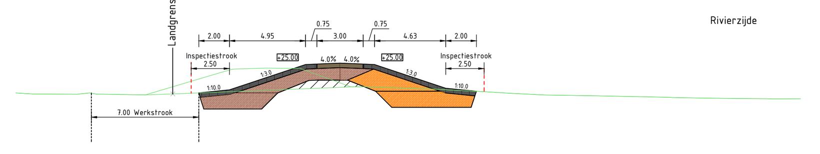
's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

P:\prj100\WSL111\2_Werk\Ontwerp\VoorlopigOntwerp\Tekeningen\01-Plottekeningen\2023-2351.dwg

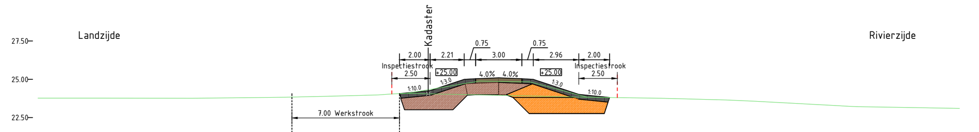
WSL111

Dwarsprofiel DWP-1
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 128.568
Schaal 1:200



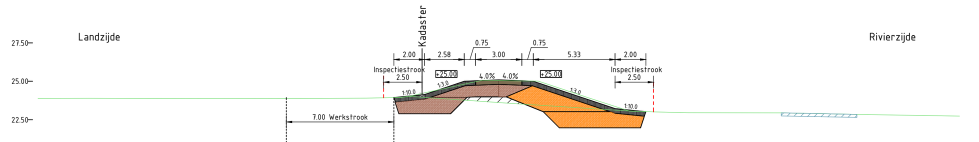
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-2
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 262.554
Schaal 1:200



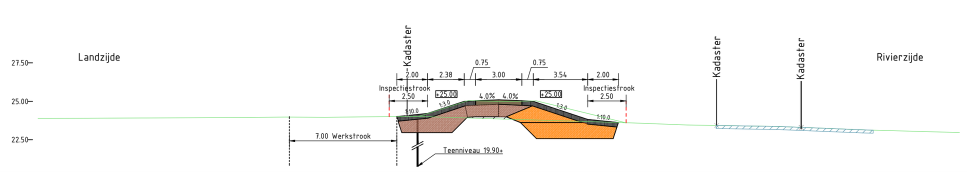
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-3
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 415.449
Schaal 1:200



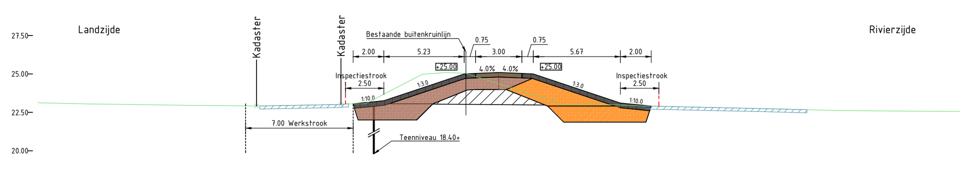
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-4
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 744.262
Schaal 1:200



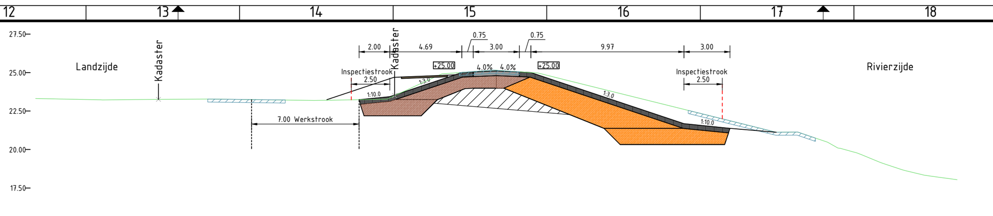
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-5
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 665.073
Schaal 1:200



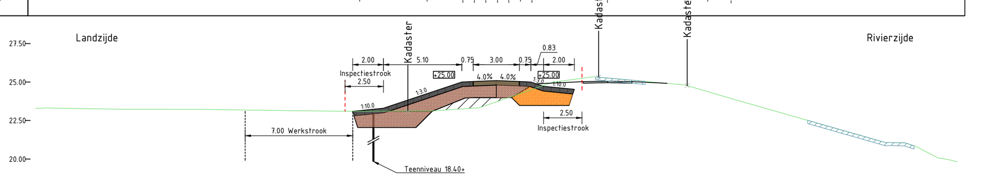
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-6
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 876.863
Schaal 1:200



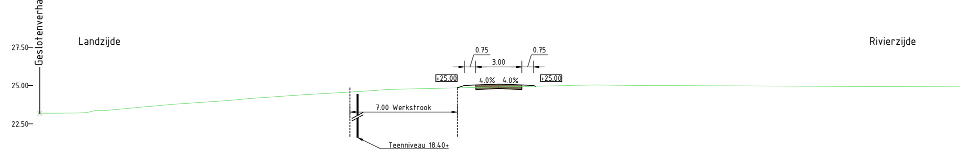
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-7
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 1241.491
Schaal 1:200



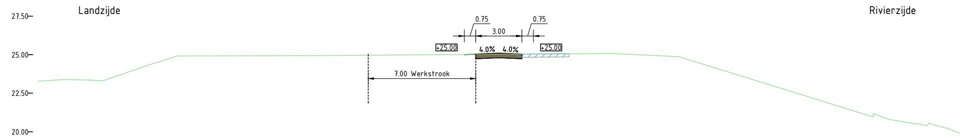
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-8
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 1280.041
Schaal 1:200



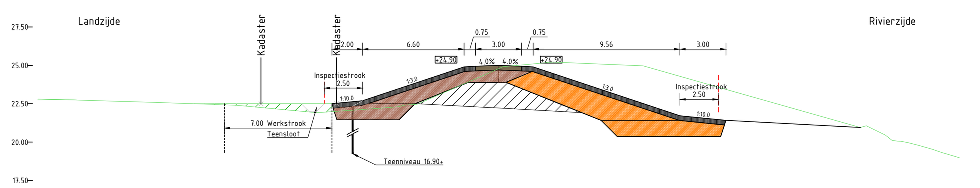
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-9
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 1493.077
Schaal 1:200



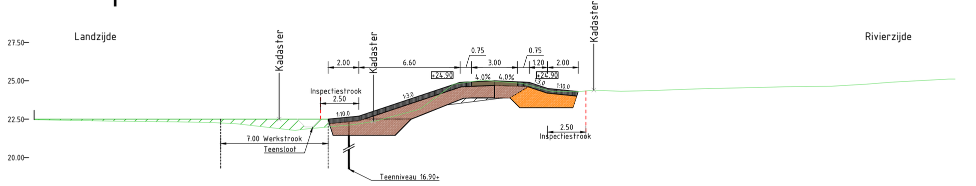
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-10
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 1725.583
Schaal 1:200



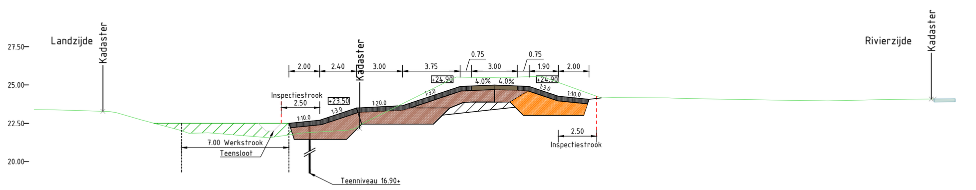
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-11
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 1980.731
Schaal 1:200



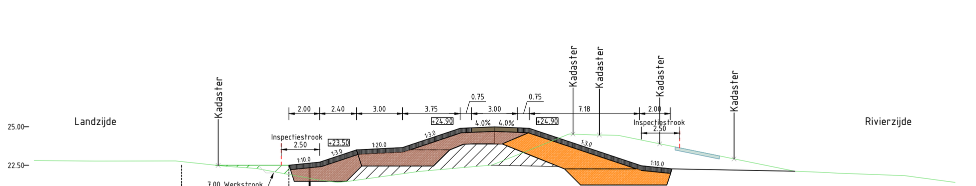
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-12
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 2696.273
Schaal 1:200



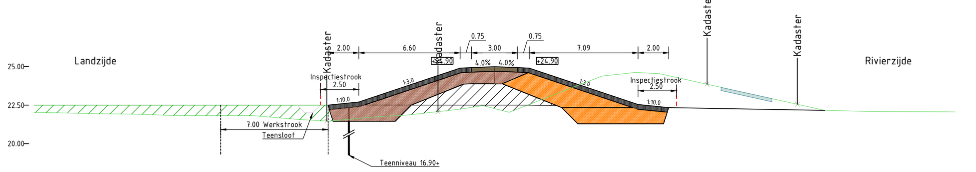
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-13
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 2945.294
Schaal 1:200



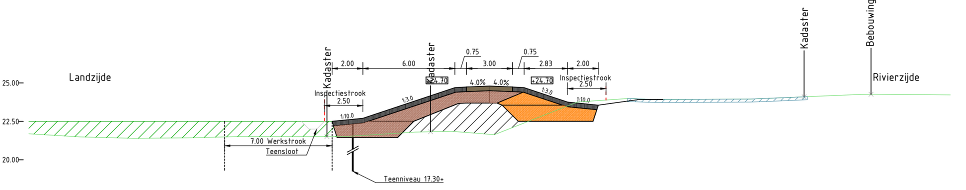
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-14
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 3021.062
Schaal 1:200



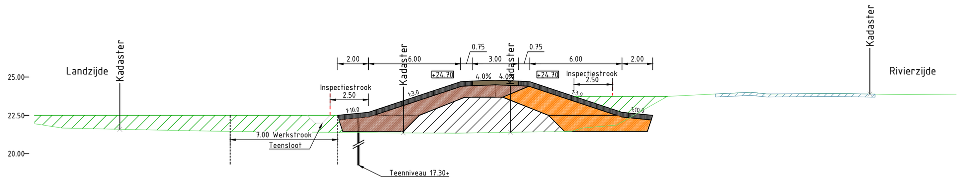
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-15
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 3346.338
Schaal 1:200



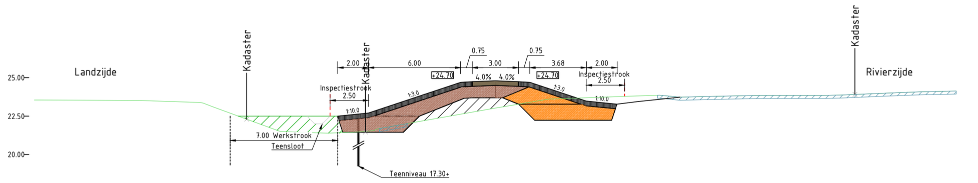
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-16
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 3695.801
Schaal 1:200



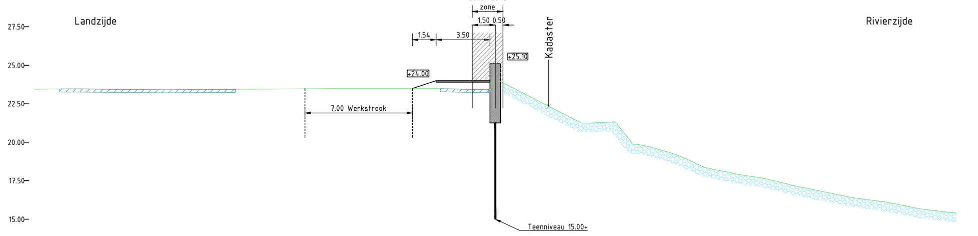
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-17
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 4172.219
Schaal 1:200



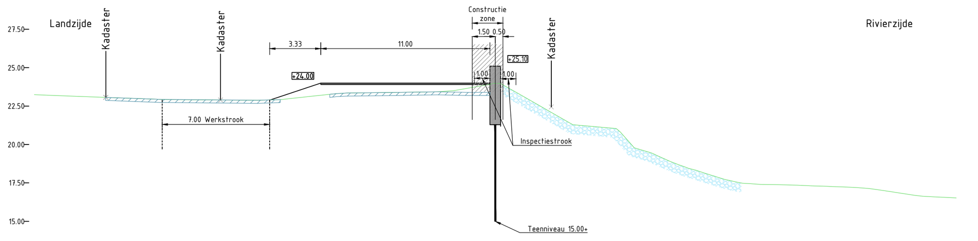
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-18
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 4459.625
Schaal 1:200



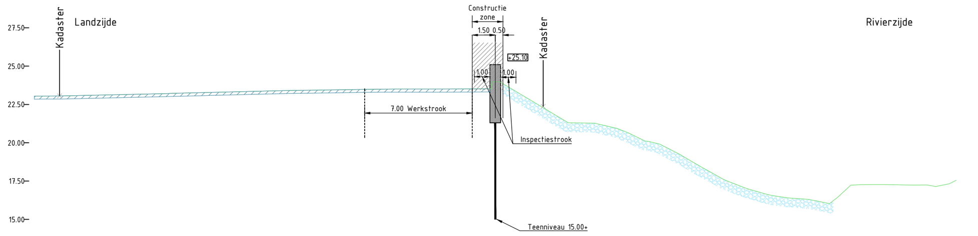
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-19
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 4798.401
Schaal 1:200



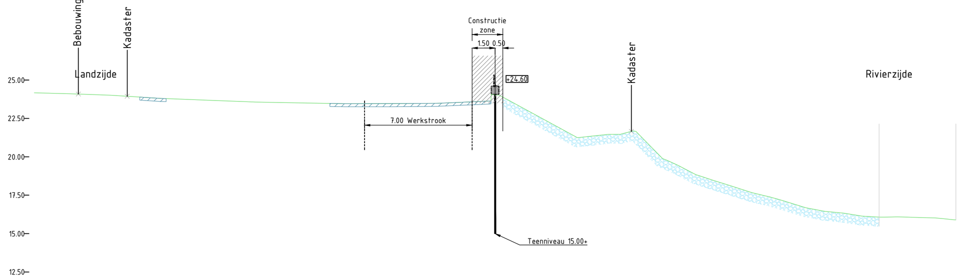
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-20
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 4727.188
Schaal 1:200



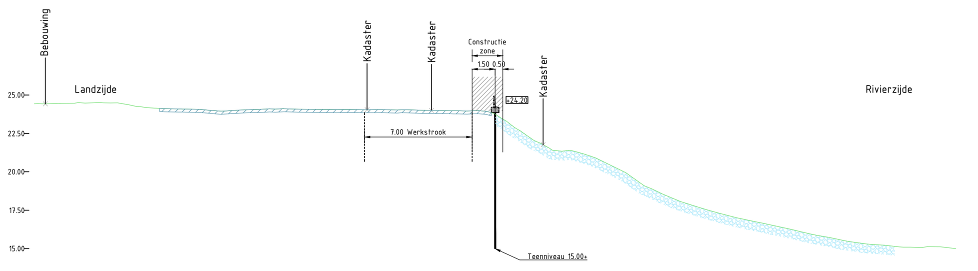
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-21
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 4905.826
Schaal 1:200



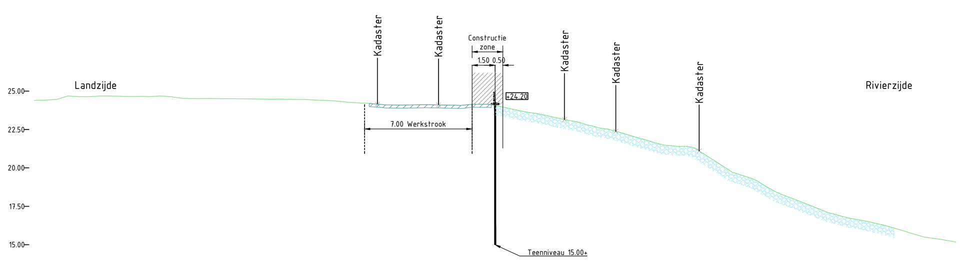
Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-22
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 5114.953
Schaal 1:200



Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Dwarsprofiel DWP-23
t.o.v. as ALM - Thorn-Wessem
bij metrering 5195.495
Schaal 1:200



Ontwerp	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Breedte	[illegible]
Bestaand	Hoogte	[illegible]
	Afstand	[illegible]
	Hoogteverschil	[illegible]

Verklaring

- Bestaande maaiveld (AHN 4)
- Onderhoudspad betongranulaat (0/40 dikte 300mm)
- Asfaltverharding
- Betonverharding
- Bestaande steenbestorting en steenzetting handhaven of herstellen
- Toplaag/leeflaag
- Kleilaag categotie 1 of 2
- Kleilaag categotie 3
- Kernmateriaal
- Bestaande verharding
- Damwand AZ24-700
- Betonnen bovenbouw
- Uitvullen bestaande beek

Versie	Datum	Omschrijving	Opsteller	Par.	Verificatie	Par.	Validatie	Par.
6	12-05-2025	Definitief VO Ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
5	05-03-2025	Concept VO ontwerpronde 3	BS		CB		CB	
4	21-08-2024	Review 19 augustus 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
3	24-06-2024	Definitief VO	BS		FBE		BS	
2	21-03-2024	Input ontwerpsessie 4 maart 2024 verwerkt	BS		CB		CB	
1	08-02-2024	Review waterschap verwerkt	BS		CB		CB	
0	28-12-2023		BS	-	CB	-	CB	-

HWBP Thorn-Wessem

Onderdeel
ThornWessem-T-007 Dwarsprofielen VO Waterkering

Opdrachtgever
WSP Nederland B.V.

Fase
Voorontwerp

Projectnummer

Formaat
A0-841x2520

Tekeningnummer
2023-2360

Schaal
1: 500

Behorende bij doc. nr.

Roermond
Schoolstraat 8, 6049 BN Herten
Postbus 14, 6040 AA Roermond

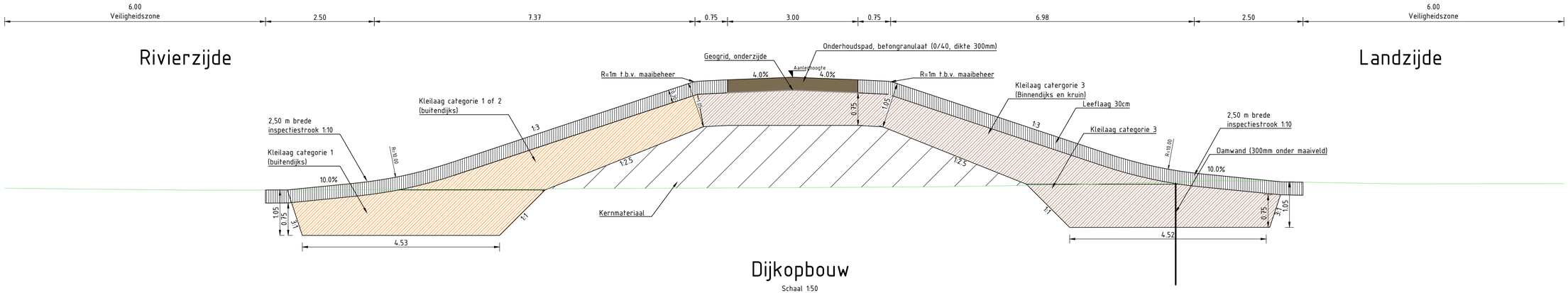
's-Hertogenbosch
Hintham 152-E, 5246 AK Rosmalen
Postbus 2309, 5202 CH 's-Hertogenbosch

088 - 3366333
info@kragten.nl
www.kragten.nl

P:\prj100\WSL11112_Werk\Ontwerp\VoorlopigOntwerp\Tekeningen\01-Plottekeningen\2023-2351.dwg
WSL111

BIJLAGE D. STANDAARDPROFIEL GROENE DIJK

Bijlage F Standaardprofiel Groene dijk.pdf



Dijkopbouw

Schaal 1:50

0 2 4 6 8m 1:200

P:\prj100\WSL\111\2_Werk\Ontwerp\VoorlopigOntwerp\Tekeningen\02-Tekeningen\WSL111 Details.dwg

BIJLAGE E. TRADE-OFF MATRIX VEERHUIS

Bijlage G ThornWessem-D-019 TOM Veerhuis versie 3.0.pdf

TOELICHTING TRADE OFF MATRIX (TOM) THORN - WESSEM

De beoordelingscriteria zijn één op één met de criteria uit het integraal afwegingskader en zijn ook van toepassing in het 2e fase MER.

De TOM is op 2 manieren toepasbaar:

1. Een vergelijking van ontwerp- en inpassingsvarianten t.o.v. het VKA.
2. Wanneer er geen sprake is van een VKA, een onderlinge vergelijking tussen ontwerp- en inpassingsvarianten.

Per criterium volstaat het om de effecten allereerst kwalitatief te vullen (expert-judgement): d.w.z. een korte beschrijving van het te verwachten effect (of resultaat). Kwantitatief invullen is pas aan de orde wanneer deze gegevens of al aanwezig zijn of wanneer kwantitatief gewenst is: dit kan spelen wanneer de effecten onzeker zijn in combinatie met de verwachting dat deze effecten wel onderscheidend zijn en/of grote impact kunnen hebben op bijvoorbeeld geld en planning (risicogestuurde benadering).

NB niet alle criteria zullen altijd relevant zijn: dan even kort toelichten waarom niet en 'n.v.t.' invullen.

Ad.1 Vergelijking van ontwerp- en inpassingsvarianten t.o.v. het VKA.

De ontwerp- en inpassingsvarianten worden vergeleken t.o.v. het VKA (dat altijd neutraal wordt beoordeeld). Na het vullen van de cellen dient aan te worden gegeven hoe de varianten worden beoordeeld. Dit kan als volgt:

	Variant is onderscheidend beter dan het VKA
	Variant is beter dan het VKA
	Variant is niet onderscheidend t.o.v. het VKA
	Variant is slechter dan het VKA
	Variant is onderscheidend slechter dan het VKA

Ad.2 Onderlinge vergelijking tussen ontwerp- en inpassingsvarianten (geen VKA).

Er is geen VKA en ontwerp- en inpassingsvarianten worden onderling vergeleken. Na het vullen van de cellen dient aan te worden gegeven hoe de varianten onderling worden beoordeeld, met als doel tot een rangorde van de varianten te komen. Dit kan als volgt:

	Meest positief effect
	Positief effect
	Verwaarloosbaar effect
	Negatief effect
	Meest negatief effect

TRADE OFF MATRIX (TOM) THORN – WESSEM: Locatie ‘t Veerhuis

TOELICHTING	
Waarom?	Locatie ’t Veerhuis is een maatwerklocatie aan de Maasboulevard in Wessem. Op dit moment valt deze locatie nog buiten de bestaande primaire waterkering die direct ten zuidwesten van het terras eindigt. Onderdeel van deze maatwerklocatie zijn: Café-Maasterras ’t Veerhuis, Restaurant Pont, B&B Pont en een sloepverhuur (allen van dezelfde eigenaar). Het terras van Café-Maasterras ’t Veerhuis zweeft in de huidige situatie boven de Maas. Dit terras bestaat uit een dek op palen, (zie Figuur 1). Daarnaast is er sprake van een kleiner terrasgedeelte van restaurant Pont met tafels bovenaan het talud richting de Maas (niet zwevend) (zie Figuur 2). Tussen deze twee terrassen loopt een trap naar beneden die uitkomt bij een drijvende steiger met bootjes van de sloepverhuur. Figuur 1: Locatie Veerhuis in Wessem (bron: https://veerhuiswessem.nl/)

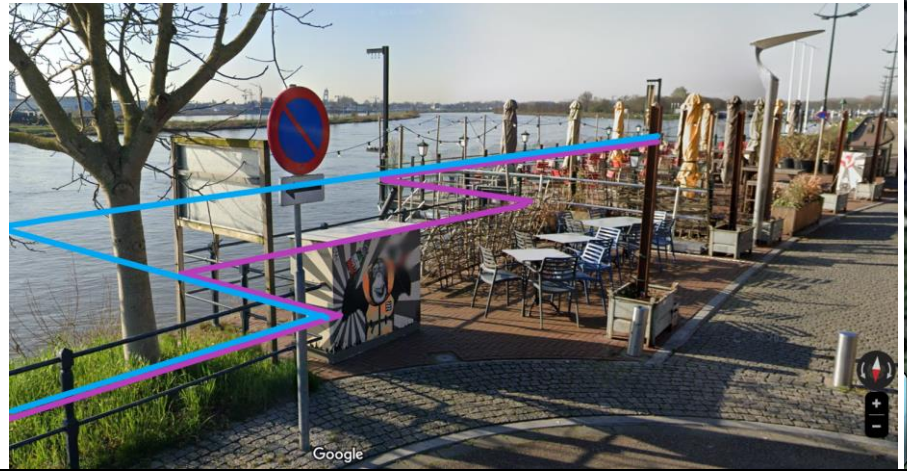
TOELICHTING

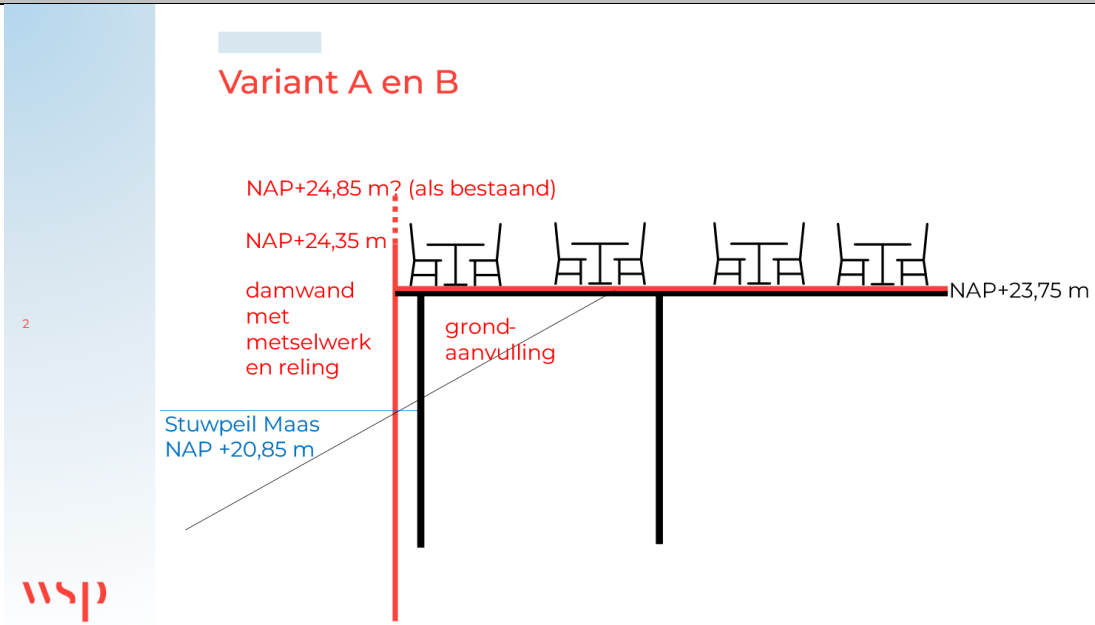
Figuur 2: Locatie Veerhuis in Wessem (bron: https://maps.google.nl)

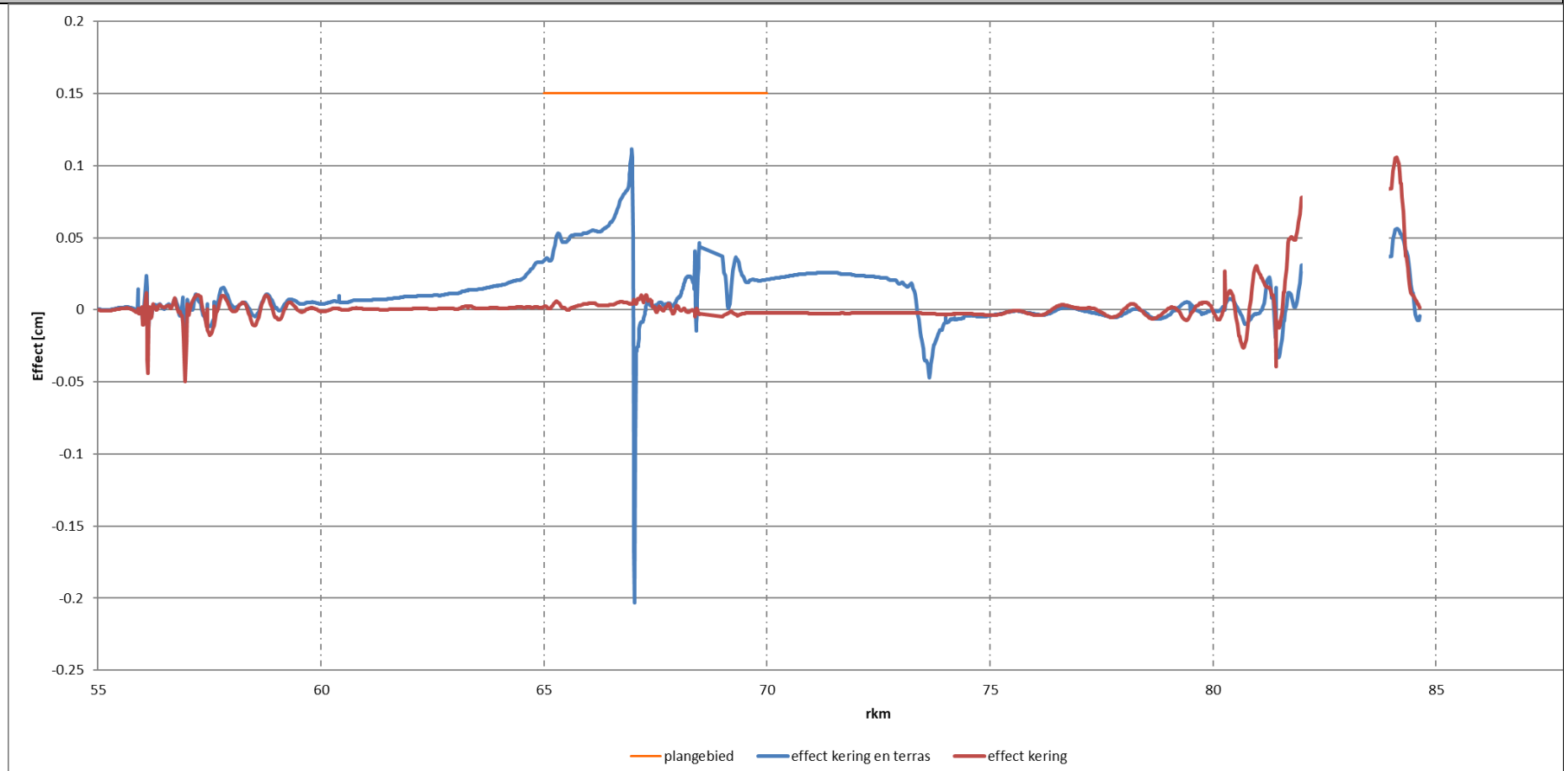
Er is op deze locatie een hoogte-opgave van ca. 60 cm (zichtjaar 2125) ten opzichte van het bestaande maaiveldniveau van het terras.
Het HBN op deze locatie is NAP +24,35 m (zichtjaar 2125) en het bestaande maaiveldniveau is ca. NAP +23,75 m.

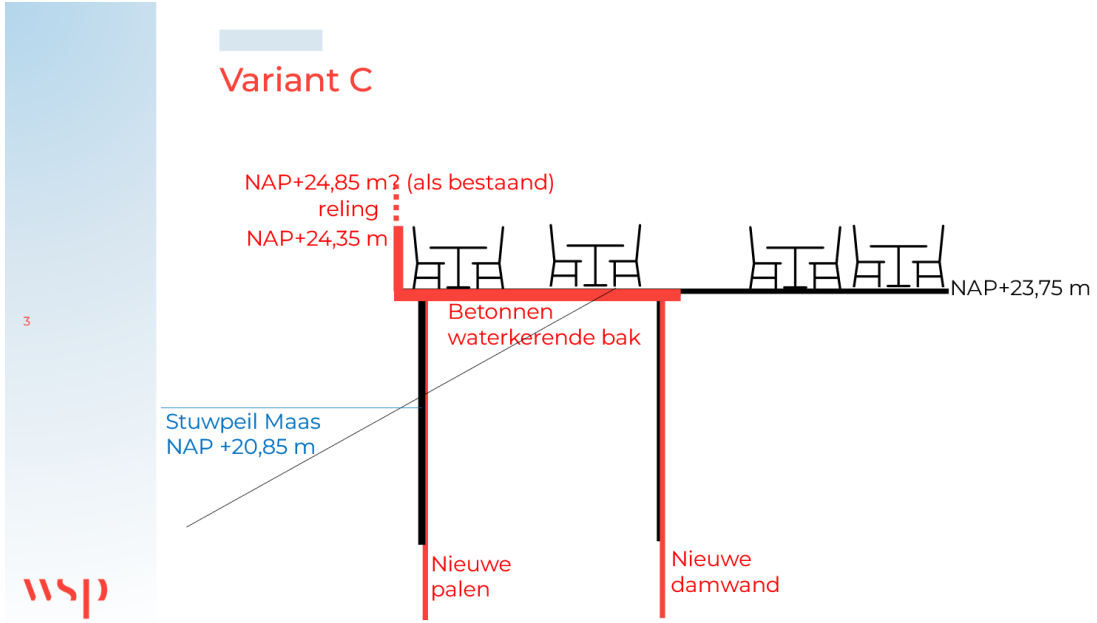
Voor de rivierkundige effecten zijn de rivierwaterstanden bij verschillende rivierafvoeren van belang. Op basis van de betrekkingslijnen Maas 2023-2024 zijn de volgende waterstanden bepaald:

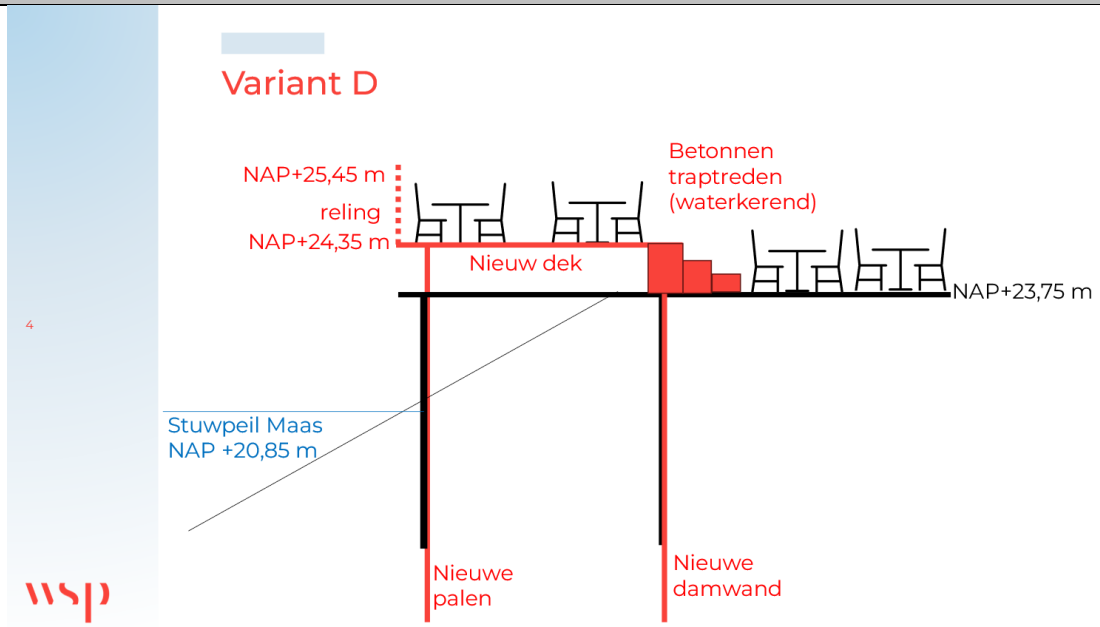
- Stuwpeil: NAP +20,85 m
- Waterstand bij 3200 m3/s afvoer: ca. NAP +23,25 m
- Waterstand bij 4100 m3/s afvoer: ca. NAP +23,85 m

TOELICHTING	
	De belangrijkste klantwensen van de eigenaar van het Veerhuis zijn: - Behoud aantal m2's terras - Behoud aantal tafels op terras - Behoud aanzicht als "zwevend terras" - Geen hoogteverschil tussen restaurant en terras (medewerkers geen trappen laten lopen) - Zoveel mogelijk werken in de winterperiode (oktober-april) In deze trade-off matrix worden verschillende ontwerpvarianten tegen elkaar afgewogen met als doel tot een voorkeursontwerp te komen voor deze maatwerklocatie.
Variant A	Damwand rondom terras die bestaande buitencontour terras volgt met grondaanvulling waar terras op terug komt (paarse lijn). 

TOELICHTING	
	 Met deze variant wordt ruimte van het rivierbed ingenomen. Qua bergend vermogen gaat dit (conform het rivierkundig beoordelingskader) om de waterkolom tussen stuwpeil en de waterstand bij 4100 m3/s afvoer. Er is onderzocht of deze ruimte mogelijk gecompenseerd kan worden door een deel van het ondertalud af te graven (rivierzijde van de damwand). Dit gedeelte bevindt zich echter grotendeels beneden stuwpeil, waardoor hier geen compensatie van het verlies van rivierbed mogelijk is. Op de locatie van het veerhuis zelf is het niet mogelijk om het verlies aan rivierbed te compenseren. Hiervoor zou dan elders compensatie moeten worden gevonden. Uit een rivierkundige berekening blijkt de variant met damwand rond het terras een opstuwingspiek van 1,1 mm te veroorzaken, zie onderstaande figuur. Volgens de regels van Rijkswaterstaat is deze variant daarmee niet vergunbaar (opstuwing > 1 mm).

TOELICHTING	
	
Variant B	Als variant A, maar voor restaurant Pont het terras door trekken in 1 lijn door de damwand hier rechtdoor te zetten (blauwe lijn). Hierdoor 2 hoeken minder in damwand (eenvoudigere uitvoering) en een stukje extra terras. Negatieve rivierkundige effecten zijn vergelijkbaar met variant A.

TOELICHTING	
Variant C	Zwevende betonnen bak op palen  Uitgaande van een vloerdikte van 0,5 m voor de betonnen waterkerende bak, zou de onderkant van deze vloer zich op NAP +23,25 m bevinden. Dit is gelijk aan een Maaswaterstand die optreedt bij ongeveer 3200 m3/s afvoer. Deze afvoer heeft een terugkeertijd van ca. 1/100 per jaar.
Variant D	Hoger terras (waterkerend) op nieuwe palen

TOELICHTING	
	 Met dit ontwerp wordt de onderkant van het nieuwe dek ruimschoots boven de waterstand bij de hoogwaterreferentie gebracht, waardoor er geen negatieve rivierkundige effecten zijn.

Thema	Criterium	Variant A damwand tpv huidige contouren terras	Variant B damwand tpv huidige terras in een rechte lijn	Variant C zwevende betonnen bak.	Variant D terras ophogen op palen.
DOELBEREIK					
Versterkingsopgave (HWBP)					
Norm hoogwaterveiligheid	Haalbaarheid van de norm	Niet onderscheidend. Met alle varianten kan voldaan worden aan de norm.	Niet onderscheidend. Met alle varianten kan voldaan worden aan de norm.	Niet onderscheidend. Met alle varianten kan voldaan worden aan de norm.	Niet onderscheidend. Met alle varianten kan voldaan worden aan de norm.
	Beschermingsniveau op functies	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Systeemopgave (Deltaprogramma Maas)					
Systeemmaatregel	Verandering meestromend en bergend regime	Niet onderscheidend. Beoordeling rivierkundige effecten onder kopje Water	Niet onderscheidend. Beoordeling rivierkundige effecten onder kopje Water	Niet onderscheidend. Beoordeling rivierkundige effecten onder kopje Water	Niet onderscheidend. Beoordeling rivierkundige effecten onder kopje Water
Beekherstelopgave (KRW en WB21)					
Natuurbeheer	Chemische en ecologische doelstelling	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend
	Vismigratie	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend
Waterbeheer 21e eeuw	Wateroverlast regionaal watersysteem	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend
	Bijdrage aan klimaatbestendig, robuust watersysteem en aansluiting op het watersysteem	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend	Niet onderscheidend
Opgave ruimtelijke kwaliteit					
Ruimtelijke kwaliteit	Visie ruimtelijke kwaliteit en leidende principes Noordelijke Maasvallei	Niet onderscheidend op leidende principes, ruimtelijke kwaliteit beoordeeld onder “landschap”	Niet onderscheidend op leidende principes, ruimtelijke kwaliteit beoordeeld onder “landschap”	Niet onderscheidend op leidende principes, ruimtelijke kwaliteit beoordeeld onder “landschap”	Niet onderscheidend op leidende principes, ruimtelijke kwaliteit beoordeeld onder “landschap”
	Mogelijkheid tot integreren meekoppelkansen	Niet onderscheidend. Er is geen sprake van meekoppelkansen op deze locatie.	Niet onderscheidend. Er is geen sprake van meekoppelkansen op deze locatie.	Niet onderscheidend. Er is geen sprake van meekoppelkansen op deze locatie.	Niet onderscheidend. Er is geen sprake van meekoppelkansen op deze locatie.
EFFECTEN					
Bodem					
Bodemkwaliteit	Milieuhygiënische bodemkwaliteit	Niet onderscheidend. Geen effecten op bodemkwaliteit.	Niet onderscheidend. Geen effecten op bodemkwaliteit.	Niet onderscheidend. Geen effecten op bodemkwaliteit.	Niet onderscheidend. Geen effecten op bodemkwaliteit.
Water					
Rivierbeheer	Verandering van (maatgevende) waterstanden	Bestaande open ruimte onder terras wordt dichtgemaakt waarmee ruimte van het rivierbed wordt ingenomen die niet op de locatie van het Veer-	Bestaande open ruimte onder terras wordt dichtgemaakt waarmee ruimte van het rivierbed wordt ingenomen die niet op de locatie van het Veer-	De onderkant van het betonnen dek bevindt zich binnen het rivierbed, waardoor enige opstuwing zal plaatsvinden bij extreem hoge Maaswaterstanden. Dit is in de huidige situatie	Doordat het dek omhoog wordt gebracht, wordt deze buiten het rivierbed bij extreem hoge Maaswaterstanden gelegd (hoogwatervrij op

Thema	Criterium	Variant A damwand tpv huidige contouren terras	Variant B damwand tpv huidige terras in een rechte lijn	Variant C zwevende betonnen bak.	Variant D terras ophogen op palen.
		huis zelf gecompenseerd kan worden. Dit is een rivierkundig zeer ongunstige plek om ruimte van de rivier af te nemen (flessenhals naar brug over A2 en in een buitenbocht, waardoor de stroomsnelheden daar tijdens hoog water zeer hoog zijn)	huis zelf gecompenseerd kan worden. Dit is een rivierkundig zeer ongunstige plek om ruimte van de rivier af te nemen (flessenhals naar brug over A2 en in een buitenbocht, waardoor de stroomsnelheden daar tijdens hoog water zeer hoog zijn)	ook al zo. Verder is er hier wel ruimte om iets van het bestaande talud te verwijderen ter compensatie.	basis van huidige betrekkingslijnen Maas 2023-2024)
	Behoud van rivierbed	Idem als hierboven	Idem als hierboven	Idem als hierboven	Idem als hierboven
Oppervlaktewater	Beïnvloeding oppervlaktewatersysteem	Niet onderscheidend. Geen effecten op oppervlaktewater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op oppervlaktewater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op oppervlaktewater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op oppervlaktewater.
Grondwater	Beïnvloeding kwelstromen en/of grondwaterstand	Niet onderscheidend. Geen effecten op grondwater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op grondwater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op grondwater.	Niet onderscheidend. Geen effecten op grondwater.
Landschap, cultuurhistorie en archeologie					
Landschap	Effecten op het visueel ruimtelijk karakter	Uitstraling van zwevend terras vanaf het water blijft niet behouden	Uitstraling van zwevend terras vanaf het water blijft niet behouden. Deze variant geeft een enigszins rustiger beeld dan variant A, doordat de damwand in een rechte lijn doorloopt	Uitstraling van zwevend terras vanaf het water blijft behouden, maar geeft wel een robuust beeld (flinke betonnen bak)	Uitstraling van zwevend terras vanaf het water blijft behouden, maar betonnen trap verandert het visuele aanzicht wel
	Effecten op het groene karakter	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
	Effecten op aardkundige waarden	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Cultuurhistorie	Effecten op historische geografie	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
	Effecten op historische (steden-) bouwkunde	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Archeologie	Aantasting van bekende of verwachte waarden	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Natuur					
Beschermde gebieden	Natura2000-gebieden en Natuur Netwerk Nederland (NNN)	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.
Beschermde soorten	Beschermde flora en fauna	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.	Niet onderscheidend. Geen effecten op Natuur.
Woon- en leefomgeving					
Rivierbeheer	Verandering van de inundatiefrequentie in de uiterwaard	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Wonen	Woningen: zichthinder, ruimtebeslag en passeerbaarheid van tuinen	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.

Thema	Criterium	Variant A damwand tpv huidige contouren terras	Variant B damwand tpv huidige terras in een rechte lijn	Variant C zwevende betonnen bak.	Variant D terras ophogen op palen.
Verkeer	Bereikbaarheid van het gebied (afsluitingen van wegen, dichtzetten van coupures et cetera	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Bedrijvigheid	Overige gebruiksfuncties in het gebied (bedrijventerreinen, landbouw en recreatie)	Huidig oppervlak terras blijft gehandhaafd	Klein stukje extra terras wordt gecreëerd	Huidig oppervlak terras blijft gehandhaafd en geen verlies functionaliteit terras, doordat in deze variant geen hoogteverschil is dat met een trap overbrugd moet worden. Deze variant kan rekenen op het meeste draagvlak van de ondernemer	Enig verlies functionaliteit terras door trap die wat ruimte kost en waarmee hoogteverschil in het terras ontstaat (geeft geen invulling aan klantwens eigenaar op dit vlak)
Hinder tijdens de aanleg	Luchtkwaliteit, geluidhinder, trillingen en verkeer	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
TECHNISCHE UITVOERBAARHEID					
Uitvoerbaarheid					
Technische haalbaarheid	Mate van technische maakbaarheid	Geen grote issues. Door eerst damwand aan te brengen is waterveiligheid in uitvoering altijd geborgd	Geen grote issues. Door eerst damwand aan te brengen is waterveiligheid in uitvoering altijd geborgd	Complexe constructie waarbij betonnen waterkerende bak aantoonbaar waterdicht verbonden moet worden aan de waterkering	Damwand is waterkerende constructie. Deze kan functioneel gescheiden van de constructie van het terras worden gemaakt. Er is wel een trap nodig over de damwand heen om het hogere terrasniveau aan de rivierzijde te ontsluiten
Kabels en leidingen	Beïnvloeding kabels en leidingen	Geen significante beïnvloeding van kabels en leidingen	Geen significante beïnvloeding van kabels en leidingen	Geen significante beïnvloeding van kabels en leidingen	Geen significante beïnvloeding van kabels en leidingen
Duurzaamheid					
Toekomstvastheid en flexibiliteit	Mate van uitbreidbaarheid en aanpasbaarheid	Uitbreidbaar door verhogen muurtje op damwand	Uitbreidbaar door verhogen muurtje op damwand	Uitbreidbaar door verhogen muurtje op betonnen bak	Uitbreidbaar door de trap te verhogen
Duurzaamheid	CO2-emmissie tijdens de realisatie (ton) en energietransitie	Minste constructies, dus gunstigste qua emissies	Minste constructies, dus gunstigste qua emissies	Meer constructies leidt tot hogere emissies	Meer constructies leidt tot hogere emissies
Planning					
Planning	Haalbaarheid opleverdatum	Niet onderscheidend, deze maatwerklocatie is slechts een klein onderdeel van het totale werk en ligt niet op kritieke pad	Niet onderscheidend, deze maatwerklocatie is slechts een klein onderdeel van het totale werk en ligt niet op kritieke pad	Niet onderscheidend, deze maatwerklocatie is slechts een klein onderdeel van het totale werk en ligt niet op kritieke pad	Niet onderscheidend, deze maatwerklocatie is slechts een klein onderdeel van het totale werk en ligt niet op kritieke pad
Beheer en onderhoud					

Thema	Criterium	Variant A damwand tpv huidige contouren terras	Variant B damwand tpv huidige terras in een rechte lijn	Variant C zwevende betonnen bak.	Variant D terras ophogen op palen.
Onderhoud, beheer en inspectie bij normale omstandigheden	Praktische uitvoerbaarheid	Alleen de damwand hoeft als onderdeel van de waterkering onderhouden te worden	Alleen de damwand hoeft als onderdeel van de waterkering onderhouden te worden	Naast de damwand moeten ook de overige waterkerende constructies (onderdeel van terras) onderhouden worden	Ter plaatse van de trap over de damwand heen is het onderhoud wat lastiger uitvoerbaar
Operationeel beheer bij hoogwater	Praktische uitvoerbaarheid	Damwand kan zowel vanaf water als vanaf landzijde geïnspecteerd worden	Damwand kan zowel vanaf water als vanaf landzijde geïnspecteerd worden	Waterdichtheid betonnen waterkerend bak lastig te inspecteren bij hoogwater	Ter plaatse van de trap over de damwand heen is de inspectie bij hoogwater wat lastiger uitvoerbaar
Kosten					
	Investeringskosten	Door grondaanvulling achter damwand zijn minder constructies nodig. Relatief eenvoudige oplossing	Door grondaanvulling achter damwand zijn minder constructies nodig. Relatief eenvoudige oplossing	Naast een damwandconstructie is hier ook een waterkerende betonnen bak nodig die sterk kostenverhogend is	Naast een damwandconstructie is hier ook een nieuw dek, nieuwe palen en een trap nodig
	Beheer- en onderhoudskosten	Alleen de damwand hoeft als onderdeel van de waterkering onderhouden te worden	Alleen de damwand hoeft als onderdeel van de waterkering onderhouden te worden	Naast de damwand moeten ook de overige waterkerende constructies onderhouden worden	Naast de damwand moeten ook de overige waterkerende constructies onderhouden worden
PLANOLOGISCH-JURIDISCH					
Planologie	Impact op bestaande planologische sporen	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.	Niet onderscheidend.
Juridisch	Juridische haalbaarheid/risico's	Voldoet niet aan redeneerlijn buitendijks versterken van HWBP. Alleen (mogelijk) juridisch haalbaar als elders compensatie voor rivierkundige effecten wordt gevonden. Gezien de rivierkundig zeer gevoelige locatie van deze ingreep, wordt dit als een groot risico beoordeeld	Voldoet niet aan redeneerlijn buitendijks versterken van HWBP. Alleen (mogelijk) juridisch haalbaar als elders compensatie voor rivierkundige effecten wordt gevonden. Gezien de rivierkundig zeer gevoelige locatie van deze ingreep, wordt dit als een groot risico beoordeeld	Geen grote issues. (potentieel klein rivierkundig effect kan ter plaatse gecompenseerd worden)	Geen grote issues

ADVIES/CONCLUSIE

Variant A en B scoren op de meeste aspecten het gunstigste. Deze zijn tegen de laagste kosten te realiseren (sober en doelmatig) en zijn qua beheer, maakbaarheid en duurzaamheid/toekomstvastheid ook de beste. Ze scoren echter het minst gunstig op landschap en rivierkundige effecten. Qua landschappelijk inpassing wordt gestreefd om waar dit kan de (bestaande) functionaliteit en ruimtelijke kwaliteit zoveel mogelijk te behouden of zelfs te versterken. De toepassing van damwanden 'wringt' met deze wens en van een behoud of versterking van de ruimtelijke kwaliteit is geen sprake. Daarnaast scoren variant A en B beiden zeer negatief op rivierkundige effecten, omdat een deel van het rivierbed wordt ingenomen dat niet ter plaatse gecompenseerd kan worden. De vergunbaarheid is hiermee een zeer groot risico voor deze varianten.

Varianten C en D zijn beiden weliswaar wat complexer in uitvoering en beheer en onderhoud, waardoor de investeringskosten en beheer- en onderhoudskosten hoger zullen zijn. Deze beide varianten, sluiten echter wel het beste aan op het streven waar dit kan de bestaande functionaliteit en ruimtelijke kwaliteit zoveel mogelijk te behouden. Dit betreft met name ook het behoud van de uitstraling van het 'zwevend' terras.

ADVIES/CONCLUSIE
Bovenstaande reden leiden ertoe dat de varianten C en D de voorkeur hebben boven de varianten A en B. Van de beide varianten C en D heeft variant D de voorkeur. Dit komt omdat er in deze variant minder bezwaren zijn vanuit de beheerorganisatie van WL, omdat de waterkering beter functioneel gescheiden blijft van het terras. Dit maakt onderhoud en inspectie wat gemakkelijker ten opzichte van variant C en ook de kosten van variant D zijn naar verwachting wat lager dan variant C, omdat de constructie minder complex is. Op 26 maart 2024 heeft overleg tussen WL en RWS plaatsgevonden. Hierbij zijn ook de varianten voor maatwerklocatie 't Veerhuis besproken. RWS geeft, zoals verwacht, aan dat varianten A en B niet voldoen aan de redeneerlijn buitendijks versterken van het HWBP en daardoor niet (zomaar) vergunbaar zijn. Variant C en D zijn in principe wel vergunbaar, als deze voldoen aan de rivierkundige randvoorwaarden uit de BGR en redeneerlijn buitendijks versterken. Er is met RWS nog niet in detail ingegaan op het ontwerp van variant C waarbij de onderkant van het betonnen dek – net als in de huidige situatie - mogelijk enige opstuwing tot gevolg kan hebben. Dit is naar verwachting wel oplosbaar, eventueel met een kleine compensatie ter plaatse van het Veerhuis door een stukje talud te vergraven. Advies is om te kiezen voor variant D en met de eigenaar van het Veerhuis en de beheerorganisatie van WL in gesprek te gaan over de nadere invulling van variant D.