



PO Box 5094
2600 GB Delft
The Netherlands
Elektronicaweg 2
2628 XG Delft
T +31 88 99 04 500

EINDRAPPORT VERBETERINGSOPGAVE

Verkenningfase - Standhazensedijk



Ref.:NL202025707-R22-091
Versie: C 0.8
23 juni 2022

Waterschap Brabantse Delta

Contactpersoon Chiel Lauwerijssen

Adres Bouvignelaan 5
4836 AA Breda

RPS advies- en ingenieursbureau bv

Auteurs Niels Overbosch
Daniel Kentrop
Yoeri Jongerius

Integraal Ontwerpleider Renate van Bemmelen
Roelant van Dam (C 0.6),
Jan Willem Baaijens, Rik
Hobbelen, Jeroen van
Mechelen (C 0.8)

Gecontroleerd door

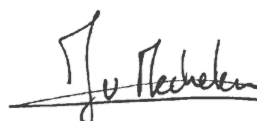
Projectreferentie NL202025707-R22-091
Versie C 0.8

Handtekening



Integraal Ontwerpleider
Renate van Bemmelen

Handtekening



Specialist waterkeringen
Jeroen van Mechelen

Versie	Omschrijving	Datum
C 0.6	60 % versie – Behorend bij nota Kansrijke Alternatieven	13-04-2022
C 0.8	80 % versie – Gehanteerd bij afweging van Kansrijke Alternatieven tot VKA	23-06-2022

Dit rapport is vertrouwelijk. Geen enkel deel van dit rapport mag aan derden openbaar worden gemaakt zonder schriftelijke toestemming van RPS advies- en ingenieursbureau bv of van de opdrachtgever. Alleen aan het originele complete rapport kunnen rechten worden ontleend. Dit rapport mag UITSLUITEND in zijn geheel worden gereproduceerd.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	4
1.1	Aanleiding en achtergrond	4
1.2	Doelstelling en leeswijzer	4
1.3	Relatie met andere documenten	4
1.4	Projectgebied	4
1.5	Faalmechanisme piping	5
1.6	Afkortingen	5
2	UITGANGSPUNTEN	7
2.1	Veiligheidsfilosofie	7
2.2	Hydraulische randvoorwaarden	8
2.3	Dijkopbouw	9
2.4	Bodemopbouw	9
2.5	Geometrie.....	10
2.6	Geohydrologie	13
2.7	Geotechnische parameters	14
3	VEILIGHEIDSOPGAVE	17
3.1	WBI beoordeling.....	17
3.2	Piping	18
3.3	Macrostabieliteit binnenwaarts	19
3.4	Hoogte.....	20
3.5	Grasbekleding binnentalud	21
3.6	Zettingsvloeiing & Voorland afschuiving	23
3.7	Overige mechanismen	25
3.8	Samenvatting opgave.....	25
4	PROGRAMMA VAN EISEN	26
4.1	Waterveiligheid.....	26
4.2	KES	26
5	UITWERKING VERBETERINGSOPGAVE	27
5.1	Beheeropgaven	27
5.2	Innovatie	27
5.3	Uitwerking van kansrijke alternatieven	27
5.4	Voorkeursalternatief	33
6	REFERENTIES	34

1 INLEIDING

1.1 Aanleiding en achtergrond

Waterschap Brabantse Delta is verantwoordelijk voor de veiligheid, het onderhoud en het beheer van de primaire waterkeringen in zijn gebied. In de Waterwet zijn de normen van de primaire waterkeringen opgenomen. De waterkeringen worden beoordeeld aan de hand van het Wettelijk Beoordelings-instrumentarium 2017 (WBI2017). De Standhazensedijk (onderdeel van dijktraject 34-1) voldoet ruim niet aan de norm. De status van de Standhazensedijk is dermate slecht dat op korte termijn een dijkversterking nodig is.

1.2 Doelstelling en leeswijzer

Voorliggend rapport betreft de ontwerprapportage van de verkenningsfase van de Standhazensedijk (STAHA). De doelstellingen zijn als volgt geformuleerd:

- Het vastleggen en rapporteren van keuzes t.a.v. technische uitgangspunten (hoofdstuk 2).
- Het bepalen van de veiligheidsopgave (hoofdstuk 3).
- Het beschrijven van de eisen die gesteld worden aan het ontwerp van de verbeteringsopgave (hoofdstuk 4).
- Het uitwerken van de kansrijke alternatieven en het VKA en het samenvatten van de verbeteringsopgave (hoofdstuk 5).

1.3 Relatie met andere documenten

Voorliggend document is opgesteld binnen de verkenningsfase van de dijkversterking Standhazensedijk. In dit rapport zijn de technische uitgangspunten en analyses, benodigd voor de verkenningsfase, opgenomen. De beschrijving van het trechteringsproces om van bouwstenen tot kansrijke alternatieven (zeef 0 & zeef 1) te komen, is opgenomen in de nota KA [Ref. 29]. Voor de afweging van de verschillende kansrijke alternatieven (zeef 2) en de vaststelling van het VKA wordt verwezen naar de rapportage VKA [Ref. 30].

1.4 Projectgebied

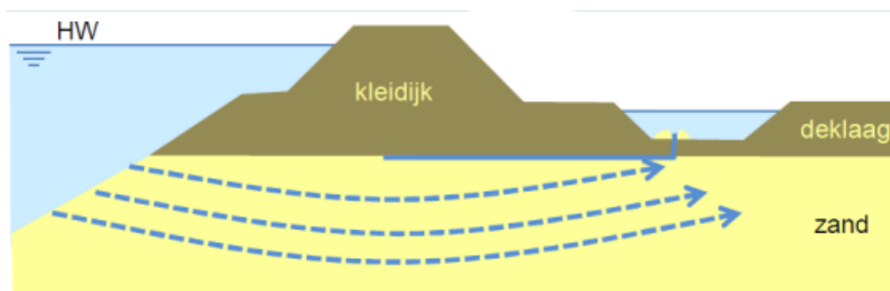
De Standhazensedijk te Drimmelen ligt in normtraject 34-1. Dit dijktraject loopt van de Moerdijkbruggen bij de A16 tot aan Oosterhout en keert buitenwater van de Amer, de Amertak en het Wilhelminakanaal. De Standhazensedijk is de zwakste dijkstrekking van dit dijktraject, met een lengte van 730 m. De dijkstrekking loopt van kilometer 13,75 tot kilometer 14,48. De kruin van de dijk ligt op circa NAP +4,50 m. De Standhazensedijk is een schaaldijk met een grasbekleding zonder steenbekleding aan de buitenzijde. De dijk ligt in landelijk gebied en over de kruin van de dijk loopt een fietspad. In het voorland ligt een plas die jaarrond fungeert als aanvaarroute voor een lokale onderhouder van jachten, en waar 's zomers gerecreëerd wordt.



figuur 1.1: projectgebied Standhazensedijk tussen Drimmelen en de Amertak, inclusief dijkpalen

1.5 Faalmechanisme piping

In de uitgevoerde beoordeling is de Standhazensedijk afgekeurd op het faalmechanisme piping. Piping kan optreden wanneer een ondoorlatende deklaag bovenop een watervoerende zandlaag is gelegen. Hiervoor zal ook de deklaag moeten opbarsten en verticaal zandtransport (heave) door de deklaag heen moeten plaatsvinden. Vervolgens kan door grondwaterstroming langs het grensvlak van het zandpakket met het slecht doorlatend materiaal meevoering van zandkorrels plaatsvinden. Hierdoor kan terugschrijdende erosie (piping) ontstaan vanaf het uittredepunt tot het intredepunt. Als de pipe het intredepunt bij het buitenwater bereikt ontstaat hydraulische kortsluiting waardoor steeds meer zand wordt meegevoerd. Uiteindelijk kan de dijk inzakken en bezwijken.



figuur 1.2: visualisatie piping faalmechanisme

1.6 Afkortingen

In tabel 1.1 zijn de gehanteerde afkortingen in voorliggend document toegelicht.

tabel 1.1: Toelichting afkortingen

Afkorting	Betekenis
VKA	Voorkeursalternatief
KA	Kansrijke Alternatieven
PU-fase	Planuitwerkingsfase
WBI-2017	Wettelijk beoordelingsinstrumentarium 2017

GEA	Dijkversterking Geertruidenberg - Amertak
STAHA	Dijkversterking Standhazensedijk
FV	Faalkans Verwaarloosbaar
VB	Verder beoordelen
VZG	Verticaal Zanddicht Geotextiel
GZB	Grof Zand Barrière
Faalmechanismen	
GEKB	Hoogte – Grasbekleding Erosie Kruin en Binnentalud
STBI	Macrostabieliteit Binnenwaarts
STBU	Macrostabieliteit Buitenwaarts
STMI	Microstabieliteit
GEBU	Grasbekleding Erosie Buitentalud
GABU	Grasbekleding Afschuiven Buitentalud
GABI	Grasbekleding Afschuiven Binnentalud
VLZV	Voorland Zettingsvloeiing
VLAF	Voorland Afschuiving

2 UITGANGSPUNTEN

2.1 Veiligheidsfilosofie

In de waterwet zijn twee normen gedefinieerd per normtraject: een 'signaleringswaarde' en een 'ondergrenswaarde'. De ondergrens is de maximaal toelaatbare overstromingskans van een traject. De signaleringswaarde dient als een waarschuwing voor de keringbeheerder om voorbereidingen te treffen voor een dijkversterking. De verschillende normen voor de Standhazensedijk (onderdeel van normtraject 34-1) zijn weergegeven in tabel 2.1.

tabel 2.1: de overstromingskansnormen conform de Waterwet voor normtraject 34-1 en de Standhazensedijk

Norm [-]	Kans [per jaar]
Signaleringswaarde	1/1.000
Ondergrenswaarde	1/300

Voor de verbeteringsopgave geldt dat de Standhazensedijk bij zichtjaar 2075 dient te voldoen aan de norm bij ondergrens (1/300 per jaar). Hiervoor wordt de standaard faalkansruimteverdeling en het lengte-effect gehanteerd zoals vastgelegd in de Ministeriele regeling [Ref. 1]. Voor het ontwerp van constructies wordt vooralsnog het zichtjaar 2125 bij een levensduur van 100 jaar gehanteerd als ontwerputgangspunt.

2.1.1 Piping

De ondergrenswaarde is samen met de faalkansruimte voor piping ($\omega=0,24$) en het lengte-effect ($N_{dsn}=33,5$) gebruikt voor de bepaling van de doorsnede-eis. Deze doorsnede-eis is vervolgens omgerekend naar minimale benodigde veiligheidsfactoren voor het faalmechanisme piping. Doordat verschillende fysische fenomenen ten grondslag liggen aan elk van de drie deelmechanismen van piping, geldt dat per deelmechanisme een aparte veiligheidsfactor is berekend. De vereiste minimale veiligheidsfactoren bij de ondergrenswaarde zijn opgenomen in tabel 2.2. In de tabel zijn tevens de vereiste minimale veiligheidsfactoren opgenomen waarbij rekening is gehouden met een schematiseringsfactor van 1,20. Voor piping (opbarsten, heave & terugschrijdende erosie) berekeningen is een schematiseringsfactor van 1,20 aangehouden, tenzij anders is aangehouden. Dit betreft een gebruikelijke waarde voor piping analyses in de verkenningsfase.

tabel 2.2: toetscategorieën en bijbehorende minimale veiligheidsfactoren per deelmechanisme van piping

Situatie [-]	Minimale veiligheidsfactor bij		
	Opbarsten [-]	Heave [-]	Terugschrijdende erosie [-]
Ondergrens	1,498	1,155	1,458
Ondergrens (incl. schematiseringsfactor 1,2)	1,798	1,386	1,750

2.1.2 Hoogte

Voor de analyses van de benodigde dijkhoogte is de doorsnede-eis bepaald voor het spoor GEKB. De ondergrenswaarde van de norm is gezamenlijk met de faalkansruimte voor GEKB ($\omega=0,24$) en het lengte-effect ($N_{dsn}=2$) vertaald naar de doorsnede eis:

$$P_{eis,dsn} = \frac{1}{2500}$$

2.1.3 Zettingsvloeiing

Bij aanwezigheid van een voldoende lang voorland leidt zettingsvloeiing niet direct tot een overstroming. Het faalmechanisme wordt daarom conform het WBI beoordeeld als een indirect faalmechanisme waarvoor geen faalkansruimte is gereserveerd. In dit geval is echter sprake van een zeer beperkt voorland waardoor het optreden van zettingsvloeiing direct tot een overstroming kan leiden. Beoordeling als indirect mechanisme is dus niet mogelijk. Hiermee wordt niet voldaan aan toepassingsvoorwaarde G.1a voor de gedetailleerde toets op zettingsvloeiing conform Bijlage III van de Ministeriele Regeling [Ref. 1].

Conform de nuancering Ad. 1 op de toepassingseis in bijlage C van schematiseringshandleiding zettingsvloeiing [Ref. 26] kan als alternatief toch gebruik worden gemaakt van de gedetailleerde toets, waarbij de kans van optreden van zettingsvloeiing getoetst dient te worden aan 1% van de norm. Wanneer aan deze norm voldaan wordt, mag de faalkansbijdrage van zettingsvloeiing verwaarloosd worden. De benodigde faalkanseis bedraagt hiermee:

$$P_{eis} = \frac{1}{300} \cdot 1\% = \frac{1}{30.000} = 3,33E - 5$$

2.2 Hydraulische randvoorwaarden

2.2.1 Normwaterstand

Voor het leggerontwerp zijn in 2021 hydraulische randvoorwaarden berekend voor de zichtjaren 2050 en 2100 [Ref. 3]. De berekeningen zijn uitgevoerd met RisKeer v. 19.1.1.2 en met de hydraulische database 'WBI2017_Benedenrijn_34-1_v04_reparatie_01.sqlite'. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Er is gerekend met de ondergrenswaarde van de norm (1/300 per jaar voor traject 34-1).
- Klimaatscenario W+.
- De berekeningen zijn uitgevoerd voor de zichtjaren 2050 en 2100.
- De waterstand voor zichtjaar 2075 is bepaald door middel van interpolatie.
- De waterstand voor zichtjaar 2125 is bepaald middels extrapolatie.
- Het gehanteerde uitvoerpunt betreft '034-01_0100_9_AM_km0252'.

De berekende normwaterstanden zijn opgenomen in tabel 2.3.

tabel 2.3: normwaterstand bij de ondergrenswaarde van de norm voor verschillende zichtjaren [Ref. 3]

Zichtjaar [-]	Buitenwaterstand [m NAP]
2050	+3,23
2075	+3,41
2100	+3,58
2125	+3,75

2.2.2 Laagwaterstand

De laag laagwaterstand is NAP -0,23 m en heeft een overschrijdingsfrequentie van 1/10 per jaar. Deze waterstand is gebruikt voor de beoordeling van zettingsvloeiing en is afkomstig uit het beoordelingslogboek [Ref. 28]. Er is geen rekening gehouden met een stijging van de laagwaterstand in de toekomst, omdat een lage waterstand conservatief is. De huidige situatie is het meest ongunstig.

2.2.3 Polderpeil

De polderpeilen van de teensloot achter de Standhazensedijk zijn opgenomen in tabel 2.4. Voor de piping analyses is gebruik gemaakt van het winterpolderpeil. Vanuit de beheerorganisatie is bekend dat een marge van 10 cm als toelaatbare fluctuatie rondom het polderpeil wordt beschouwd.

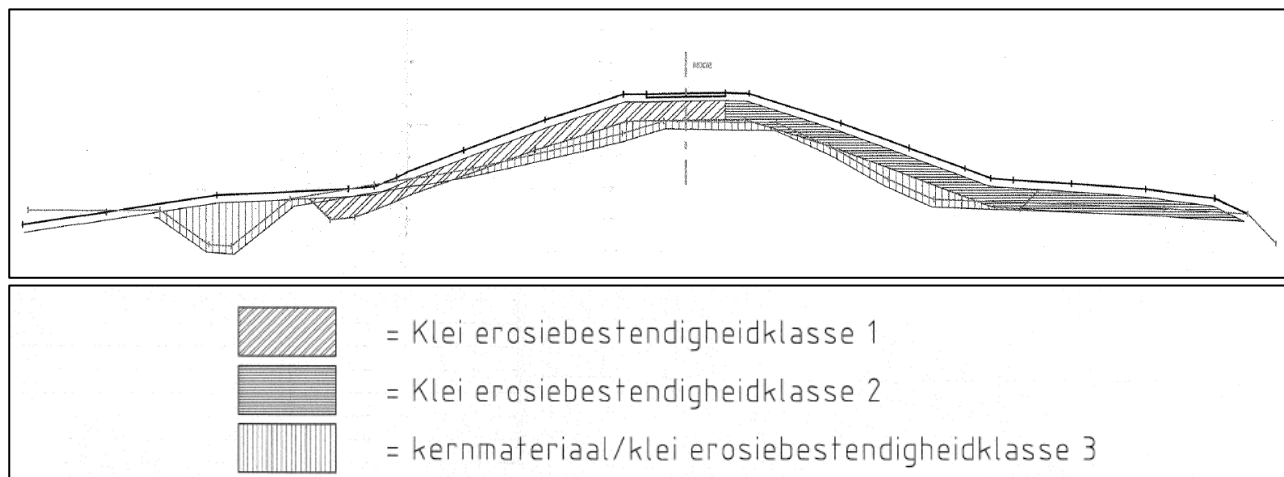
tabel 2.4: polderpeilen in peilgebied direct achter de Standhazensedijk

Polderpeil [-]	Waterstand [m NAP]
winterpeil	-1,50
zomerpeil	-1,00

In dit rapport is, tenzij anders aangegeven, gerekend met een polderpeil gelijk aan NAP -1,43 m. Dit polderpeil ligt 7 cm boven het winterpolderpeil en valt hiermee geheel binnen de beheermarge. Daarnaast wordt met dit polderpeil aangesloten bij de eerdere uitgevoerde analyses zoals uitgewerkt in [Ref. 6]. Door de grondwaterstroming naar de teensloot tijdens een hoogwater-situatie betreft dit zowel een realistisch als een voldoende veilig uitgangspunt.

2.3 Dijkopbouw

Tussen kilometrerings 13,75 en 14,48 is de Standhazensedijk een kleidijk op zand. De Standhazensedijk is rond 2004 voor het laatst versterkt. Een representatieve doorsnede van deze dijkversterking is in figuur 2.1 getoond. De dijk varieert nauwelijks in het geometrisch profiel. Bij de versterking is de dijk tussen voorgenoemde kilometrerings met klei opgehoogd. Ook zijn daarbij zowel het binnen- als het buitentalud met klei verflauwd naar een helling van 1:3 [Ref. 9]. Daarnaast is een pipingberm gerealiseerd van circa 8 m tussen de binnenteen en de teensloot. Opgemerkt wordt dat bij deze dijkversterking tevens de buitendijkse teensloot is gedempt. Later is direct naast deze teensloot aan de buitenwaartse zijde de huidige zwemplas gegraven.



figuur 2.1: representatieve doorsnede van de dijkversterking van de Standhazensedijk rond 2000 [Ref. 10]

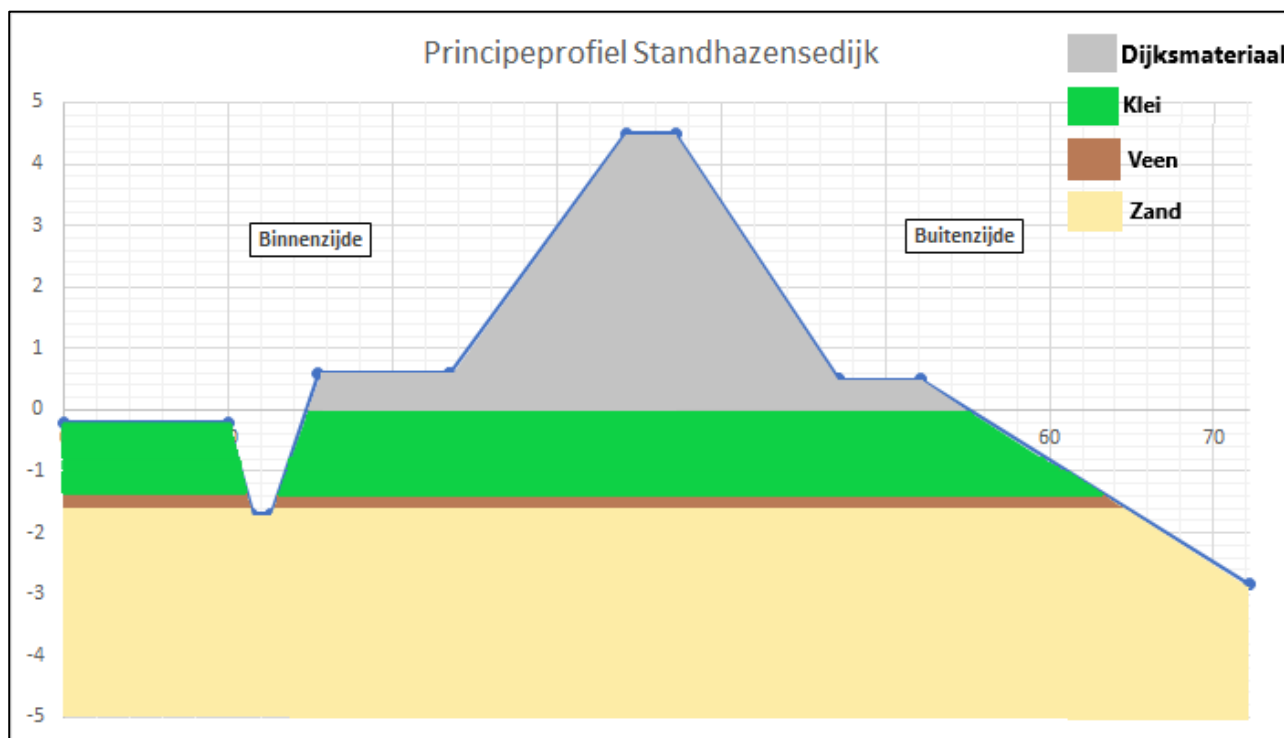
2.4 Bodemopbouw

Langs de Standhazensedijk zijn in het verleden door de partijen Fugro (2017) [Ref. 11], Wiertsema & Partners (2020) [Ref. 12], Inpijn-Blokpoel (2021) [Ref. 5] en TAUW (2021) [Ref. 7] grondonderzoeken uitgevoerd. Deze grondonderzoeken betreffen sonderingen, HPT sonderingen, machinale boringen en handboringen.

Op basis van voorgenoemde grondonderzoeken is gebleken dat de bodemopbouw langs de Standhazensedijk tussen kilometrerig 13,75 en 14,48 betrekkelijk uniform is. De bodemopbouw bestaat globaal uit een deklaag met daaronder het watervoerende zandpakket zoals in figuur 2.2 is weergegeven. De deklaag bestaat uit een siltige/zandige kleilaag met daaronder een veenlaag. De gemeten diktes van de verschillende grondlagen zijn opgenomen in tabel 2.5. De onderkant van de deklaag verloopt van ca. NAP -1,00 m à NAP -1,50 m aan de binnenzijde tot ca. NAP -1,50 m à NAP -1,75 m aan de buitenzijde.

tabel 2.5: gemeten grondlaagdiktes

Grondlaag [-]	Gemeten bandbreedte in de laagdikte bij		
	Binnenzijde [m]	Kruin [m]	Buitenzijde [m]
Klei dijksmateriaal	-	ca. 5,3 à 5,8	-
Siltige/zandige klei	ca. 1,5 à 2,0	-	ca. 1,75 à 2,0
Veen	ca. 0,25 à 0,5	ca. 0,2 à 0,4	ca. 0,60
Watervoerend zandpakket	ca. 19 à 22,5	minstens 9	minstens 11



figuur 2.2: globale bodemopbouw ter plaatse van de Standhazensedijk

2.5 Geometrie

2.5.1 Dijkprofiel

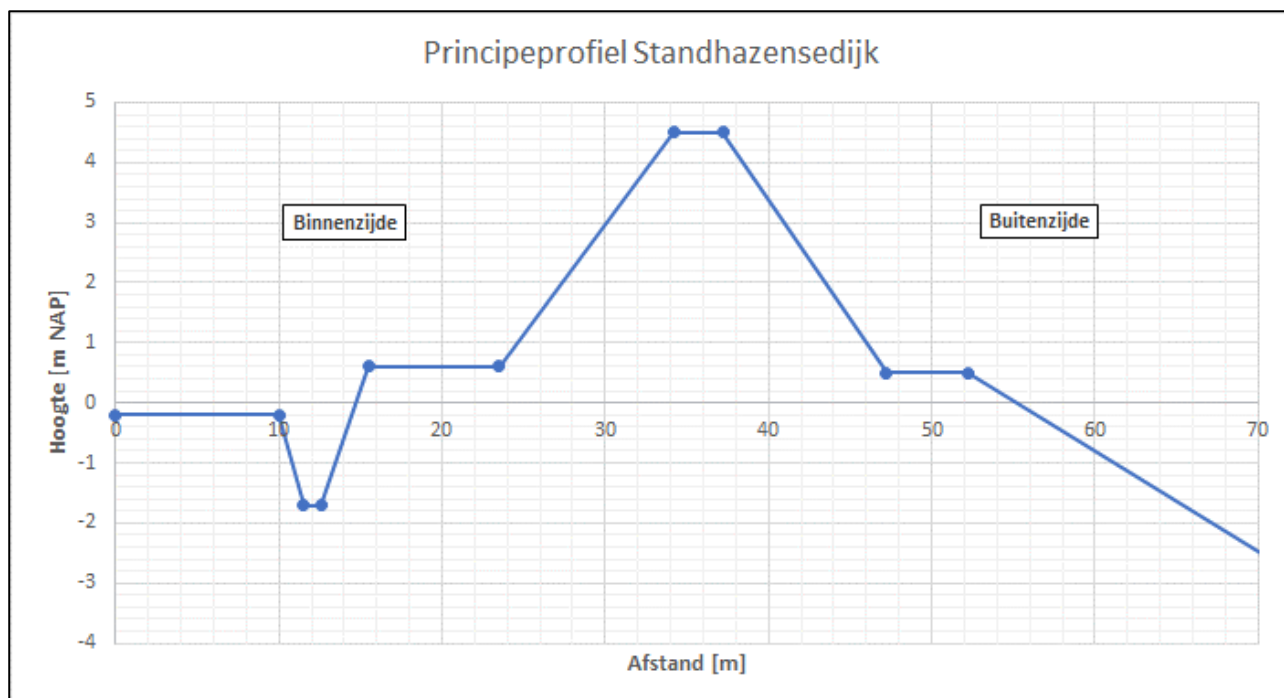
De Standhazensedijk is in 2017 en in 2021 ingemeten door respectievelijk Fugro en AGEL adviseurs (huidig: STANTEC) [Ref. 11] [Ref. 20]. Op basis van deze inmetingen zijn de hoogtes en hellingen langs het dijkprofiel vastgesteld. De dijk- en de slootgeometrie is opgenomen in respectievelijk tabel 2.6 en tabel 2.7. Een schets van het principeprofiel van de Standhazensedijk is opgenomen in figuur 2.3. Door de beperkte variatie in de dijkgeometrie is dit profiel representatief voor het gehele traject van de Standhazensedijk.

tabel 2.6: dijkgeometrie

Binnen- talud [-]	Helling		Buiten- berm [m]	Lengte			Hoogte	
	Buiten- talud [-]	Vooroever [-]		Kruin [m]	Binnen- berm [m]	Buiten- berm [m NAP]	Kruin [m NAP]	Binnen- berm [m NAP]
1:2,75	1:2,5	1:6	5,0	3,0	8,0	+0,50	+4,50	+0,60

tabel 2.7: geometrie van de teensloot

Helling talud		Bodembreedte [m]	Hoogte	
Dijkzijde [-]	Landzijde [-]		Bodemdpte [m NAP]	Maaveld landzijde [m NAP]
1:1,25	1:1	1,10	-1,70	-0,20



figuur 2.3: principeprofiel van de Standhazensedijk

2.5.2 Intredepunt

Uit tekeningen van de dijkverbetering van de Standhazensedijk uit 2000 is gebleken dat vanaf de vooroever een 7 m lange en 1 m dikke kleilaag aangebracht zou moeten zijn op het onderwatertalud [Ref. 6]. Om de aanwezigheid van de kleilaag vast te stellen, zijn door TAUW 30 waterbodemsteken tot 50 cm onder de waterbodem uitgevoerd [Ref. 7]. In figuur 2.4 zijn de locaties van de uitgevoerde waterbodemsteken waarbij klei is aangetroffen weergegeven. Uit de waterbodemsteken is gebleken dat een kleilaag aanwezig is tot op ca. 27 à 35 m van de kruinlijn (ca. 4 à 12 m van de oeverlijn).

Conform de Schematiseringshandleiding piping mag de kleilaag op het onderwatertalud worden meegerekend zolang kan worden aangetoond dat de lek lengte van de kleilaag minstens 2 keer groter is dan de lengte van voorland/vooroever. Voor de berekening van de lek lengte is vergelijking **Fout!**

Verwijzingsbron niet gevonden. beschouwd.

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{k \cdot D \cdot d_1}{k_{v1}}} \quad (1)$$

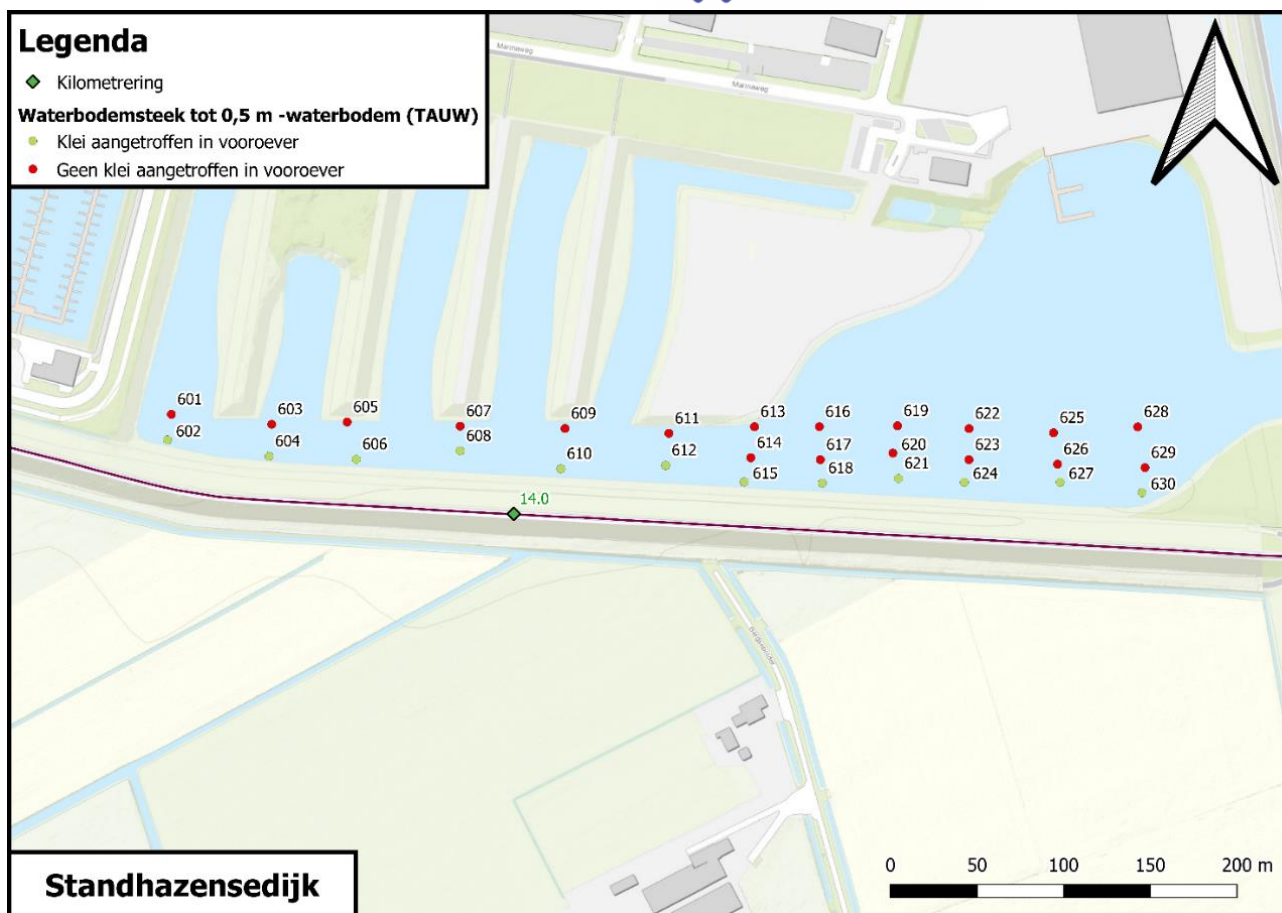
waarbij:

λ_1	-	Leklengte van het voorland	[m]
k	-	Horizontale doorlatendheid van het zandpakket (aquifer)	[m/dag]
D	-	Dikte van het doorlatende zandpakket (aquifer)	[m]
d_1	-	Dikte van de deklaag	[m]
k_{v1}	-	Verticale doorlatendheid van de deklaag (aquitard)	[m/dag]

Voor de berekening van de leklengte zijn de volgende waarden van de parameters toegepast:

- $k = 25 \text{ m/dag}$ (zie paragraaf 2.7.1)
- $D = 20 \text{ m}$ (ingeschat o.b.v. de HPT-sonderingen van Inpijn-Blokpoel [Ref. 5])
- $d_1 = 0,50 \text{ m}$ (aangenomen o.b.v. waterbodemsteken. 1 m is niet geverifieerd, 50 cm wel)
- $k_{v1} = 0,05 \text{ m/dag}$ (overgenomen uit STPH logboek voor traject 34-1 [Ref. 8])

Uit de berekening met voorgenoemde waarden volgt een leklengte van ca. 71 m. Het onderwatertalud heeft een kleideklaag van minstens 0,50 m dik met een aangetroffen breedte van maximaal 12 m. De leklengte is hierom ca. 6 keer groter dan de vooroeverlengte, waardoor de gehele lengte van de vooroever meegenomen mag worden in de kwelweglengte. Doordat de kleideklaag echter op een aantal plekken tot slechts 4 m van de oever is aangetroffen, is het conservatieve uitgangspunt gehanteerd dat het intredepunt hier is gelegen. Dit vertaalt zich naar een afstand van 27 m uit de kruinlijn.



figuur 2.4: locatie van de uitgevoerde waterbodemsteken en de aanwezigheid van een kleilaag op het onderwatertalud

2.5.3 Uittredepunt & kwelweglengte

De aanwezige teensloot achter de dijk snijdt tot in de watervoerende zandlaag. Doordat er slib opbouwt in de teensloot is er echter wel sprake van opbarsten en een geconcentreerd uittredepunt. Onder dagelijkse omstandigheden zijn zandmeevoerende wellen waargenomen in de teensloot. Het uittredepunt is dus in de teensloot gelegen. Het uittredepunt ligt op een afstand van ca. 22 m van de kruinlijn. De minimale aanwezige kwelweglengte langs de Standhazensedijk betreft hiermee ca. 49 m.

2.5.4 Kruindaling

Uit de inmetingen die uitgevoerd zijn in 2021 volgt een huidige minimale kruinhoogte van NAP +4,49 m. De autonome bodemdaling is ingeschat op basis van de Bodemdalingskaart.nl [Ref. 14]. Hieruit volgt geen significante bodemdaling in het projectgebied, maar een maximale bodemdaling van circa 2 mm per jaar. Op basis hiervan is een autonome bodemdaling van 10 cm meegenomen voor de planperiode van 50 jaar. De te hanteren kruinhoogtes voor de dijkversterking zijn opgenomen in tabel 2.8.

tabel 2.8: vastgestelde kruinhoogtes voor verschillende zichtjaren

Zichtjaar [-]	Kruinhoogte [m NAP]
2050	+4,44
2075	+4,39
2100	+4,34

2.6 Geohydrologie

In de onderstaande paragrafen zijn de benodigde geohydrologische uitgangspunten beschreven. Voor een beschrijving van het geohydrologische systeem wordt verwezen naar de rapportage *Geohydrologische systeem Standhazensedijk* [Ref. 25].

2.6.1 Beschikbaar grondwateronderzoek

Langs de Standhazensedijk zijn 11 peilbuizen, 9 waterspanningsmeters en 2 waterstandsmeters geplaatst. De peilbuizen en waterspanningsmeters zijn in oktober 2020 geplaatst. De waterspanningsmeters zijn in augustus 2021 geplaatst. Sinds de plaatsing van de peilbuizen en de meters is continu gemonitord tot op het moment van schrijven.

2.6.2 Stijghoogte teensloot

De stijghoogte bij norm ter plaatse van de teensloot wordt bepaald op basis van de buitenwaterstand bij norm en de binnen- en buitenwaartse leklengtes. De buitenwaartse leklengte is reeds bepaald in paragraaf 2.5.2. De binnenwaartse leklengte bedraagt ca. 180 m en is berekend met vergelijking **Fout!**

Verwijzingsbron niet gevonden. en de volgende uitgangspunten:

- $k = 25 \text{ m/dag}$ (zie paragraaf 2.7.1)
- $D = 20 \text{ m}$ (ingeschat o.b.v. de HPT-sonderingen van Inpijn-Blokpoel [Ref. 5])
- $d_1 = 1,30 \text{ m}$ (deklaagdikte achterland overgenomen uit de STBI berekening voor de Standhazensedijk uit de beoordeling van dijktraject 34-1)
- $k_{v1} = 0,02 \text{ m/dag}$ (gewogen gemiddelde bepaald voor het aanwezige veen en klei met uitgangspunten uit het STPH logboek voor traject 34-1 [Ref. 8])

Met de buitenwaterstand bij norm voor zichtjaren 2075 en 2125 (zie paragraaf 2.2) is de stijghoogte bij de teensloot berekend conform de TRWD. Hierbij is gebruik gemaakt van de WaternetCreator in de STBI D-Stability berekening van normtraject 34-1, waarbij de stijghoogtelijn opnieuw is geschematiseerd met de in dit rapport opgenomen leklengtes en buitenwaterstanden. Ter plaatse van de teensloot is een stijghoogte van NAP +2,40 m en NAP +2,65 m voor respectievelijk zichtjaar 2075 en 2125 berekend. Deze stijghoogtes zijn niet gecorrigeerd voor de grenspotential omdat deze stijghoogtes zijn gebruikt voor de berekening van de veiligheid tegen opbarsten en heave (en met name de situatie bij een gedempte teensloot).

2.7 Geotechnische parameters

2.7.1 Doorlatendheid

Langs de Standhazensedijk zijn in 2021 door Inpijn-Blokpoel een tweetal HPT-sonderingen uitgevoerd tot een diepte van 25 m-mv. Daarbij is per HPT-sondering op een drietal dieptes de absolute doorlatendheid gemeten met slugtests (rising head proef) [Ref. 5].

Bij de slugtests zijn doorlatendheden tussen ca. 3 en 32 m/dag gemeten. Bij vergelijking van de meting van de individuele slugtests per zandformatie met de HPT-sondering en het REGIS II model blijkt het volgende:

- De meting van de absolute doorlatendheid van ca. 3 m/dag van de formatie van Boxtel (ca. NAP -1,0 m tot ca. NAP -2,6 m) is lager uitgevallen dan verwacht, naar verwachting doordat het filter van de peilbuis waarin de slugtest is uitgevoerd te diep is weggezet. Als het filter ca. 0,50 m ondieper was geplaatst, dan was de doorlatendheid iets hoger uitgevallen wat strookt met de horizontale doorlatendheid van ca. 5 m/dag conform het REGIS II model.
- De 3 metingen van de absolute doorlatendheid van ca. 10 à 13 m/dag van de formatie van Kreftenheye (ca. NAP 2,6 m tot ca. NAP 11,7 m) wijken af van de horizontale doorlatendheid van ca. 40 m/dag conform het REGIS II model. Echter, binnen deze formatie zijn grote variaties in de relatieve

doorlatendheid gemeten, welke tot een factor 25 kunnen verschillen. De verwachting is dan ook dat de horizontale doorlatendheid van het REGIS II model een bovengrens van de doorlatendheid is. En dat de gemiddelde doorlatendheid circa 20 m/dag zal zijn, maar dat deze laag een sterke variatie kent.

- De 2 metingen van de absolute doorlatendheid van ca. 28 à 32 m/dag van de formatie van Sterksel (ca. NAP -11,7 m tot ca. NAP -34,5 m) liggen iets onder de horizontale doorlatendheid van ca. 40 m/dag conform het REGIS II model. Een gemiddelde doorlatendheid van 30 m/dag lijkt hier redelijk. Doordat binnen de formatie echter grote variatie in de relatieve doorlatendheid is gemeten, lijkt de horizontale doorlatendheid van het REGIS II model een bovengrens van de doorlatendheid.

De gemeten doorlatendheden liggen in de bandbreedte zoals eerder gehanteerd in het onderzoeksplan van Witteveen+Bos [Ref. 6]. Daarom is dit uitgangspunt overgenomen en aangehouden. Deze doorlatendheid is vastgesteld op basis van een geohydrologische analyse voor dijkversterkingsproject GEA [Ref. 13] en opgenomen in tabel 2.9.

tabel 2.9: gehanteerde doorlatendheid van het watervoerende zandpakket

Parameter	Eenheid	Gemiddelde waarde	Variatiecoëfficiënt	Karakteristieke waarde (lognormale verdeling)
k	[m/s]	0,000289	0,375	0,000491
	[m/d]	25,00	0,375	42,42

2.7.2 Korreldiameter d_{70}

Langs de Standhazensedijk zijn in 2021 door Inpijn-Blokpoel een tweetal machinale boringen uitgevoerd waarbij zowel geroerde als ongeroerde zandmonsters zijn genomen. Op deze zandmonsters zijn zeefproeven uitgevoerd [Ref. 5]. Uit de boorbeschrijving, het SOS en de resultaten van de zeefproeven lijkt het zand een rivierafzetting te betreffen. Tevens is uit de zeefproeven gebleken dat het zand direct onder de deklaag fijner is (grote fijne fractie, 150-200 μm) dan het zand op enkele meters dieper en daaronder (grote middelgrove fractie, 200-420 μm).

Van het zand direct onder de deklaag is slechts 1 monster beproefd, waarbij een zeefmaat d_{70} van ca. 250 μm is gemeten. Het eerstvolgende zandmonster is ca. 1,5 m dieper genomen, waarvan een d_{70} van ca. 220 μm is gemeten. Deze waarden liggen binnen de bandbreedte van 212 tot 259 μm zoals eerder gehanteerd in het onderzoeksplan van Witteveen+Bos [Ref. 6]. Daarom is het uitgangspunt van Witteveen+Bos overgenomen en aangehouden. De gehanteerde waarden voor de d_{70} zijn opgenomen in tabel 2.10.

tabel 2.10: gehanteerde d_{70}

Parameter	Eenheid	Gemiddelde waarde	Karakteristieke waarde (lognormale verdeling)
d_{70}	[μm]	232	204
	[mm]	0,232	0,204

2.7.3 Parameters zettingsvloeiing

Voor de beschouwing van zettingsvloeiing in de gedetailleerde toets zijn een aantal specifieke geotechnische parameters benodigd. De gehanteerde waardes zijn in deze paragraaf uiteengezet.

Equivalente oevermigratiesnelheid (V_{lokaal})

De equivalente oevermigratiesnelheid is een maat voor het eroderen van de oever. Ter plaatse van de recreatieplas zit een voormalige zandwinput tot een diepte van circa NAP -6,0 m. Daarnaast betreft het een

rps.nl

Ref.: NL202025707-R22-091 23 juni 2022

aantakking van de rivier de Amer waar geen sprake is van doorgaande stroming. Er zijn dus ook geen morfologische processen te verwachten, anders dan het aanzanden van de zandwinput. Gezien de geringe dynamiek van de locatie en de diepte van de bodem is aanzanding waarschijnlijker dan erosie, wat een gunstig effect heeft op de veiligheid. Daarom is de minimum waarde van 0,0001 m/jaar aangehouden die geldt als ondergrens in de gehanteerde rekensoftware D-Flow Slide.

State parameter (ψ_{5m})

De state parameter is een maat voor de pakking van zand en is benodigd voor de beoordeling van zettingsvloeiing. Hoe losser de pakking, hoe groter de kans op een vloeiing. De state parameter is bepaald op basis van een normale verdeling en een verwachtingswaarde van -0,03 en standaard afwijking van 0,04 voor holoceen zand (losser gepakt dan pleistoceen zand) gegeven in de rapportage *Geohydrologische systeem Standhazensedijk* [Ref. 27]. De 5% overschrijdingswaarde van de state parameter is gebruikt als rekenwaarde voor de gedetailleerde toets. De gehanteerde waarde is 0,036. In werkelijkheid bestaat de vloeiingsgevoelige laag ook uit dichter gepakt pleistoceen zand. De gehanteerde waarde is daarom conservatief.

Korrelgroottes

Voor de beoordeling van zettingsvloeiing zijn de korrelgroottes d_{15} en d_{50} gemiddeld over de vloeiingsgevoelige lagen benodigd. Op basis van 13 korrelverdelingen in de geotechnisch onderzoeken [Ref. 11] en [Ref. 12] is vastgesteld dat de d_{15} zich tussen de 120 en 150 μm bevindt en de d_{50} tussen de 170 en 215 μm met een uitschieter naar 390 μm . De beschouwde verdelingen zijn afkomstig van monster genomen van circa NAP -1,00 m tot NAP -5,50 m. Uit conservatisme zijn de gevonden ondergrenzen gehanteerd als laaggemiddelden, 120 en 170 μm voor de d_{15} en d_{50} respectievelijk.

Maat voor aanwezigheid van klei en/of veenlaagjes ($F_{\text{cohesive layers}}$)

Op basis van het aanwezige grondonderzoek is vastgesteld dat er vrijwel geen klei- en of veenlaagjes aanwezig zijn in de vloeiingsgevoelige laag. Daarom is conform de schematiseringshandleiding [Ref. 26] voor deze parameter een waarde van 1/3 gehanteerd.

Oppervlakteratio (c)

Deze parameter geeft de verhouding van het oppervlakte van de zandmoot na een vloeiing en de oppervlakte van dezelfde zandmoot voor de vloeiing. Deze parameter is benodigd voor een toetsing met D-Flow Slide. Een verwachtingswaarde van 1,4 met een standaardafwijking van 0,1 (normaal verdeeld) is gehanteerd op basis van tabel C.1 uit schematiseringshandleiding [Ref. 26].

3 VEILIGHEIDSOPGAVE

3.1 WBI beoordeling

In 2020 is het veiligheidsoordeel van normtraject 34-1 vastgesteld. Normtraject 34-1 loopt vanaf de Moerdijkbruggen bij de rijksweg A16 tot en met Oosterhout. Onderdeel van dit normtraject is de Standhazensedijk. In tabel 3.1 is het veiligheidsoordeel voor de Standhazensedijk overgenomen uit het veiligheidsoordeel van normtraject 34-1 [Ref. 17].

tabel 3.1: beoordelingsresultaten van de Standhazensedijk (onderdeel van het veiligheidsoordeel van normtraject 34-1)

Van	Tot	Lengte	Vakoordeel	STPH	GEKB	STBI	STBU	STMI	GEBU	GABU	VLGA	VLAF	VLZV
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
13,75	13,77	21	VI _v	VI _v	I _v	I _v	II _v	I _v	I _v	I _v			
13,76	13,97	204	VI _v	VI _v	I _v	I _v	II _v	I _v	I _v	I _v	FV	FV	FV
13,97	14,48	504	VI _v	VI _v	I _v	II _v	II _v	I _v	I _v	I _v			

Het veiligheidsoordeel voor de verschillende toetsporen is afkomstig uit:

- **STPH:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Gedetailleerde Toets. Bij de Standhazensedijk is geen voorland aanwezig (korte kwelweglengte) en bestaat de bodemopbouw uit een dunne deklaag op een watervoerend pakket (pipinggevoelig). De teensloot doorsnijdt de gehele deklaag. Daarnaast zijn zandmeevoerende wellen waargenomen in de teensloot, op basis waarvan gesteld is dat het veiligheidsoordeel stabiel is.
- **GEKB:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Gedetailleerde Toets. De kruinhoogte ligt voldoende hoog en is daarom goedgekeurd.
- **STBI:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Toets op Maat. Een stabiliteitsberekening is uitgevoerd met D-Stability. De dijk is goedgekeurd, omdat een voldoende hoge stabiliteitsfactor is berekend. Voor de dijk tussen kilometrerings 13.97 en 14.48 is na inspecties categorie II_v toegekend op basis van het beheerdersoordeel. Reden hiertoe is dat bij de inspectie scheuren in het binnentalud zijn waargenomen met een mogelijk negatief effect op de dijkstabiliteit. Hierdoor bleek het oordeel I_v (voldoet ruim aan de signaleringswaarde) niet langer met de daadwerkelijke situatie overeen te komen.
- **STBU:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Gedetailleerde Toets. Een stabiliteitsberekening is uitgevoerd met D-Geo Stability. De dijk is goedgekeurd, omdat een voldoende hoge stabiliteitsfactor is berekend.
- **STMI/GABI:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Eenvoudige Toets. De Standhazensedijk betreft een kleidijk, waardoor de faalkans op STMI verwaarloosbaar is. Daarom kon de dijk op basis van bijlage III uit de regeling veiligheid primaire waterkering worden goedgekeurd.
- **GEBU:**
 - Oordeel is vastgesteld binnen de Eenvoudige Toets. Ter plaatse van de Standhazensedijk is de golfhoogte bij norm kleiner dan 0,25 m berekend. Daarom kon de dijk op basis van bijlage III uit de regeling veiligheid primaire waterkering worden goedgekeurd.
- **GABU:**

- Oordeel is vastgesteld binnen de Toets op Maat. De Standhazensedijk is goedgekeurd op GABU, omdat de mogelijke kans op aanwezigheid van een zandscheg niet leidt tot het falen van de erosiebestendige kleikern. Ook is de golfbelasting beperkt, omdat de golfhoogte door de grote afstand van de rivier tot aan de dijk beperkt zullen zijn.

Voor alle dijkvakken binnen de Standhazensedijk is het vakoordeel categorie VI_v gegeven, omdat de dijkvakken op piping (STPH) zijn afgekeurd.

In de volgende paragrafen zijn (als onderdeel van de verkenningsfase) aanvullende analyses uitgevoerd om de veiligheidsopgave van de versterking definitief vast te stellen. In deze veiligheidsanalyse zijn onderstaande aspecten (ten opzichte van de beoordeling) meegenomen:

- Toekomstige ontwikkelingen (doorkijk hydraulische randvoorwaarden 2075 en bodemdaling);
- Verwerken van nieuwe onderzoeksgegevens uit 2021;
- Analyseren en effect beschouwen van de geconstateerde scheurvorming in de kering.

3.2 Piping

Op basis van de beschreven uitgangspunten uit hoofdstuk 2 zijn de piping analyses uit [Ref. 6] herzien. Hierbij zijn de volgende analyses uitgevoerd:

1. Aanpassing van de karakteristieke waarde van de aanwezige kwelweglengte naar de waarde uit hoofdstuk 2. De aanwezige kwelweglengte buitendijks bleek groter dan eerder aangehouden op basis van het uitgevoerde grondonderzoek in de vooroever.
2. Beschouwing van de gemiddelde waarden van de doorlatendheid van het zandpakket (k) en de korreldiameter (d_{70}). Tevens is hierbij een schematiseringsfactor van 1,00 aangehouden. Met deze analyse wordt een ondergrens van de benodigde kwelweglengte bepaald.
3. Beschouwen van het dempen van de teensloot op de veiligheid tegen piping. Met deze analyse wordt inzichtelijk gemaakt of nog een verbeteropgave tegen piping resteert, wanneer de teensloot gedempt wordt.

Voor alle bovengenoemde scenario's zijn de buitenwaterstanden horende bij klimaatscenario W+ voor zichtjaar 2075 aangehouden.

De uitgevoerde piping analyses zijn opgenomen in bijlage 2a. De uitkomsten van de analyses zijn in tabel 3.2 getoond. De berekende kwelweglengtes zijn in tabel 3.3 getoond. Ter vergelijking zijn in beide tabellen tevens de resultaten van de oorspronkelijke piping analyses uit [Ref. 6] getoond. Opgemerkt wordt dat de oorspronkelijke analyses zijn uitgevoerd voor zichtjaar 2100 en een dempingsfactor van 1,0 is aangehouden.

tabel 3.2: uitkomsten piping analyse

Situatie	Opbarsten		Heave		Terugschrijdende erosie		Oordeel
	S.F.	Eis	S.F.	Eis	S.F.	Eis	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0. Originele analyse	0,002	1,798	0,006	1,386	0,472	1,750	Voldoet niet
1. Update analyse	0,003	1,798	0,008	1,386	0,558	1,750	Voldoet niet
2. Gemiddelde waardes	0,003	1,498	0,008	1,155	0,665	1,458	Voldoet niet
3. Demping sloot	0,166	1,798	0,102	1,386	0,635	1,750	Voldoet niet

tabel 3.3: berekende kwelweglengtes

Situatie [-]	Aanwezige kwelweglengte [m]	Benodigde kwelweglengte [m]	Kwelweglengte tekort [m]
0. Originele analyse	42	181	139
1. Update analyse	49	176	127
2. Gemiddelde waardes	49	119	70
3. Demping sloot	52	162	110

Uit de piping analyses volgt dat het kwelweglengtetekort maximaal 127 m bedraagt (analyse 1) en mogelijksterwijs tot circa 70 m aangescherpt kan worden (analyse 2). Daarnaast is gebleken dat het dempen van de teensloot tot een beperkte reductie van het risico op piping leidt. Deze reductie is echter onvoldoende om de Standhazensedijk op STPH goed te kunnen keuren.

3.3 Macrostabieliteit binnenwaarts

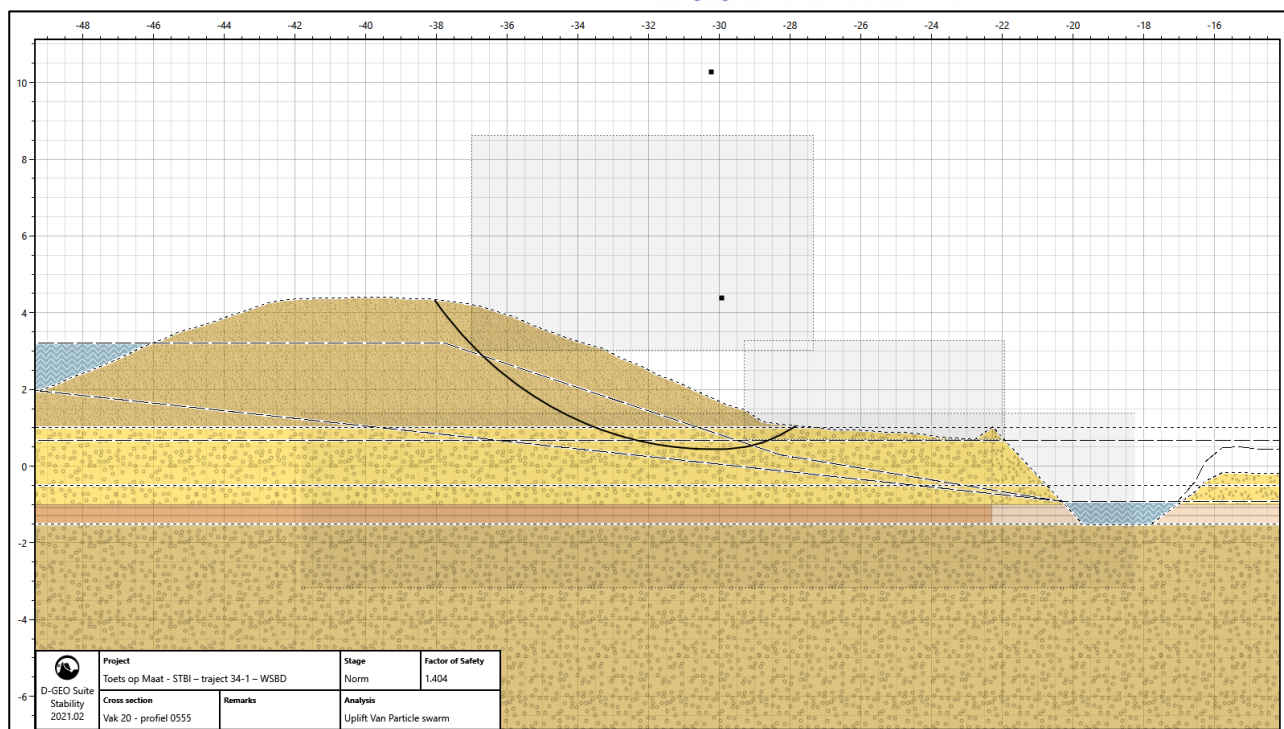
Bij de beoordeling van normtraject 34-1 op binnenwaartse macrostabieliteit is een stabiliteitsberekening met D-Stability uitgevoerd voor de Standhazensedijk. Hierbij is een buitenwaterstand van NAP +3,21 m (signaleringswaarde) voor zichtjaar 2023 gehanteerd. De uitkomst van de stabiliteitsberekening is overgenomen uit het logboek STBI van normtraject 34-1 en opgenomen in tabel 3.4. Uit de tabel blijkt dat de Standhazensedijk bij de beoordeling ruim voldeed aan de ondergrens.

tabel 3.4: berekende stabiliteitsfactor, overgenomen uit logboek STBI van dijktraject 34-1 [Ref. 19]

Berekende S.F. [-]	Vereiste S.F. (ondergrens) [-]	Oordeel [-]
1,40	1,12	Voldoet

Het verbeterontwerp dient te voldoen aan de ondergrenswaarde bij zichtjaar 2075. Bij dit zichtjaar geldt een normwaterstand van NAP +3,41 m. Deze buitenwaterstand is 0,20 m hoger dan wat bij de beoordeling is gehanteerd.

Bij beschouwing van het berekende maatgevende glijvlak bij de beoordeling zoals getoond in figuur 3.1 blijkt dat deze nagenoeg volledig in het antropogene dijksmateriaal (klei) is gelegen. De opgebarsten teenslootbodem heeft daarom geen invloed op de binnenwaartse stabiliteit. De verwachting is dat een 0,20 m hogere buitenwaterstand een beperkte verlaging van de binnenwaartse stabiliteit geeft. Gezien het grote verschil tussen de berekende stabiliteitsfactor en de stabiliteitseis zal dat niet leiden tot een afkeuring op STBI. Er is daarom geen veiligheidsopgave op macrostabieliteit binnenwaarts.



figuur 3.1: bij de beoordeling berekende maatgevend glijvlak voor STBI van de Standhazensedijk

3.4 Hoogte

3.4.1 Hydraulisch Belasting Niveau

De benodigde hoogte van de waterkering wordt binnen het WBI-2017 bepaald binnen het faalmechanisme 'Gras Erosie Kruin en Binnentalud' (hierna: GEKB). De benodigde dijkhoogte is bepaald door het berekenen van het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN). De berekeningen zijn uitgevoerd met RisKeer v. 21.1.1.2. De benodigde uitgangspunten voor het kritiek overslagdebiet (golfhoogteklasse tot 1 m, graskwaliteit gelijk aan een open zode) zijn overgenomen uit de beoordeling [Ref. 4]. Voor de overige gehanteerde uitgangspunten wordt verwezen naar paragraaf 2.2. Het gehanteerde en maatgevende uitvoerpunt betreft '034-01_0102_9_AM_km0252'. De berekende HBN-niveaus zijn opgenomen in tabel 3.5.

tabel 3.5: hydraulisch Belasting Niveau (HBN) bij de ondergrenswaarde van de norm voor verschillende zichtjaren

Zichtjaar [-]	HBN [m NAP]	Aanwezige kruinhoogte [m NAP]
2050	+3,86	+4,44
2075	+4,07	+4,39
2100	+4,27	+4,34

De uitgevoerde analyses zijn gebaseerd op de KNMI klimaatscenario's uit 2006 [Ref. 15]. Medio 2023 verschijnen de nieuwe KNMI'23-klimaatscenario's, gebaseerd op het nieuwste IPCC rapport [Ref. 16]. Op basis van de huidige berekeningsresultaten, waarbij de benodigde hoogte tot ten minste 2100 voldoet, wordt verwacht dat de nieuwe klimaatscenario's geen effect zullen hebben op de veiligheidsopgave. Daarnaast is ook bekend dat de modelonzekerheid op de waterstand in het BOI-2023 gereduceerd wordt. Hierdoor wordt de invloed van de nieuwe klimaatscenario's (gedeeltelijk) gecompenseerd.

3.4.2 Overslagdebiet

Voor het maatgevende uitvoerpunt zijn overslagdebieten berekend voor de zichtjaren 2050 en 2100. Dit is zowel gedaan voor de trajecteis (1/300) als bij de doorsnede-eis (1/2500) (zie paragraaf 2.1.2). De berekende overslagdebieten zijn opgenomen in tabel 3.6. Binnen het WBI-2017 is het overslagdebiet bij trajecteis relevant voor de mechanismen STBI & GABI/STMI en wordt het debiet bij doorsnede-eis gehanteerd bij GEKB.

tabel 3.6: berekend overslagdebiet voor traject- en doorsnede eis voor verschillende zichtjaren

Zichtjaar [-]	Overslagdebiet traject-eis [l/m/s]	Overslagdebiet doorsnede-eis [l/m/s]
2050	0,07	0,60 ¹
2100	0,07 ²	1,16

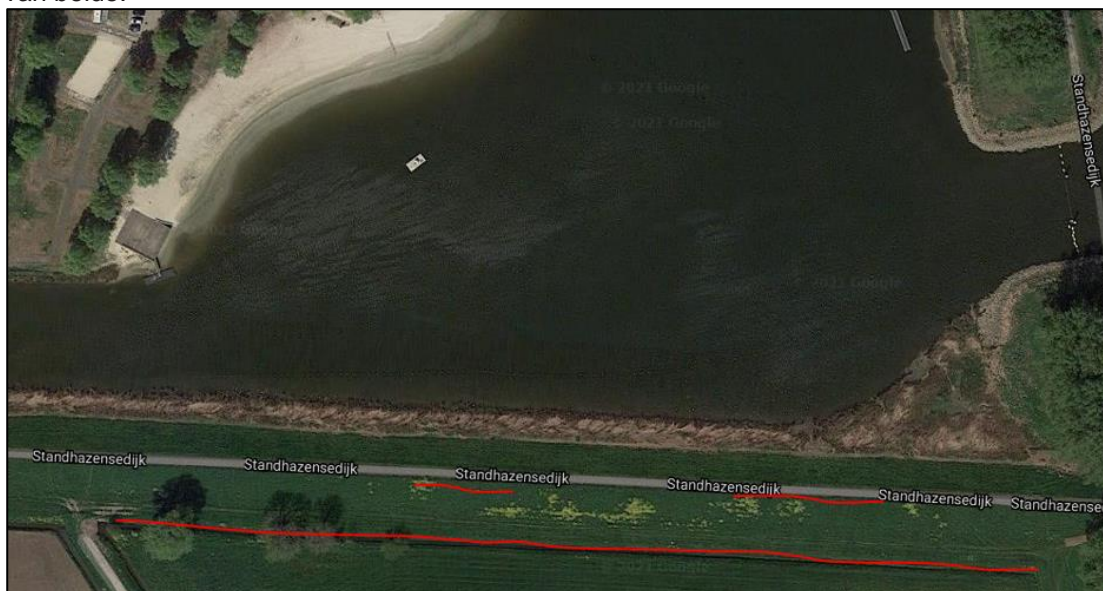
Uit tabel 3.6 volgt naar verwachting een overslagdebiet bij trajecteis van circa 0,1 l/s/m voor zichtjaar 2075. Voor de doorsnede-eis is de verwachting dat het overslagdebiet circa 0,8 l/s/m zal zijn in 2075.

3.5 Grasbekleding binnentalud

In de grasbekleding van het binnentalud van het oostelijke deeltraject zijn scheuren waargenomen. Dit wordt in onderstaande paragraaf beschouwd, vervolgens worden de gevolgen voor de waterveiligheid beschreven.

3.5.1 Scheurvorming

In de zomer van 2020 zijn er scheuren waargenomen ter plaatse van de binnenkruin en de insteek van de teensloot (zie figuur 3.2). De aanwezige scheuren zijn mogelijk veroorzaakt door fluidisatie van het zand onder de deklaag [Ref. 18]. Dit zou dan gevolgschade van pipevorming en de zandmeevoerende wellen kunnen zijn. Maar de scheuren zouden ook door droogte veroorzaakt kunnen zijn of door een combinatie van beide.



figuur 3.2: in rood zijn de locaties aangegeven waar langsscheuren in de kering zijn waargenomen.

¹ Betreft een overschatting doordat het berekende overslagdebiet niet geconvergeerd is naar de doelkans (1/2500) maar naar een kans van circa 1/7000.

² Betreft een onderschatting doordat het berekende overslagdebiet niet geconvergeerd is naar de doelkans (1/300) maar naar een kans van circa 1/200.

Om de scheurvorming in de kleibekleding te kunnen verklaren zijn door Inpijn-Blokpoel monsters van de kleibekleding gestoken en beproefd op organisch stofgehalte, lutumgehalte en watergehalte [Ref. 5]. Deze monsters zijn zowel gestoken ter plaatse van de scheuren als bij de intacte kleibekleding. De voorgenoemde gehalten zijn beproefd om vast te kunnen stellen of enige afwijking in deze gehalten ter plaatse van de scheuren de opgetreden scheurvorming kan verklaren. Hierbij zijn de volgende veronderstellingen gemaakt:

- Een hoger organisch stofgehalte geeft bij droogte een groter risico op droogtescheuren als gevolg van o.a. oxidatie.
- Een hoger lutumgehalte geeft bij droogte een groter risico op droogtescheuren, omdat het monster uit meer droogtegevoelige kleideeltjes bestaat.
- Een laag watergehalte betekent dat het monster meer is uitgedroogd, wat een groter risico op droogtescheuren geeft.

De uitkomsten van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek zijn samengevat in tabel 3.7.4

tabel 3.7: uitkomsten van het door Inpijn-Blokpoel uitgevoerde laboratoriumonderzoek (2021)

Parameter		Ter plaatse van scheuren		Geen scheuren	
		Binnenkruin	Insteek teensloot	Binnenkruin	Insteek teensloot
Organisch stofgehalte [%droge stof]	Gemiddelde	4,7	4,6	3,8	4,7
	Bandbreedte	4,3 – 5,2	-	2,8 – 5,3	4,0 – 5,3
	Aantal monsters	3	1	3	2
Lutumgehalte [%droge stof]	Gemiddelde	20,2	24,0	19,7	21,0
	Bandbreedte	9,6 – 26,0	-	15,0 – 24,0	18,0 – 24,0
	Aantal monsters	3	1	3	2
Watergehalte [massa%]	Gemiddelde	28,4	27,3	23,8	28,7
	Bandbreedte	26,8 – 29,6	-	18,8 – 28,4	26,5 – 30,9
	Aantal monsters	3	1	3	2

Uit de resultaten van het laboratoriumonderzoek blijkt dat er geen significante verschillen zijn tussen de kleimonsters die gestoken zijn bij de scheuren als bij de intacte kleibekleding. Op basis van bovenstaande kan de oorzaak van de scheuren niet met 100 % zekerheid vastgesteld worden.

Echter zijn de scheuren enkel waargenomen langs de teensloot waar zandmeevoerende wellen zijn waargenomen. Het lijkt daarom waarschijnlijk dat de scheuren het resultaat van verzakkingen zijn, als gevolg van het uitspoelen van zand. Bij het afwegen van de verschillende kansrijke alternatieven dient hier rekening mee gehouden te worden.

3.5.2 Conclusie

De aanwezigheid van de scheuren veroorzaakt een waterveiligheidsrisico. In onderstaande opsomming is de invloed op de verschillende faalmechanismen geïdentificeerd:

- In de huidige beoordeling is GABI (*Grasbekleding afschuiven binnentalud*) geen relevant mechanisme doordat het overslagdebiet bij norm kleiner is dan 0,1 l/s/m. In de toekomst kan dit echter wel een relevant mechanisme worden door de effecten van zeespiegelstijging en klimaatverandering (zie ook de berekende overslagdebieten in paragraaf 3.4.2). Door de scheuren kan er bij overslag veel water infiltreren in het dijklichaam, waardoor de grasbekleding kan afschuiven.
- Door de aanwezige scheuren is de kwaliteit van de grasbekleding verzwakt. De scheuren zijn dan een potentieel aangrijpingspunt voor erosie, waardoor de bekleding niet meer voldoet aan de kwaliteit van

een 'open zode' [Ref. 2]. Een beperkt overslagdebiet kan dan al resulteren in erosie van de grasbekleding (GEKB).

- Bij hevige neerslag kan veel water van het fietspad afstromen en via de scheuren infiltreren in het dijklichaam. Hierdoor kan de freatische grondwaterstand in de dijk snel stijgen. Dit kan een negatieve invloed hebben op de binnenwaartse macrostabiliteit (STBI).

Op basis van bovenstaande beschouwing is de grasbekleding van het binnentalud, ter plaatse van de scheuren, toegevoegd aan de veiligheidsopgave.

3.6 Zettingsvloeiing & Voorland afschuiving

In aanloop naar de dijkversterking van de Standhazensedijk zijn lodingen [Ref. 20] uitgevoerd ter plaatse van de recreatieplas en de voormalige zandwinput. In de beoordeling zijn deze gegevens van de onderwatergeometrie niet meegenomen. Ter verificatie van de waterveiligheid van de waterkering is een herbeoordeling van zettingsvloeiing (VLZV) & voorland afschuiving (VLAF) uitgevoerd op basis van deze gegevens. De herbeoordeling is uitgevoerd conform het WBI2017 voor zichtjaar 2075.

3.6.1 Eenvoudige toets

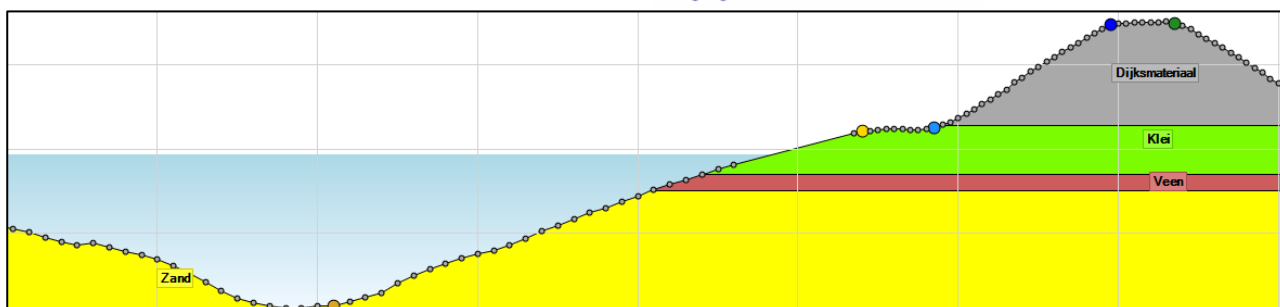
De eenvoudige toets betreft een geometrische toets waarbij gekeken wordt of een afschuiving of zettingsvloeiing en/of mogelijk is. Voor de eenvoudige toets zijn twee profielen langs de Standhazensedijk beschouwd: een westelijk en een oostelijk profiel. De locaties van beide profielen zijn in **Fout!**

Verwijzingsbron niet gevonden. weergegeven. Het westelijk profiel is representatief gesteld voor het gedeelte van de westgrens van de dijk tot circa 60 meter ten oosten van het profiel. Het oostelijk profiel is representatief gesteld voor het overige deel van de dijk. De schematisering van het westelijk en oostelijk profiel is gepresenteerd in respectievelijk **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** en **Fout!**

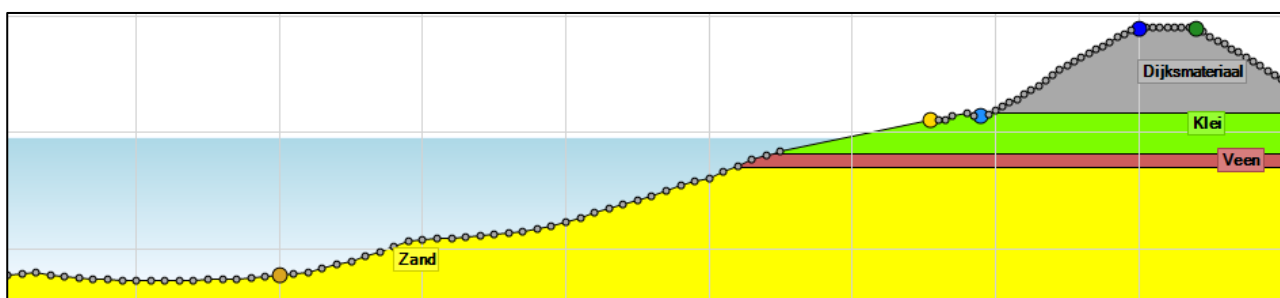
Verwijzingsbron niet gevonden.. De twee profielen zijn maatgevend omdat hier de waterbodem het meest diep is gelegen.



figuur 3.3: beschouwde profielen voor toetsing op VLZV en VLAF



figuur 3.4: profiel West



figuur 3.5: profiel Oost

De uitwerking van de eenvoudige toets is in bijlage 2b opgenomen. De resultaten van de eenvoudige toets voor voorland afschuiving en zettingsvloeiing zijn weergegeven in respectievelijk tabel 3.8 en tabel 3.9. Uit de uitkomsten is gebleken dat beide profielen voor zichtjaar 2075 op VLAF worden goedgekeurd, maar op VLZV worden afgekeurd. Een verdere beoordeling op VLZV is dus nodig.

tabel 3.8: resultaten van de eenvoudige toets op VLAF

Profiel	Stap E.1	Stap E.2	Oordeel
	Afschuiving is schadelijk	Afschuiving is mogelijk	
West	Ja → stap E.2	Nee → FV	Voldoet
Oost	Ja → stap E.2	Nee → FV	Voldoet

tabel 3.9: resultaten van de eenvoudige toets op VLZV

Profiel	Stap E.1	Stap E.2	Stap E.3	Oordeel
	Zettingsvloeiing is schadelijk	Zettingsvloeiing is mogelijk op basis van de steilste helling over 5 m	Optreden is mogelijk op basis van totale geometrie	
West	Ja → stap E.2	Nee → stap E.3	Ja → VB	Voldoet niet
Oost	Ja → stap E.2	Nee → stap E.3	Ja → VB	Voldoet niet

3.6.2 Gedetailleerde toets

Voor zettingsvloeiing is aanvullend een gedetailleerde toets uitgevoerd. In de gedetailleerde toets wordt met behulp van de grondeigenschappen en de dijk- en vooroevergeometrie de kans bepaald op een zettingsvloeiing. Indien de berekende faalkans voldoende klein blijkt, dan wordt het dijkvak op VLZV goedgekeurd.

Voor de gedetailleerde toets is de onderkant van het cohesieve pakket op NAP -1,50 m aangehouden, wat geldt als de bovengrens voor wat langs de dijk aan de buitenwaartse zijde gevonden is (paragraaf **Fout!**)

Verwijzingsbron niet gevonden.). De berekeningen zijn uitgevoerd met D-Flow Slide versie 20.1.2.9992. De overige uitgangspunten zijn gehanteerd zoals beschreven in paragraaf 2.7.3.

De D-Flow Slide berekeningen zijn opgenomen in bijlage 2c. De resultaten van de berekeningen zijn opgenomen in tabel 3.10. De totale kans op een zettingsvloeiing is geassembleerd alsof de dijkvakken onafhankelijk falen. Dit is een conservatieve aanname gegeven de gelijkheid in ondergrond, geometrie en belasting. De kans voldoet ruim aan de ondergrens en daarmee mag de faalkansbijdrage van zettingsvloeiing aan de overstromingskans verwaarloosd worden.

tabel 3.10: resultaten gedetailleerde toets zettingsvloeiing Standhazensedijk

Profiel	Van [km]	Tot [km]	Lengte [m]	Kans op zettingsvloeiing [1/jaar]	Eis [1/jaar]	Oordeel
West	13,75	14,20	460	$1,20 \cdot 10^{-6}$	-	-
Oost	14,20	14,48	260	$4,99 \cdot 10^{-7}$	-	-
Totaal	13,75	14,48	720	$1,70 \cdot 10^{-6}$	$3,33 \cdot 10^{-5}$	Voldoet

3.7 Overige mechanismen

In de vorige paragrafen zijn de meest relevante faalmechanismen beschouwd. In deze paragraaf zijn de resterende mechanismen (STBU/GEBU/GABU) kwalitatief beschouwd.

Klimaatverandering heeft vooral effect op de hoogte van de waterstand. Het effect op de golfhoogte is beperkt. Hierdoor is er geen toename van de golfbelasting voorzien ter plaatse van het buitentalud. Doordat zowel GEBU als GABU in de wettelijke beoordeling zijn goedgekeurd, zijn deze sporen geen onderdeel van de veiligheidsopgave.

De buitenwaartse macrostabiliteit (STBU) is goedgekeurd in de wettelijke beoordeling. Zeespiegelstijging en een eventuele bodemdaling hebben geen negatief effect op dit faalmechanisme. STBU is daarom geen onderdeel van de veiligheidsopgave.

3.8 Samenvatting opgave

In tabel 3.11 zijn de resultaten uit de wettelijke beoordeling (WBI-2017) en de nadere veiligheidsanalyse vertaald naar de veiligheidsopgave van de Standhazensedijk.

tabel 3.11: veiligheidsopgave Standhazensedijk

Deeltraject	Van [km]	Tot [km]	Lengte [m]	Veiligheidsopgave	Spoor
Deeltraject west	13,75	14,11	370	<ul style="list-style-type: none"> • Piping • Piping • Grasbekleding binnentalud 	<ul style="list-style-type: none"> • STPH
Deeltraject oost	14,11	14,48	350		<ul style="list-style-type: none"> • STPH • GABI/GEKB

4 PROGRAMMA VAN EISEN

N.T.B.

Eisen die worden gesteld aan het ontwerp van de verbeteropgave zoals de norm, het zichtjaar, bereikbaarheid, inspecteerbaarheid, onderhoudsbaarheid, uitvoerbaarheid, innovatie, duurzaamheid.

4.1 Waterveiligheid

Zichtjaar verbeteringsopgave = 2075, in 2075 dient ten minste aan de ondergrenswaarde van de norm voldaan te worden. Zichtjaar voor constructies 100 jaar?

Mijlpaal dijkveilig.

4.2 KES

In de verkenningfase zijn verschillende klanteisen en wensen (KES) opgehaald bij interne en externe stakeholders. Van de KES is de impact bepaald door het ontwerpteam op bijvoorbeeld de kosten, draagvlak, planning, omgeving of specifieke risico's. Op basis hiervan volgde een honoreringsadvies naar het projectteam en is de eis of wens wel of niet opgenomen in het ontwerpdocument.

5 UITWERKING VERBETERINGSOPGAVE

Voorliggend document betreft nog een werkdocument en dient dus nog verder aangevuld te worden tijdens de afronding van de verkenningsfase.

5.1 Beheeropgaven

Tijdens de verkenningsfase zijn verschillende klanteisen en wensen (KES) opgehaald binnen de interne beheerorganisatie en bij externe stakeholders. Dit is vertaald naar onderstaande kansrijke beheeropgaven. Deze beheeropgaven worden verder uitgewerkt in de planuitwerkingsfase:

1. Verbeteren (verhogen) onderhoudsberm aan de buitenzijde met 80 cm zodat deze meer dagen droog ligt en daarmee draagkrachtiger is;
2. Herstellen van scheuren in toplaag binnentalud en -berm en herprofileren naar oorspronkelijk talud (1V:3H);
3. Verschralen van de toplaag van het binnentalud en binnenberm zodat een kruidenrijke en bloemrijke dijk kan ontstaan;
4. Verflauwen eenzijdige oever teensloot aan keringzijde naar 1:1 tot 1:1,5 voor een betere beheerbaarheid;
5. Het bestand maken van de waterkering aan de binnen- en buitenzijde tegen (bever)graverijen.

5.2 Innovatie

N.t.b.

5.3 Uitwerking van kansrijke alternatieven

Op basis van de eerste zeef in het verkenningsproces zijn er drie kansrijke alternatieven vastgesteld. Deze kansrijke alternatieven zijn:

1. Een heavescherm onder de binnenberm;
2. Een verticaal filterscherm onder de binnenberm;
3. Een filterconstructie in de teensloot.

In voorliggende paragrafen zijn de drie kansrijke alternatieven nader uitgewerkt. Het gehanteerde detailniveau betreft een schetsontwerp. De uitwerking van deze alternatieven dient voor een indicatieve kostenbepaling en ten behoeve van de vaststelling van het VKA. Op basis van deze uitwerking zijn ook dwarsprofielen opgesteld, deze zijn in bijlage **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**a opgenomen.

5.3.1 Heavescherm

Een heavescherm is een damwandplank die tot een bepaalde diepte in een pipinggevoelige zandlaag wordt ingebracht om in de zandlaag een dusdanig hoog verticaal verhang over de plank te creëren dat heave en daarmee piping wordt voorkomen. Het heavescherm dient bij voorkeur tussen de binnenteen en de insteek van de teensloot aan de dijkzijde te worden gerealiseerd. Realisatie in de binnenteen heeft als voordeel dat het risico op voorloopsheid klein is. Realisatie bij de insteek van de teensloot heeft als voordeel dat uitspoeling van zand uit de pipinggevoelige zandlaag wordt voorkomen en dat het scherm ook als een beverwerende maatregel functioneert.

Voor een functioneel ontwerp van het heavescherm dienen de volgende ontwerpaspecten te worden uitgewerkt:

- Benodigde scherm lengte;
- Benodigde ophoging van de binnenberm;

- Planktype ten behoeve van de installeerbaarheid. Ten behoeve van de kostenraming is zowel een stalen als een kunststoffen plank beschouwd.

De voorgenoemde ontwerpaspecten zijn in de volgende deelparagrafen uitgewerkt.

Schermlengte

De lengte van het heavescherm is berekend voor zichtjaar 2125 (zichtjaar voor constructies betreft 100 jaar) met vergelijkingen (2) en (3) conform de Schematiseringshandleiding Piping bij Kunstwerk [Ref. 21] en Bijlage 3 Sterkte en Veiligheid [Ref. 1]. Hierbij is conservatief uitgegaan van realisatie van het heavescherm in de binnenteen. Dit is namelijk de locatie onder de binnenberm waar de stijghoogte het hoogst is. Met de vergelijkingen wordt de benodigde schermlengte in het watervoerende zandpakket bepaald, waarbij een verticaal verhang ontstaat dat dusdanig kleiner is dan het kritieke verhang dat aan de ondergrens wordt voldaan. Conform de Schematiseringshandleiding geldt een kritiek verhang van 0,50 voor heaveschermen.

$$F_h = \frac{i_{crit}}{i_{optr}} \quad (2)$$

$$i_{optr} = \frac{\phi_0 - h_p}{x} \quad (3)$$

waarbij:

F_h	-	Berekende stabiliteitsfactor voor het deelmechanisme heave	[-]
i_{optr}	-	Optredend/aanwezig verhang	[-]
i_{crit}	-	Kritieke verhang (=0,50)	[-]
ϕ_0	-	Stijghoogte op niveau onderzijde kwelscherm	[m NAP]
h_p	-	Freatisch niveau ter plaatse van uittredepunt	[m NAP]
x	-	Lengte van het kwelscherm in het zandpakket	[m]

Voor het schetsontwerp van het heavescherm zijn twee scenario's beschouwd: een optimistisch en een conservatief scenario. Bij beide scenario's is de stijghoogte in de binnenteen berekend uitgaande van een lineaire interpolatie van de grenspotentiaal (gelijk aan winterpolderpeil) bij de teensloot tot de buitenwaterstand bij het fictieve uitredepunt. Bij het conservatieve scenario is tevens een schematiseringsfactor van 1,30 toegepast, een relatieve grote schematiseringsfactor is gehanteerd omdat dit een vrije grove berekening betreft. In de PU-fase dient dit nader uitgewerkt te worden met een grondwaterstromingsberekening. De berekende schermlengte voor beide scenario's zijn in tabel 5.1 opgenomen. De deklaagdikte in de binnenteen van de Standhazensedijk bedraagt ca. 2,6 maar het heave scherm wordt circa een halve meter onder maaiveld afgewerkt.

tabel 5.1: benodigde kwelschermlengtes bij verschillende situaties

Situatie	Stijghoogte Onderkant scherm	Freatisch niveau uitredepunt	Benodigde schermlengte in zandpakket	S.F. eis	Totaal benodigde schermlengte
[-]	[m NAP]	[m NAP]	[m]	[-]	[m]
Optimistisch ($\gamma_b = 1,0$)	-0,37	-1,43	2,5	1,16	4,6 (=2,5 + 2,1)
Conservatief ($\gamma_b = 1,3$)	-0,37	-1,43	3,2	1,50	5,3 (=3,2 + 2,1)

Uit de resultaten blijkt dat in een conservatief scenario een heavescherm van ca. 5,5 m nodig is. In het gunstigste geval kan de schermlengte worden verkort naar ca. 4,5 m. De benodigde schermlengte dient in

rps.nl

Ref.: NL202025707-R22-091 23 juni 2022

de planuitwerkingsfase definitief te worden berekend met behulp van een grondwaterstromingsberekening. De benodigde schermhoogte kan op basis hiervan mogelijk nog iets langer of iets korter worden.

Bermhoogte

Het heave-scherm wordt bij voorkeur zo dicht mogelijk tegen de teensloot gerealiseerd om het uitspoelen van zand te voorkomen. Door deze locatie ontstaat een risico op voorloopsheid als gevolg van opstuwning in de watervoerende zandlaag. Om het risico op voorloopsheid in te schatten, is een aanvullende opbarstberekening uitgevoerd. Bij deze opbarstberekening zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Verondersteld wordt dat het heavescherm conservatief bij de insteek van de teensloot aan de dijkzijde wordt gerealiseerd. Hierdoor ontstaat opstuwning aan de dijkzijde van het scherm, waardoor de stijghoogte in het watervoerende pakket onder de binnenberm toeneemt.
- De bodemopbouw op de locatie met de hoogste ligging van het watervoerende pakket in de binnenberm is gehanteerd. Hieruit volgt een deklaagdikte van ca. 1,60 m. De gehanteerde bodemopbouw is in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** opgenomen. Ook zijn in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** de bijbehorende volumieke gewichten getoond. Voor het bermmateriaal is conservatief een waarde van 15,5 kN/m³ aangehouden. In de PU-fase wordt het gewicht nader onderzocht op basis van aanvullend labonderzoek.
- De berekening wordt uitgevoerd ter plaatse van de binnenteen, omdat de stijghoogte in de binnenberm op deze plek het hoogst is.
- De stijghoogte in het watervoerend pakket ter plaatse van de binnenteen is berekend uitgaande van een lineaire interpolatie tussen de buitenwaterstand bij het intredepunt en het zomerpolderpeil ter plaatse van de teensloot (gelijk aan grenspotentiaal). Hierbij is een buitenwaterstand van NAP +3,75 m bij zichtjaar 2125 aangehouden. Het gehanteerde zomerpolderpeil bedraagt NAP -0,90 m en is inclusief 10 cm beheermarge. Daarnaast is de berekende stijghoogte door de aanwezigheid van het heavescherm met een ingeschatte opstuwning van 75 cm verhoogd. De gehanteerde stijghoogte bedraagt hiermee NAP +0,76 m.
- De berekende opbarstveiligheid is getoetst aan de waarden uit paragraaf 2.1.1.
- Indien een ophoging vereist is om aan de ondergrens te voldoen, dan is opgehoogd met ophoogzand. Voor dit ophoogzand is een onverzadigd en verzadigd volumiek gewicht van respectievelijk 18 en 20 kN/m³ gehanteerd.

tabel 5.2: gehanteerde bodemopbouw en volumieke gewichten

Grondlaag [-]	Bovenkant [m NAP]	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]
Klei (H_Mkw_z&k)	+0,60	15,5	15,5
Veen (H_Vhv_v)	-0,80	10,1	10,1
Zand	-1,00	-	-

De volgende scenario's zijn doorgerekend:

1. Toetsing van de huidige opbarstveiligheid.
2. Berekening van de benodigde ophoging om aan de vereiste opbarstveiligheid te voldoen.

In **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** zijn de resultaten van de opbarstberekeningen getoond.

tabel 5.3: resultaten benodigde ophoging binnenberm

Situatie	Aangebrachte ophoging	Schematiseringsfactor	Opbarstveiligheid	Vereiste opbarstveiligheid	Oordeel
[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]
1. Toetsing	-	1,0	1,374	1,498	Voldoet niet
	-	1,2		1,798	Voldoet niet
2. Ophoging	0,15	1,0	1,530	1,498	Voldoet
	0,45	1,2	1,843	1,798	Voldoet

Uit de resultaten is gebleken dat de huidige opbarstveiligheid bij de binnenberm niet aan de ondergrenswaarde voldoet. Daarom is in het ongunstigste geval een ophoging van 0,45 m met zand nodig om voorloopsheid te voorkomen. In het gunstigste geval kan de ophoging worden verkleind naar 0,15 m. De benodigde bermophoging dient in de planuitwerkingsfase definitief te worden berekend met behulp van een grondwaterstromingsberekening. Hiermee kan de stijghoogte onder de binnenberm nauwkeuriger worden bepaald.

Planktype

Op 5 à 6 m-mv bedraagt de gemiddelde conusweerstand maximaal 10 MPa. Op basis van de schadevrije installatie grafieken uit de CUR 166 (6^e druk) voor trillen bij $q_c = 10$ MPa kan een inschatting van het benodigde type damwandplank worden gemaakt [Ref. 24]. Uitgaande van een stalen damwandplank kan worden volstaan met een AZ 12-700. Indien de benodigde diepte lastig gehaald wordt, kunnen de profielen ook door middel van voorboren of fluïdiseren op diepte worden gebracht. De dikteverliezen die door corrosie ontstaan (2,4 mm) zijn voldoende klein dat het scherm met 8,5 mm plankdikte gedurende de levensduur kan functioneren. Uitgaande van een kunststoffen damwandplank kan met een CL-9000 plank worden volstaan. Opgemerkt moet worden dat bij de bepaling van het type plank geen toets van de snedekrachten is uitgevoerd.

5.3.2 Verticaal filterscherm

Er zijn verschillende verticale filtertechnieken beschikbaar dan wel in ontwikkeling, waaronder de grofzandbarrière (hierna: GZB), het Prolock filterscherm en het Verticaal Zanddicht Geotextiel (hierna: VZG). Voor de nadere uitwerking van dit alternatief is er vooralsnog uitgegaan van een VZG. Het verticaal filterscherm is indicatief ontworpen volgens de bijbehorende ontwerprichtlijn (groene versie) van de VZG [Ref. 23]. Bij het verticaal filterscherm spelen de aspecten diepteligging en positionering in het dijkprofiel een grote rol. Beide aspecten zijn uitgewerkt.

Conform de VZG ontwerprichtlijn geldt het volgende ten aanzien van de positionering in het dijkprofiel:

- Het verticaal filterscherm moet tussen het in- en uittredepunt zijn gelegen.
- Het verticaal filterscherm dient bij voorkeur op een afstand gelijk aan de kritieke pipelengte van het uittredepunt te zijn gelegen. Indien dit niet kan of wenselijk is, dan dient het verticaal filterscherm tussen dit punt en het uittredepunt te worden ingebracht. Hierbij dient bij voorkeur enige afstand tot het uittredepunt te worden aangehouden.

Voor de Standhazensedijk geldt daarnaast dat onder dagelijkse omstandigheden al zandmeevoerende wellen worden waargenomen. Waarschijnlijk is het uitspoelen van zand ook verantwoordelijk voor de scheurvorming in de teenslootinsteeke en de binnenkruin. Voor het zoveel mogelijk beperken van het uitspoelen van zand, is er daarom de voorkeur voor een locatie wat meer richting de teensloot.

Bij de Standhazensedijk geldt een aanwezige kwelweglengte van ca. 49 m (zie paragraaf 2.5.3). Gebaseerd op de ontwerprichtlijn wordt verondersteld dat de kritieke pipelengte ca. 1/4 à 1/3 van de aanwezige kwelweglengte bedraagt. Bij voorkeur dient het filterscherm dus tussen de circa 12 m en 16 m van het uittredepunt te liggen. Dit omvat grofweg het gebied vanaf de binnenteen tot aan 2/3 van het binnentalud. In verband met uitvoeringsaspecten en de wens om uitspoeling van zand zo veel mogelijk te voorkomen wordt de inbrenglocatie ter plaatse van de binnenberm aangehouden.

Conform de VZG ontwerprichtlijn geldt het volgende ten aanzien van de diepteligging:

- De minimale insteekdiepte in het zandpakket dient een 0,5 m zijn.
- De minimale insteekdiepte in de deklaag dient een 0,5 m zijn.

Om echter het falen van de verankering van het verticaal filterscherm in de zandlaag te voorkomen, wordt in de praktijk gekozen het verticaal filterscherm 2 m tot 2,5 m in het zandpakket te steken. Daarnaast wordt het verticaal filterscherm 1,5 m in de deklaag aangebracht. Doordat de deklaag in de binnenteen ca. 2 m dik is, houdt dit in dat de boven- en onderkant op respectievelijk 4,5 m-mv en 0,5 m-mv zijn gelegen.

Het schetsontwerp van het verticaal filterscherm bestaat dus uit een scherm van circa 4,0 m lengte dat onder de binnenberm van de Standhazensedijk tot circa 4,5 m-mv wordt aangebracht. Afhankelijk van het uiteindelijk gekozen type filterscherm kan het zijn dat andere dimensies nodig zijn. Dit dient in een later stadium te worden uitgewerkt.

5.3.3 Filterconstructie in teensloot

Een filterconstructie in de teensloot dient het uitspoelen van zandkorrels te voorkomen en daarmee het risico op piping uit te sluiten. Dit kan gerealiseerd worden door middel van een granulair filter. Voor de naderende uitwerking van dit alternatief is uitgegaan van een geotextiel filter.

De filterconstructie bestaat uit een geotextiel op de slootbodem. Globaal is de slootbodem 1,10 m breed en ligt deze op een diepte van NAP -1,70 m (zie paragraaf 2.5.1). De onderkant van de deklaag ligt op ca. NAP -1,00 m (zie paragraaf 2.4). Veiligheidshalve wordt het geotextiel op de sloottaluds aangebracht tot NAP -0,50 m (0,50 m boven de onderkant van de deklaag). Het geotextiel wordt aan beide zijden over 1 m ingebed in de deklaag. Hiermee is in een generieke doorsnede een lengte van

$$1,10 + \frac{1,2}{\sin(\tan^{-1}(\frac{1}{1,25}))} + \frac{1,2}{\sin(\tan^{-1}(\frac{1}{1}))} + 2 \approx 7 \text{ m geotextiel nodig per strekkende meter teensloot.}$$

Bovenop het geotextiel is een laag afdek materiaal benodigd om te zorgen dat het geotextiel stabiel is. In de teensloot wordt doorgaans geen sterke stroming verwacht, waardoor kan worden volstaan met een laag fijne breuksteen van 20 à 30 cm.

5.3.4 Achterloopsheid

De verschillende alternatieven dienen over voldoende lengte doorgezet te worden zodat achterloopsheid niet kan optreden. In voorliggende paragraaf zijn de extra benodigde strekkingen voor de drie alternatieven berekend. De benodigde lengtes zijn bepaald met de rekenregel van Sellmeijer en weergegeven in tabel 5.4. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- De hydraulische randvoorwaarden en de karakteristieke waarden van de d_{70} en de doorlatendheid zijn overgenomen uit hoofdstuk 2.
- Voor het heavescherm is een buitenwaterstand behorende bij zichtjaar 2125 toegepast. Voor de filteroplossingen is een buitenwaterstand bij zichtjaar 2075 aangehouden.
- De schematiseringsfactor is gelijk gesteld aan 1,0.
Deze waarde van de schematiseringsfactor is aangehouden omdat er realistische en conservatieve

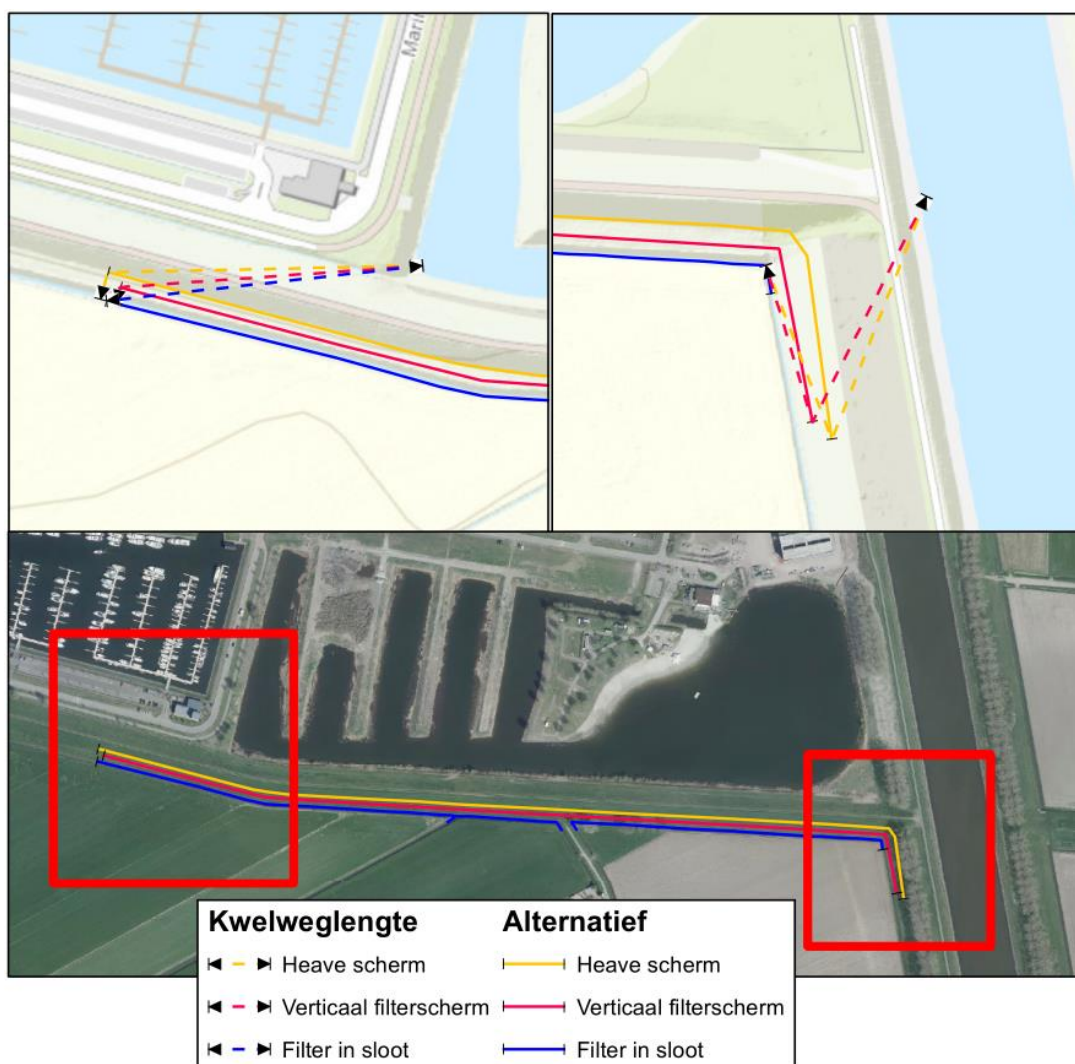
schematiseringskeuzes zijn gemaakt ten aanzien van de bodemopbouw (afwezige deklaag in de teensloot) en de waterspanningen (winter polderpeil).

- De benodigde kwelweglengte is bepaald bij de ondergrens.

Vervolgens zijn de extra benodigde strekkingen per alternatief bepaald. Aan de westzijde dienen alle drie de alternatieven te worden doorgezet. De diagonale kwelwegen met een intredepunt in de recreatieplas dienen namelijk ook te voldoen.

Aan de oostzijde zijn de kwelwegen met een intredepunt in de Amertak (ter hoogte van de kruinlijn van de Standhazensedijk) en een uittredepunt in de teensloot achter de Standhazensedijk beschouwd. Dit betreft een ontwerpkeuze. Omdat een filterconstructie in de sloot hier een uittredepunt uitsluit, hoeft deze niet doorgetrokken te worden richting het zuiden. Als praktische maat wordt dit alternatief in alle aansluitende kopsloten over 10 m doorgetrokken, om het uitspoelen van zand direct achter het filter te voorkomen.

Op basis van de locatie van de verschillende alternatieven (binnenteen/binnenberm/teensloot) zijn de maatgevende kwelwegen per alternatief opgesteld en opgenomen in figuur 5.1. Hieruit volgen de benodigde aantal extra strekkende meters, opgenomen in tabel 5.4. In de planuitwerkings- of realisatiefase kunnen de extra benodigde lengtes mogelijk nog geoptimaliseerd worden.



figuur 5.1: gehanteerde kwelweglengtes om het aantal extra strekkende meters per alternatief vast te stellen

tabel 5.4: benodigde extra strekkingen ten aanzien van achterloopsheid voor de verschillende alternatieven

Locatie [-]	Heave scherm		Verticaal filterscherm		Filterconstructie sloot	
	L _{benodigd} [m]	L _{extra} ³ [m]	L _{benodigd} [m]	L _{extra} ³ [m]	L _{benodigd} [m]	L _{extra} ³ [m]
West	155	109	144	102	144	106
Oost		74		61		n.v.t.

5.4 Voorkeursalternatief

Voor de bepaling van het voorkeursalternatief is gezamenlijk met het Waterschap invulling gegeven aan het afwegingskader. De drie kansrijke alternatieven zijn beoordeeld op de volgende hoofdthema's:

- Oplossing van het waterveiligheidsvraagstuk;
- Techniek (maakbaarheid, betrouwbaarheid, uitbreidbaarheid, beheerbaarheid);
- Betaalbaarheid;
- Duurzaamheid / circulariteit;
- Omgeving en milieu;
- Synergie beheeropgaven;
- Risico's.

Op basis van het afwegingskader is het heavescherm vastgesteld als voorkeursalternatief [Ref. 30]. Voor de verkenningsfase wordt (conform paragraaf 5.3.1) uitgegaan van een stalen AZ 12-700 of kunststoffen CL-9000 plank met een lengte tot ca. NAP -5 m. Het heavescherm dient bij voorkeur ter plaatse van de insteek van de teensloot te worden gerealiseerd. Hierbij zal tevens een bermophoging van circa 0,30 m nodig zijn. Het VKA is uitgewerkt op tekening en opgenomen in bijlage 1b. Hierop zijn ook de beheeropgaven uit paragraaf 5.1 schetsmatig uitgewerkt.

³ Aan de westzijde is de extra benodigde lengte gemeten vanaf hectometreering 13.75. Aan de oostzijde is de lengte gemeten vanaf de oriëntatie wijziging richting het zuiden.

6 REFERENTIES

- [Ref. 1] Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 - Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [Ref. 2] Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2021). *Schematiseringshandleiding gras*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- [Ref. 3] RPS Advies- en ingenieursbureau. (2021) *Concept ontwerp legger 34-1*, NL202010909-R20-395
- [Ref. 4] Waterschap Brabantse Delta. (2020). Logboek L2 dijktraject 34-1 - Grasbekleding Erosie Kruin en Binnentalud (GEKB).
- [Ref. 5] Inpijn-Blokpoel. (2021). *Primaire waterkering 'De Standhazensedijk' te Drimmelen (doc. nummer 02P018013-RG-01)*. Inpijn-Blokpoel.
- [Ref. 6] Witteveen+Bos. (2021). *Onderzoeksplan Standhazensedijk (referentie 127305/21-012.777)*. Rotterdam: Witteveen+Bos.
- [Ref. 7] TAUW bv. (2021). *Bodem-, waterbodem- en verhardingsonderzoek Standhazensedijk te Drimmelen (kenmerk R003-1282878AMY-V01-mwl)*. Deventer: TAUW bv.
- [Ref. 8] Waterschap Brabantse Delta. (2020). *Logboek L3 - Dijken en Dammen Piping (STPH) (dijktraject 34-1)*. Breda: Waterschap Brabantse Delta.
- [Ref. 9] Grontmij Advies & Techniek bv. (2000). *Standhazensedijk Drimmelen Dijkverbeteringsplan (doc. nr. 3191131/51/R/002b)*.
- [Ref. 10] Martens en Van Oord. (2003, oktober 9). Tekening Dijkverbetering Standhazensedijk Drimmelen - profielen revisiemetingen.
- [Ref. 11] Fugro. (2017). *Geotechnisch onderzoek Standhazensedijk Drimmelen (doc. nr. 1316-0362.R01)*.
- [Ref. 12] Wiertsema & Partners. (2020). *Geotechnisch onderzoek - Monitoring Standhazensedijk te Drimmelen (doc. nr. R74338)*.
- [Ref. 13] Witteveen+Bos. (2021). *Resultaten geohydrologische analyse, Beoordeling dijktrajecten GEA, (referentie: 124738/21-009.386)* Witteveen+Bos. (2021).
- [Ref. 14] <https://bodemdalingkaart.portal.skygeo.com/portal/bodemdalingkaart/u2/viewers/basic/>, geraadpleegd op 29 maart
- [Ref. 15] <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/waterveiligheid/primaire/beoordelen/ontwikkelinge-n-boi/release-notes-28-november-2019/aanpassingen-per-onderwerp/aanpassingen-per-onderwerp/hydraulische-belastingen/>
- [Ref. 16] <https://www.knmi.nl/kennis-en-datacentrum/uitleg/knmi-klimaatscenario-s>
- [Ref. 17] Waterschap Brabantse Delta. (2020). *Eerste Beoordeling Primaire Keringen Overstromingskans - Veiligheidsoordeel Dijktraject 34-1*. Breda: Waterschap Brabantse Delta.
- [Ref. 18] Witteveen + Bos. (2021). *Verslag expertsessie onderzoeksplan Standhazensedijk (referentie 127305/21-014.212)*. Rotterdam: Witteveen+Bos.
- [Ref. 19] Waterschap Brabantse Delta. (2020). *Logboek L4 - Dijken en Dammen Macrostabieleit Binnenwaarts (STBI)*. Breda: Waterschap Brabantse Delta.
- [Ref. 20] AGEL Adviseurs. (2021). Tekening profielen Marinaweg - Profielen dwarsdoorsnede: 37 t/m 44, 7e hermeting (werknr. 20190081-012).
- [Ref. 21] Rijkswaterstaat. (2021). *Schematiseringshandleiding piping bij kunstwerk*. Rijkswaterstaat.
- [Ref. 22] Rijkswaterstaat. (2021). *Schematiseringshandleiding piping*. Rijkswaterstaat.
- [Ref. 23] Waterschap Rivierenland, Deltares & POV Piping. (2017). *Ontwerp- en beoordelingsrichtlijn Verticaal Zanddicht Geotextiel*.
- [Ref. 24] Stichting CUR. (2012). *CUR-publicatie 166 Damwandconstructies (6e druk)*. Gouda: Stichting CUR.
- [Ref. 25] RPS. (2022). *Geohydrologische systeem Standhazensedijk, (referentie: NL202025707-N22-038)*. RPS. 12 Mei 2022.
- [Ref. 26] Rijkswaterstaat. (2019). *Schematiseringshandleiding zettingsvloeiing*. Rijkswaterstaat.

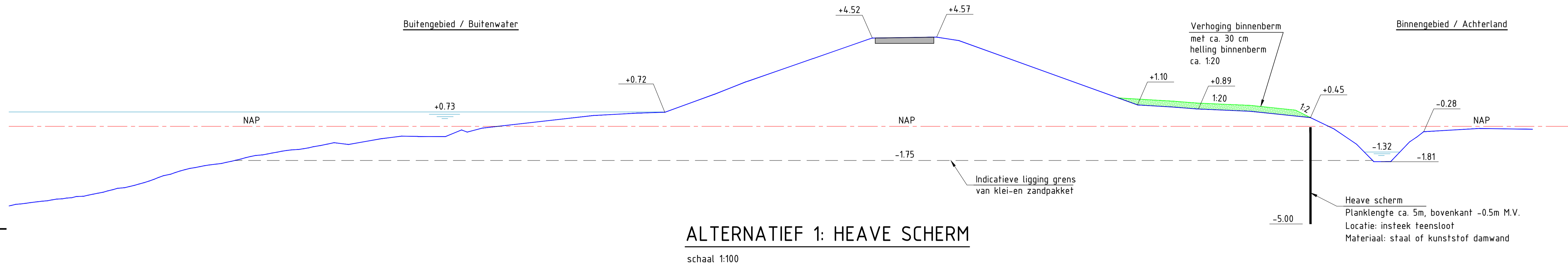
- [Ref. 27] Deltares. (2015). *Update of detailed assessment method on flow slides – final report (doc. nr. 1209439-002)*. Deltares
- [Ref. 28] Waterschap Brabantse Delta. (2020). *Logboek L13 – Dijken en Dammen Zettingsvloeiing voorland (VLZV) (dijktraject 34-1)*. Breda: Waterschap Brabantse Delta.
- [Ref. 29] Waterschap Brabantse Delta. (2022). *Dijkversterking Standhazensedijk - Nota kansrijke Alternatieven*. 5 Mei 2022
- [Ref. 30] Waterschap Brabantse Delta. (2022). *Dijkversterking Standhazensedijk – Rapportage Voorkeursalternatief*. 23 Juni 2022

Bijlage

1. Tekeningen

- a) Kansrijke alternatieven
- b) Voorkeursalternatief

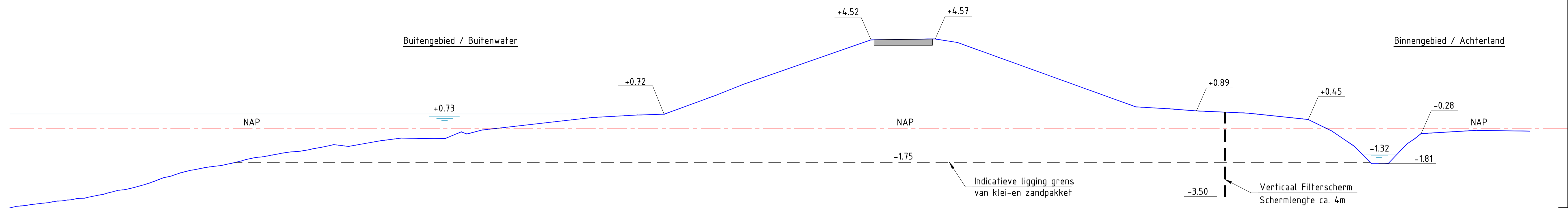
DWARSPROFIEL STANDHAZENSEDIJK
 (GENOMEN NABIJ COORDINAAT X 116.013 , Y 413.030)



Wijz.	Aard der wijziging	Datum	Get.	Gez.
10				
20				
30				
4.0				

		Taux bv is gevestigd in Amsterdam - Assen - Deventer Eindhoven - Enschede - Leeuwarden Rotterdam - Utrecht www.taux.nl	
Opmachtgever Waterschap Brabantse Delta			
Project Verkenningfase Dijkversterking Standhazensedijk			
Onderdeel Kansrijke Alternatieven : Heave scherm			
Documentnummer			
Gelek. VAS Gez. Y.J. Vrijgave -	Datum 17-06-2022	Schaal 1 : 100	Formaat A1
Projectnummer 1284630	Blad 1 van 4	Status DEFINITIEF	Formaat A1

DWARSPROFIEL STANDHAZENEDIJK
 (GENOMEN NABIJ COORDINAAT X 116.013 , Y 413.030)



ALTERNATIEF 2: VERTICAAL FILTERSCHEM

schaal 1:100

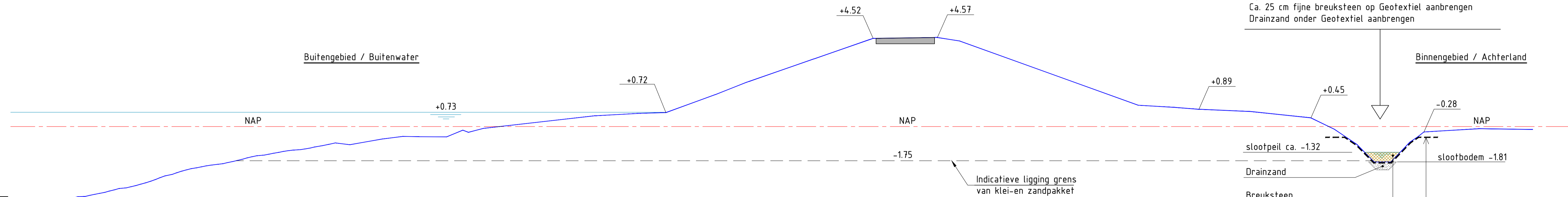
Wijz.	Aard der wijziging	Datum	Get.	Gez.
10				
20				
30				
4.0				

		Taux bv is gevestigd in Amsterdam - Assen - Deventer Eindhoven - Enschede - Leeuwarden Rotterdam - Utrecht www.taux.nl	
Odrachtgever Waterschap Brabantse Delta			
Project Verkenningfase Dijkversterking Standhazensedijk			
Onderdeel Kansrijke Alternatieven : Verticaal Filterscherm			
Documentnummer			
Gelek. VAS Gez. Y.J. Vrijgave -	Datum 17-06-2022	Schaal 1 : 100	Formaat A1
Projectnummer 1284630	Blad 2 van 4	Status DEFINITIEF	Formaat A1

DWARSPROFIEL STANDHAZENEDIJK
(GENOMEN NABIJ COORDINAAT X 116.013 , Y 4.13.030)

Buitengebied / Buitenwater

Binnengebied / Achterland



Filterconstructie in de teensloot
Locatie: teensloot aan binnenzijde dijk
Zijkanten en onderzijde teensloot bedekken met Geotextiel
Ca. 25 cm fijne breuksteen op Geotextiel aanbrengen
Drainzand onder Geotextiel aanbrengen

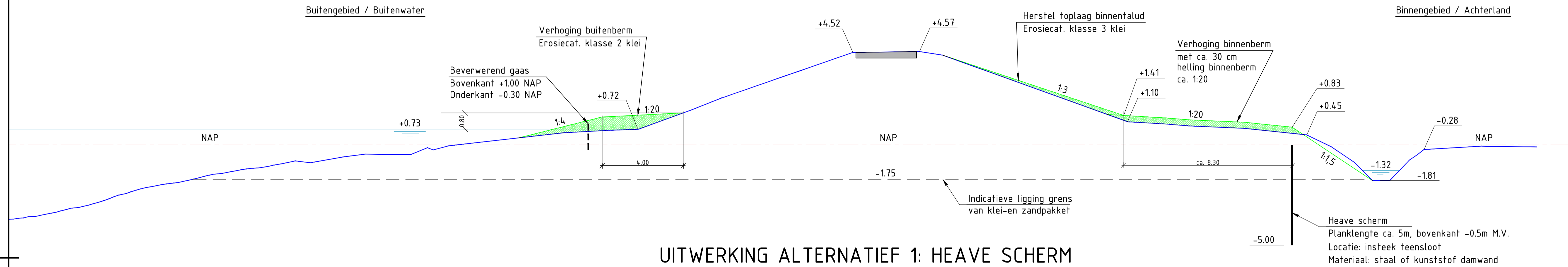
Indicatieve ligging grens
van klei- en zandpakket

ALTERNATIEF 3: FILTERCONSTRUCTIE IN DE TEENSLOOT

schaal 1:100

Wijz.	Aard der wijziging	Datum	Get.	Gez.
10				
20				
30				
4.0				
		Taux bv is gevestigd in Amsterdam - Assen - Deventer Eindhoven - Enschede - Leeuwarden Rotterdam - Utrecht www.tauw.nl		
		Opmachtgever Waterschap Brabantse Delta		
Project Verkenningsfase Dijkversterking Standhazensedijk				
Onderdeel Kansrijke Alternatieven : Filterconstructie Teensloot				
Documentnummer				
Gelek.	VAS	Datum	17-06-2022	
Gez.	Y.J.	Schaal	1 : 100	
Vrijgave	-	Status	DEFINITIEF	
Projectnummer	1284630	Blad	3 van 4	Formaat
				A1

DWARSPROFIEL STANDHAZENEDIJK
(GENOMEN NABIJ COORDINAAT X 116.013 , Y 413.030)



UITWERKING ALTERNATIEF 1: HEAVE SCHERM

schaal 1:100

Wijz.	Aard der wijziging	Datum	Get.	Gez.
10				
20				
30				
40				
 Taux bv is gevestigd in Amsterdam - Assen - Deventer Eindhoven - Enschede - Leeuwarden Rotterdam - Utrecht www.taux.nl				
Odrachtgever Waterschap Brabantse Delta				
Project Verkenningfase Dijkversterking Standhazensedijk				
Onderdeel Kansrijke Alternatieven : uitwerking Heave scherm				
Documentnummer				
Gelek.	VAS	Datum	17-06-2022	
Gez.	Y.J.	Schaal	1 : 100	
Vrijgave	-	Status	DEFINITIEF	
Projectnummer	1284630	Blad	4 van 4	Formaat
				A1

Bijlage

2. Berekeningen (volgt bij 100% product)

- c) Analyses piping
- d) Eenvoudige Toets VLAF & VLZV
- e) Berekeningen zettingsvloeiing
- f) Berekeningen opdrijven voorloopsheid