



Deelproduct 3 Waterkeringsplan Planstudie IJsseldelta-Zuid



Tauw

Witteveen

Bos



Definitief rapport 02

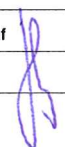
03 oktober 2013

ZL384-195/zutd/024

project - **ijsseldelta** -

Deelproduct 3: Waterkeringsplan planstudie IJsseldelta-Zuid

referentie	projectcode	status
ZL384-195/zuid/024	ZL384-195	definitief 02
projectleider	projectdirecteur	datum
ir. H.J.M.A. Mols	ir. R.P.N. Pater	3 oktober 2013

autorisatie	naam	paraaf
goedgekeurd	ir. H.J.M.A. Mols	

INHOUDSOPGAVE	blz.
1. INLEIDING	1
1.1. Programma IJsseldelta	1
1.2. Masterplan IJsseldelta-Zuid	1
1.3. Gefaseerde uitvoering	2
1.4. Bestuursovereenkomst	2
1.5. Verandering projectscope in 2011	2
1.6. Projectfasering	3
1.7. SNIP-3 procedure	4
1.8. Doel voorliggend SNIP3 product	5
1.9. Definitief rapport	6
1.10. Leeswijzer	7
2. SITUATIEBESCHRIJVING	9
2.1. Huidige situatie	9
2.1.1. Bypassgebied	9
2.1.2. IJsseldijk	9
2.1.3. Drontermeerdijk	9
2.1.4. Dijk Roggebot en Roggebotsluis	10
2.1.5. N50 en Hanzelijn	10
2.2. Project IJsseldelta-Zuid	10
2.3. Objecten	11
2.4. Raakvlakken	12
3. ONTWERPMETHODEN	15
3.1. Gehanteerde leidraden en normen	15
3.1.1. Basisdocumenten	15
3.1.2. Normen en leidraden	15
3.2. Ontwerpmethodiek	16
3.2.1. Budgetgestuurd ontwerpen	16
3.2.2. Duurzaam ontwerpen	16
3.2.3. Robuustheid	17
3.2.4. Kruinhoogtebepaling	20
3.2.5. Faalmechanismen	20
3.3. Rekenmodellen	21
3.3.1. Algemeen	21
3.3.2. Sigma-tau curves	22
3.3.3. Schematiseringsfactor	23
3.3.4. Stabiliteit buitenwaarts	24
3.3.5. Stabiliteit damwand	25
4. 1A6 IJSSELDIJK VERBINDENDE WATERKERING (FASE 1)	27
4.1. Beschrijving object	27
4.2. Algemene uitgangspunten	28
4.3. Geometrische uitgangspunten	29
4.3.1. Dijkvakken en representatieve profielen	29
4.3.2. Maaiveldligging	29
4.3.3. Slootafmetingen	29
4.3.4. Principe dwarsprofiel	29
4.4. Hydraulische uitgangspunten	30
4.5. Geotechnische uitgangspunten	30
4.5.1. Bodemopbouw	30
4.5.2. Volumiek gewicht	31
4.5.3. Schuifsterkte	31

4.5.4.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	32
4.6.	Waterspanningen	32
4.6.1.	Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts	32
4.6.2.	Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts	33
4.6.3.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	33
4.6.4.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	33
4.7.	Ontwerpresultaat	33
4.7.1.	Hoogte grondlichaam	33
4.7.2.	Taluds en bermen	34
4.7.3.	Pipingberm	35
4.7.4.	Taludbekleding	35
4.7.5.	Lengte voorland	36
4.8.	Niet-waterkerende objecten (NWO's)	36
4.9.	Raakvlakken constructies en kunstwerken	36
4.10.	Legger/KEUR zoning	37
4.11.	Zettingsanalyse	37
4.12.	Hoeveelheden	37
5.	1A7 IJSSELDIJK DIJKRING 11B (FASE 1)	39
5.1.	Beschrijving object	39
5.2.	Algemene uitgangspunten	39
5.3.	Geometrische uitgangspunten	40
5.3.1.	Dijkvakken en representatieve profielen	40
5.3.2.	Maaiveldligging	40
5.3.3.	Slootafmetingen	40
5.3.4.	Principe dwarsprofiel	40
5.4.	Hydraulische uitgangspunten	41
5.5.	Geotechnische uitgangspunten	41
5.5.1.	Bodemopbouw	41
5.5.2.	Volumiek gewicht	42
5.5.3.	Schuifsterkte	42
5.5.4.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	43
5.6.	Waterspanningen	43
5.6.1.	Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts	43
5.6.2.	Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts	43
5.6.3.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	43
5.6.4.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	44
5.7.	Ontwerpresultaat	44
5.7.1.	Hoogte grondlichaam	44
5.7.2.	Taluds en bermen grondlichaam	44
5.7.3.	Pipingberm	45
5.7.4.	Taludbekleding	45
5.7.5.	Lengte voorland	46
5.7.6.	Niet-waterkerende objecten (NWO's)	46
5.8.	Legger/KEUR zoning	46
5.9.	Zettingsanalyse	46
5.10.	Hoeveelheden	47
6.	1B NIEUWE DIJKEN LANGS BYPASS (FASE 1 EN FASE 2)	49
6.1.	Beschrijving object	49
6.2.	Algemene uitgangspunten	50
6.3.	Geometrische uitgangspunten	50
6.3.1.	Zones	50
6.3.2.	Dijkvakken en representatieve profielen	51
6.3.3.	Slootafmetingen	51

6.4.	Hydraulische uitgangspunten	52
6.5.	Geotechnische uitgangspunten	53
6.5.1.	Bodemopbouw	53
6.5.2.	Volumiek gewicht	53
6.5.3.	Schuifsterkte	54
6.5.4.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	54
6.6.	Waterspanningen	55
6.6.1.	Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts	55
6.6.2.	Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts	55
6.6.3.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	55
6.6.4.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	56
6.7.	Ontwerpproces	56
6.8.	Ontwerpresultaat fase 1	57
6.8.1.	Hoogte grondlichaam	58
6.8.2.	Binnentalud en binnenberm grondlichaam	58
6.8.3.	Buitentalud en buitenberm grondlichaam	59
6.8.4.	Pipingberm	61
6.8.5.	Bekleding buitentalud	62
6.8.6.	Bekleding binnentalud	63
6.8.7.	Lengte voorland	63
6.9.	Ontwerpresultaat fase 2 Roggebot	64
6.9.1.	Hoogte grondlichaam	64
6.9.2.	Binnentalud en binnenberm grondlichaam	65
6.9.3.	Buitentalud en buitenberm grondlichaam	65
6.9.4.	Pipingberm	65
6.9.5.	Bekleding buitentalud	66
6.9.6.	Bekleding binnentalud	66
6.9.7.	Lengte voorland	66
6.10.	Niet-waterkerende objecten (NWO)	67
6.11.	Raakvlakken constructies en kunstwerken	69
6.11.1.	Gemaal Kamperveen	70
6.11.2.	Gemaal Zwartendijk	70
6.11.3.	Landhoofden kunstwerk Nieuwendijk	70
6.11.4.	Kade/aanlegsteiger stationsbuurt Kampen	71
6.11.5.	Landhoofden N50 en Hanzelijn	72
6.11.6.	Aansluitingen verkeersknoop Zwartendijk, Slaper, Nieuwendijk	73
6.11.7.	Aansluiting dijkvak N11 op categorie C kering	73
6.11.8.	Kanteldijken Drontermeertunnel	74
6.12.	Legger/KEUR zonerings	75
6.13.	Zettingsanalyse	75
6.14.	Hoeveelheden	77
7.	1D2 DRONTERMEERDIJK (FASE 1 EN 2)	79
7.1.	Beschrijving object	79
7.2.	Algemene uitgangspunten	80
7.3.	Geometrische uitgangspunten	80
7.3.1.	Dijkvakken	80
7.3.2.	Representatieve profielen	80
7.3.3.	Geuldiepte	81
7.4.	Hydraulische uitgangspunten fase 1	81
7.5.	Hydraulische uitgangspunten fase 2	82
7.6.	Geotechnische uitgangspunten	83
7.6.1.	Bodemopbouw	83
7.6.2.	Volumiek gewicht	83
7.6.3.	Schuifsterkte	83

7.6.4.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	84
7.7.	Waterspanningen	84
7.7.1.	Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts	84
7.7.2.	Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts	84
7.7.3.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	85
7.7.4.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	85
7.8.	Maatregelen fase 1	85
7.8.1.	Toetsrandvoorwaarden vs belastingen bypass fase 1	85
7.8.2.	Hoogte grondlichaam	85
7.8.3.	Piping en heave	86
7.8.4.	Macrostabiliteit grondlichaam	86
7.8.5.	Stabiliteit bekleding	86
7.8.6.	Stabiliteit voorland	87
7.9.	Maatregelen fase 2	87
7.9.1.	Hoogte grondlichaam	88
7.9.2.	Binnentalud en binnenberm grondlichaam	89
7.9.3.	Buitentalud en buitenberm grondlichaam	89
7.9.4.	Pipingberm	89
7.9.5.	Bekleding buitentalud	90
7.9.6.	Bekleding binnentalud	90
7.9.7.	Lengte voorland	90
7.10.	Niet-waterkerende objecten (NWO's)	91
7.11.	Legger/KEUR zonering	91
7.12.	Zettingsanalyse fase 2	91
7.13.	Hoeveelheden fase 2	92
8.	1H12 KLIMAATDIJK WOONGEBIED (FASE 1)	93
8.1.	Beschrijving object	93
8.2.	Algemene uitgangspunten	93
8.3.	Geometrische uitgangspunten	94
8.3.1.	Dijkvakken en representatieve profielen	95
8.3.2.	Definitie van de kering	95
8.4.	Hydraulische uitgangspunten	95
8.5.	Geotechnische uitgangspunten	96
8.5.1.	Bodemopbouw	96
8.5.2.	Volumiek gewicht	96
8.5.3.	Schuifsterkte	96
8.5.4.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	97
8.6.	Waterspanningen	98
8.6.1.	Freatische lijn	98
8.6.2.	Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts	98
8.6.3.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	98
8.6.4.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	98
8.7.	Ontwerpresultaat	98
8.7.1.	Hoogte grondlichaam	98
8.7.2.	Buitentalud en buitenberm grondlichaam	99
8.7.3.	Bekleding buitentalud	99
8.7.4.	Lengte voorland	100
8.8.	Niet-waterkerende objecten (NWO's)	100
8.9.	Raakvlakken constructies en kunstwerken	101
8.10.	Legger/KEUR zonering	101
8.11.	Zettingsanalyse	101
8.12.	Hoeveelheden	102
9.	1H10 CATEGORIE C KERING (FASE 1)	103

9.1.	Beschrijving object	103
9.2.	Algemene uitgangspunten	103
9.3.	Geometrische uitgangspunten	103
9.4.	Ontwerp bekleding	103
9.5.	Waterkeringsveiligheid	104
9.6.	Hoeveelheden	104
10.	10.1C1 DIJK DRONTERMEER-VOSSEMEER (FASE 1)	105
10.1.	Beschrijving object	105
10.2.	Algemene uitgangspunten	106
10.3.	Geometrische uitgangspunten	106
10.3.1.	Bodemligging Drontermeer	106
10.3.2.	Dijkvakken en representatieve profielen	107
10.3.3.	Principe dwarsprofiel	107
10.4.	Hydraulische uitgangspunten	107
10.5.	Geotechnische uitgangspunten	108
10.5.1.	Bodemopbouw	108
10.5.2.	Geotechnische parameters	109
10.5.3.	Stabiliteitsfactor grondlichamen	109
10.6.	Waterspanningen	110
10.6.1.	Freatische lijn	110
10.6.2.	Stijghoogte eerste watervoerende pakket	110
10.6.3.	Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen	110
10.7.	Uitvoeringsmethode	110
10.7.1.	Beschikbare materialen	110
10.7.2.	Varianten	111
10.7.3.	Analyse	112
10.7.4.	Conclusie uitvoeringsmethode	113
10.8.	Ontwerpresultaat	113
10.8.1.	Hoogte grondlichaam	113
10.8.2.	Taluds en bermen grondlichaam	114
10.8.3.	Lengte voorland	116
10.8.4.	Ecologische migratie	116
10.9.	Raakvlakken constructies en kunstwerken	116
10.10.	Zettingsanalyse	116
10.11.	Hoeveelheden	116
11.	11E1-1 DIJK ROGGEBOT (FASE 1)	117
11.1.	Beschrijving object	117
11.2.	Algemene uitgangspunten	118
11.3.	Geometrische uitgangspunten	118
11.4.	Hydraulische uitgangspunten	118
11.5.	Geotechnische uitgangspunten	119
11.5.1.	Beschikbaar grondonderzoek	119
11.5.2.	Geotechnisch profiel	119
11.5.3.	Maatgevende bodemopbouw	120
11.6.	Beoordeling stabiliteit	120
11.6.1.	Macrostabiliteit	120
11.6.2.	Kanttekening en aanbevelingen	121
12.	11E1-2 DIJK ROGGEBOT (FASE 2)	123
12.1.	Beschrijving object	123
12.2.	Algemene uitgangspunten	123
12.3.	Geometrische uitgangspunten	124
12.4.	Hydraulische uitgangspunten	124

12.5. Ontwerpresultaat	125
12.6. Uitvoeringsfasering	125
12.7. Hoeveelheden	126
13. 1E4 EROSIEMAATREGELEN DIJKEN (FASE 2)	127
13.1. Beschrijving object	127
13.2. Algemene uitgangspunten	127
13.3. Geometrische uitgangspunten	127
13.3.1. Bodemligging	127
13.3.2. Breedte uitstroomopening	127
13.3.3. Nieuwe brug	128
13.4. Hydraulische uitgangspunten	128
13.4.1. Maatgevende situatie	128
13.4.2. Waterstanden	128
13.4.3. Stroming	128
13.4.4. Turbulentie	129
13.5. Geotechnische uitgangspunten	129
13.6. Ontwerpresultaat	129
13.7. Hoeveelheden	130
14. UITVOERINGSPLAN	131
14.1. Uitvoeringsplan	131
14.2. Planning	131
14.3. Stabiliteit bij aanleg	131
14.3.1. Mechanismebeschrijving	131
14.3.2. Aanlegfasering bypassdijken	132
14.3.3. Methode stabiliteitsanalyse	132
14.3.4. Resultaten analyse	135
14.3.5. Conclusies en aanbevelingen	136
15. BEHEER EN ONDERHOUD	139
15.1. Beheer- en onderhoudsplan	139
15.2. Doel beheer- en onderhoud	139
15.3. Beheerders	139
15.4. Inspectie en toetsing primaire waterkeringen	139
15.5. Inspectie erosiemaatregelen	140
15.6. Beheer dijkbekleding IJsseldijk, Bypassdijken en Klimaatdijk	140
15.7. Beheer dijkbekleding dijk Drontermeerdijk	140
15.8. Beheer dijkbekleding dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam) en Roggebot	141
15.9. Beheer erosiemaatregelen	141
16. GEVOELIGHEIDSANALYSES	143
16.1. Inleiding	143
16.2. Bodemdaling	143
16.3. Sterkteparameters	145
16.4. Freatische lijn	148
16.5. Stijghoogte	149
16.6. Indringingsdiepte	150
16.7. Zoneringsregel	153
16.8. Rekenmethode STBI	156
16.9. Stabiliteit gezette geometrie	158
16.10. Stabiliteit buitenwaarts	159
16.11. Zettingsberekeningen	160
16.12. Samenvatting en eindconclusie	160
16.13. Materiaal in de kern van de dijk	163

17. EUROCODE	167
17.1. Algemeen	167
17.2. Grondlichamen	167
17.3. Damwandconstructie Molenkolk	169

18. AANBEVELINGEN	171
--------------------------	------------

laatste bladzijde	176
-------------------	------------

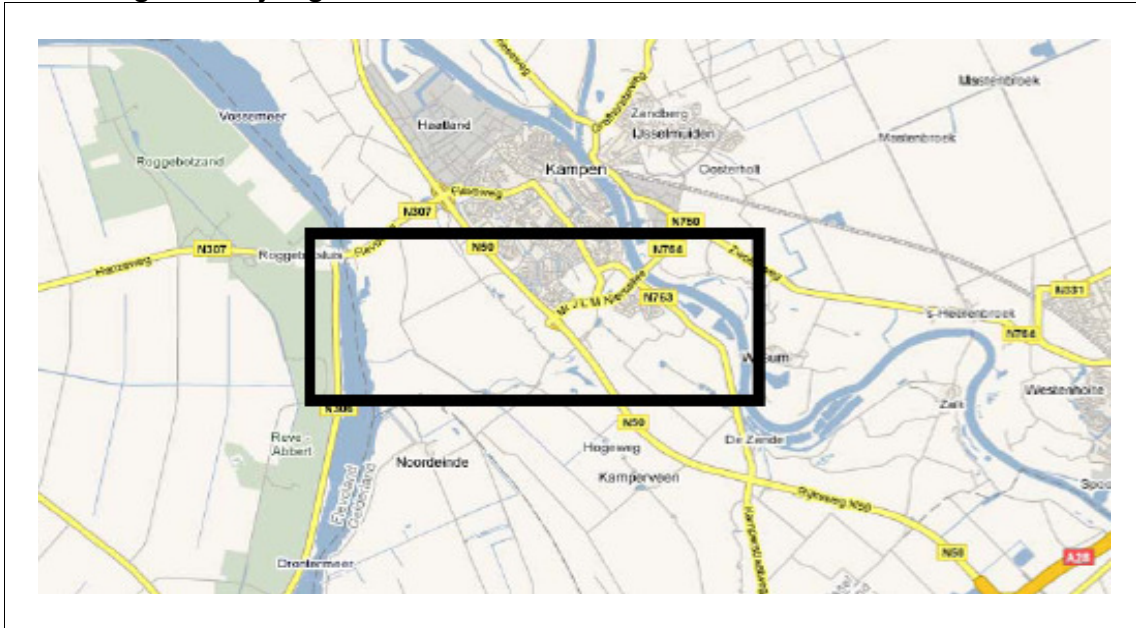
BIJLAGEN	aantal blz.
I As built tekeningen Hanzelijn, huidige situatie	2
II Legger- en keurzoning	8
III Berekeningen veiligheid tegen afschuiven en microstabiliteit bekleding	4
IV Dagelijkse waterstanden en streefpeilen	1
V Polderpeilenkaart	1
VI Geotechnisch lengteprofiel	9
VII Berekeningsresultaten stationaire grondwaterstromingsberekening	1
VIII Berekeningsresultaten Macrostabiliteit	24
IX Berekeningsresultaten Stabiliteit piping en heave	58
X Multibeampeiling zandwinputten Onderdijkse Waard	2
XI Ontwerptekeningen	15
XII Tekeningen dijkvakindeling	2
XIII Maatgevende grondopbouw	3
XIV Berekeningsresultaten stabiliteit voorland	55
XV Tekening aansluiting N50 en Hanzelijn	1
XVI Berekeningsresultaten PC-overslag	64
XVII Concept inrichtingsplan	1
XVIII Berekeningen erosie maatregelen Drontermeer	15
XIX Bepaling schematiseringsfactoren	4
XX Memo ontwerpuitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en 2	45
XXI Dwarsprofieltekening Drontermeerdijk huidige situatie	1
XXII Zettingsberekeningen en berekeningen stabiliteit aanlegfase	29
XXIII Ontwerp damwand Molenkolk	15
XXIV Veiligheidstoetsing cat C kering bij Roggebot	15
XXV Ontwerpberekeningen Reevedam	5
XXVI Spreiding sterkteparameters	3
XXVII Analyse zevingen	3
XXVIII Rekenblok schematiseringsfactor gevoeligheidsberekeningen	4
XXIX Objectenlijst	2
XXX Bodemligging Drontermeer	1

1. INLEIDING

1.1. Programma IJsseldelta

Het Programma IJsseldelta behelst een integrale gebiedsontwikkeling voor het stedelijk netwerk Zwolle - Kampen. Het Programma IJsseldelta bestaat uit twee deelprogramma's IJsseldelta-Noord voor de versterking van het Nationaal Landschap en IJsseldelta-Zuid met als doel de integrale stedelijke ontwikkeling van Kampen in combinatie met hoogwaterbescherming. IJsseldelta-Zuid is het gebied tussen Kampen, de IJssel en het Drontermeer (Afbeelding 1.1).

Afbeelding 1.1. Projectgebied IJsseldelta-Zuid



1.2. Masterplan IJsseldelta-Zuid

Voor de gebiedsontwikkeling IJsseldelta-Zuid is in het najaar van 2006 het 'Masterplan Veilig wonen, werken en recreëren in IJsseldelta Zuid' vastgesteld door de gemeenteraden van Kampen en Zwolle, Provinciale Staten van Overijssel en het Algemeen Bestuur van waterschap Groot Salland. De gebiedsontwikkeling IJsseldelta-Zuid is als voorbeeldproject opgenomen in de Nota Ruimte. Belangrijke onderdelen van het Masterplan zijn de aanleg van een bypass tussen de IJssel en het Drontermeer en woningbouwontwikkeling ten zuiden en ten westen van Kampen. De bypass is een van de benodigde maatregelen in de benedenloop van de IJssel om de verwachte hogere rivierafvoeren in de toekomst veilig te kunnen verwerken. In de in 2008 door Provinciale Staten van Overijssel vastgestelde partiële herziening van het Streekplan Overijssel 2000+ is de ontwikkeling van woningbouw ten westen van Kampen tot 2020 beperkt tot een tussen de Hanzelijn en bypass gelegen locatie van 1.300 woningen. Dit wordt een waterrijk woonmilieu, dat gedeeltelijk op een klimaatdijk wordt gebouwd. In de bypass en de daaraan grenzende Onderdijkse Waard wordt ruim 400 hectare nieuwe natuur gerealiseerd. Daardoor ontstaat een ecologische verbinding tussen de IJsseluiterwaarden en de Veluwerandmeren. Ook het verbeteren van de toeristisch-recreatieve infrastructuur is een doel van de gebiedsontwikkeling. Andere projecten in het Programma IJsseldelta-Zuid zijn de inpassing van de Hanzelijn (spoor), de ontwikkeling van de stationslocatie Kampen-Zuid, de verbreding van de N50 en capaciteitsuitbreiding van de N307 en de versterking van de agrarische structuur.

Op 28 januari 2008 heeft de stuurgroep 'Gebiedsontwikkeling IJsseldelta-Zuid' Gedeputeerde Staten van Overijssel en Flevoland geadviseerd als voorkeursalternatief te kiezen voor een bypass die in open verbinding staat met het Vossemeer. Dit voorkeursalternatief wordt gekenmerkt door 'hoog dynamische' natuur met een grote peildynamiek door de invloed van peilfluctuaties in het Vossemeer op de bypass. Op 9 november 2009 heeft de stuurgroep besloten het gekozen voorkeursalternatief voor het SNIP3 besluit verder uit te werken zonder stormkering bij Roggebot.

De bypass Kampen is als concreet omschreven project opgenomen in het Nationaal Waterplan.

1.3. Gefaseerde uitvoering

Medio 2009 heeft de regio aan de staatssecretaris van Verkeer en Waterstaat voorgesteld de uitvoering van IJsseldelta-Zuid in twee fasen te splitsen en in fase 1 de uitvoering te combineren met het Ruimte voor de Rivierproject Zomerbedverlaging Beneden-IJssel. Dit voorstel is uitgewerkt in een business case op grond waarvan het kabinet op 4 september 2009 heeft besloten EUR 167 miljoen te reserveren voor de gefaseerde uitvoering en EUR 22,4 miljoen uit het Nota Ruimtebudget beschikbaar te stellen voor de gebiedsontwikkeling. Per brief d.d. 5 oktober 2009 heeft de staatssecretaris van V&W gemeld dat, aanvullend op de in de PKB Ruimte voor de Rivier beschikbare EUR 46 miljoen voor de zomerbedverlaging, EUR 167 miljoen wordt gereserveerd voor de aanleg van de hoogwatergeul bij Kampen. De bijdrage uit het Nota Ruimte budget is vastgelegd in een door de minister van VROM d.d. 31 december 2009 afgegeven beschikking. In de gefaseerde uitvoering wordt in de eerste fase de zomerbedverlaging uitgevoerd in combinatie met de inrichting van het bypassgebied. In de periode 2021 – 2025 worden een aantal kunstwerken gebouwd voor het via de bypass vanaf 2025 kunnen afvoeren van hoogwaterpieken op de IJssel.

1.4. Bestuursovereenkomst

Op 15 februari 2010 is als vervolg op het kabinetsbesluit een Bestuursovereenkomst afgesloten tussen het Rijk, de provincies Overijssel en Flevoland, de gemeenten Kampen, Zwolle, Dronten en Oldenbroek, de waterschappen Groot Salland en Zuiderzeeland, evenals Staatsbosbeheer. In deze overeenkomst zijn onder andere de gereserveerde financiële bijdragen van Rijk, provincie Overijssel en gemeente Kampen vastgelegd. Ook is hierin opgenomen dat provincie Overijssel ter voorbereiding van de Projectbeslissing (SNIP 3 besluit) de adviesnota voor de bypass Kampen laat uitwerken en Rijkswaterstaat die voor de zomerbedverlaging.

1.5. Verandering projectscope in 2011

De Ruimte voor de Rivier maatregel 'Zomerbedverlaging Beneden-IJssel' voorzag in het over 22 km verdiepen van de IJssel met gemiddeld 1,7 m. Najaar 2011 is geconcludeerd dat heroverweging van dit project nodig is als gevolg van de negatieve effecten op onder andere de drinkwaterwinning bij Zwolle. Op 26 september 2011 is door de Bestuurlijke Begeleidingscommissie Zomerbedverlaging en de Stuurgroep IJsseldelta-Zuid aan de staatssecretaris van I&M geadviseerd om een verkorte zomerbedverlaging (7 in plaats van 22 km) te combineren met een versnelde, gedeeltelijke inzet van de bypass voor het afvoeren van de uiterste hoogwaterpieken ($>15.500 \text{ m}^3/\text{s}$) op de IJssel. Op basis van in het najaar van 2011 uitgevoerde haalbaarheidsonderzoeken is geconcludeerd, dat via het huidige Roggebotsluis complex, met een aantal aanpassingen, bij maatgevende rivierafvoeren en een eenmaal per jaar storm, $220 \text{ m}^3/\text{s}$ kan worden afgevoerd. Op 2 december 2011 zijn de

conclusies van de haalbaarheidsonderzoeken door de Bestuurlijke Begeleidingscommissie Zomerbedverlaging en de Stuurgroep IJsseldelta-Zuid vastgesteld en is de staatssecretaris van I&M voorgesteld de plannen voor de verkorte zomerbedverlaging in combinatie met een versnelde, beperkte inzet van de bypass uit te werken voor het SNIP 3 besluit. Het voorliggende document is een van de hiervoor opgestelde producten.

1.6. Projectfasering

De uitvoering van de bypass blijft ondanks deze scopewijziging in twee fases gesplitst, met een doorkijk naar een derde fase. Voor de versnelde inzet van de bypass moeten wel een aantal aanvankelijk in fase 2 te bouwen kunstwerken in fase 1 worden gebouwd.

De fasen kenmerken zich na de scopewijzigingen als volgt:

Fase 1

Voor fase 1 (operationeel tussen begin 2017 t/m 2025) start de uitvoering in 2014. In 2017 is de bypass geschikt om te worden ingezet bij extreem hoge rivierafvoeren ($>15.500 \text{ m}^3/\text{s}$). In de uitvoering voor fase 1 vindt al het groot grondverzet plaats. Voorzien is in de aanleg van de totale inrichting en de bypassdijken (exclusief Drontermeerdijk), vervanging van de Nieuwendijk door een viaduct, nieuwe natuur, de toeristisch recreatieve voorzieningen (waaronder de vaargeul en recreatiesluis in de IJsseldijk), het inlaatwerk, een kering met twee keersluizen ten zuiden van het eiland Reeve en beschermingsmaatregelen bij de Roggebotsluis. Door de aanleg van de recreatiesluis kan de bypass in fase 1 als vaarroute voor recreatievaart worden gebruikt. Uitgangspunt is een robuust en flexibel ontwerp, dat ruimte biedt om in te spelen op toekomstige beleidsontwikkelingen en reeds op een veilige wijze een bijdrage levert aan de korte termijn Ruimte voor de Rivier taakstelling bij Zwolle.

Voor de versnelde inzet van de bypass moeten de aanvankelijk voor fase 2 te bouwen inlaat en een kering ten zuiden van het eiland Reeve al in fase 1 worden gebouwd. Gebruik makend van het huidige Roggebotcomplex kan in fase 1 maximaal circa $220 \text{ m}^3/\text{s}$ worden afgevoerd bij een maatgevende afvoer die samenvalt met een eenmaal per jaar stormsituatie of een verhoogd peil op Vossemeer door neerslag of IJsselafvoer (NAP +0,6 m). De afvoer van circa $220 \text{ m}^3/\text{s}$ door de bypass veroorzaakt circa 12,8 cm waterstandsval bij Zwolle bij de maatgevende afvoer ($16.655 \text{ m}^3/\text{s}$). Bij een lagere waterstand dan NAP +0,6 m op het Vossemeer kan desgewenst een groter volume via de bypass worden afgevoerd, mits het waterpeil bij Roggebotsluis niet het peil van NAP +1,7 m overschrijdt. De bypass moet in fase 1 pas als uiterste maatregel worden ingezet (kans 1/1100 per jaar (zie paragraaf 3.4.7 van de Systemanalyse)). Voor de afvoer via de huidige Roggebotsluis en de spuikoker in de Roggebotkering worden beschermende voorzieningen aangebracht. Ook zijn voorzieningen nodig om de waterkerende functie te borgen, nadat de sluis is gebruikt om te spuien.

De inlaat is loodrecht op de stroomrichting van het in te laten water gepositioneerd. Dat vergt een verlegging van de IJsseldijk in westelijke richting. Bij een extreme afvoersituatie ($>15.500 \text{ m}^3/\text{s}$) op de IJssel worden twee dynamische schuiven in het inlaatwerk geopend, waarmee de hoeveelheid in te laten water kan worden geregeld. De bypass is in fase 1 nog afgesloten van het IJsselmeer door de kering in de Roggebotsluis, maar staat onder dagelijkse omstandigheden in open verbinding met het Drontermeer. Om bij de afvoer van IJsselwater of bij opstuwning bij storm uitwisseling tussen IJsselwater en het Drontermeer en afvoer via de Veluwerandmeren te blokkeren wordt een kering gebouwd ten zuiden van het eiland Reeve (deze kering heeft als werktitel de Reevedam). In deze kering zijn twee keersluizen opgenomen. Een keersluis ter plaatse van het noordelijk sluishoofd voor de in fase 2 te bouwen nieuwe Roggebotsluis en een keersluis ter plaatse van een in fase 2 te

bouwen spuivoorziening. Door de aanleg van twee keersluizen in de Reevedam wordt de belemmering voor de scheepvaart op de route Drontermeer-Vossemeer zoveel mogelijk gereduceerd en een nautisch veilige oplossing nagestreefd.

Fase 2

Voor fase 2 (operationeel vanaf 2025 t/m 2065) is rekening gehouden met een opzet van het winterstreefpeil van het IJsselmeer met 23 cm in 2100. De bypass zal in fase 2 ingezet (kunnen) worden voor de afvoer van maximaal circa 730 m³/s bij een 1/2000 jaar hoogwater op de IJssel. In fase 2 zal deze afvoer via de bypass minimaal 30 cm waterstands daling nabij Zwolle veroorzaken bij een maatgevende afvoer (16.655 m³/s). Voor fase 2 is de uitvoering in de periode 2021 t/m 2024 gepland. Bij de inlaat zijn een aantal kleinere aanpassingen nodig, waaronder de aanleg van een migratiegeul. De bypass staat in fase 2 in open verbinding met het Vossemeer door verwijdering van de kering bij Roggebot. Deze wordt vervangen door een circa 100 m lang viaduct, met klepbrug en doorvaarthoogte van 7,0 m. Nu is die hoogte circa 4,5 m. Ook moet de Drontermeerdijk voor fase 2 over een lengte van 2.700 m worden versterkt en zijn voorzieningen tegen hoogwater nodig in het recreatiecomplex Roggebot.

Door de open verbinding met het IJsselmeer ontstaat er een grotere peildynamiek met een 'hoog dynamische' natuur. De bypass is gescheiden van het Drontermeer door de in fase 1 gebouwde kering ten zuiden van het eiland Reeve. Hierin zijn de twee keersluizen vervangen door een schutsluis en spuiwerker.

Fase 3

Naast de bovengenoemde fasen, is er vanwege ontwerpredenen ook nog een fase 3 gedefinieerd (operationeel vanaf 2065). Voor fase 3 is in de ontwerpen van de dijken (ruimtereservering) en de kunstwerken (fundering) rekening gehouden met een opzet van het winterpeil ten opzichte van nu met 1,0 m. Voor de klimaatdijk in het woongebied wordt al direct een kruinhoogte gerealiseerd die geschikt is voor een toename van het winterpeil van het IJsselmeer na 2065 met 1,5 m.

In bijlage XXIX is een overzicht van de voor fase 1 en fase 2 te realiseren objecten opgenomen. Voor een uitgebreidere omschrijving van de werking van het systeem wordt verwezen naar de Systeemanalyse [lit. 50.].

Om het onderscheid tussen fase 1 en fase 2 duidelijk naar voren te laten komen, zijn de rapportages ingedeeld naar een beschrijving per fase (zie toelichting leeswijzer).

1.7. SNIP-3 procedure

De plannen voor de verkorte Zomerbedverlaging Beneden-IJssel en de versnelde inzet van de bypass zijn in de periode 2010-2012 parallel uitgewerkt tot het zogeheten SNIP 3 beslisniveau. Alle hiervoor opgeleverde producten dienen ter onderbouwing van het SNIP3 besluit, de bestemmingsplannen en de vergunningen. Voor de besluitvorming over fase 1 is het noodzakelijk, dat relevante informatie voor fase 2 ook is uitgewerkt. Ook het ontwerp van fase 2 moet vergunbaar zijn. De fase 1 te bouwen objecten zijn onomkeerbare maatregelen voor fase 2.

Om het verschil tussen fase 1 en fase 2 duidelijk naar voren te laten komen, is in de systeemanalyse onderscheid gemaakt in de beschrijving van de verschillende fasen en de verschillende objecten per fase.

Het eindresultaat van de SNIP3 procedure voor fase 1 omvat de volgende hoofdproducten:

- projectontwerp (het inrichtingsplan en het technisch ontwerp tezamen, het technisch ontwerp van de objecten is tot VO uitgewerkt);
- concept vergunningen en projectplannen Waterwet;
- ontwerpbestemmingsplan, Besluit-MER en Passende Beoordeling;
- onderbouwende onderzoeken.

Deze hoofdproducten en onderliggende onderzoeken moeten voldoen aan de eisen die gesteld zijn door de Bevoegd Gezagen en de eisen van de Programma Directie Ruimte voor de rivier (het Handboek SNIP). De uitwerking van de meeste producten voor het SNIP 3 procedure is gegund aan een Combinatie van Royal Haskoning, Witteveen+Bos en Tauw. De ontwerpbestemmingsplannen worden door de gemeente Kampen voorbereid. Provincie Overijssel levert producten zoals een inkoopplan en de benodigde onroerend goed gegevens.

De partijen die de bestuursovereenkomst in 2010 hebben ondertekend zijn nadien intensief betrokken bij de ontwikkeling en/of toetsing van de voor SNIP 3 uitgewerkte producten.

1.8. Doel voorliggend SNIP3 product

In het bovengeschetste SNIP3 traject is met de partners in de regio tot een gedragen uitwerking van het voorkeursalternatief gekomen. Dit heeft geleid tot rapportages met betrekking tot de verschillende aspecten van een SNIP 3 procedure.

De voorliggende rapportage van het Waterkeringsplan is onderdeel van deelproduct 3. Het doel van deze rapportage is het onderbouwen van de ontwerpkeuzes en het ontwerp van de grondlichamen van de waterkeringen en het aantonen van de veiligheid van de gekozen oplossingen.

Het Waterkeringsplan geeft inzicht in het ontwerp van de nieuwe waterkeringen in de bypass, het te verbeteren deel van de IJsseldijk en de verbindende waterkeringen Roggebot en dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam). In het Waterkeringsplan zijn voor de versterking van de Drontermeerdijk tussen sluis Roggebot en het eiland Reeve twee mogelijk versterkingsvarianten beschreven. Het waterkeringsplan behoeft de instemming van waterschap Zuiderzeeland, waterschap Groot Salland en Rijkswaterstaat IJsselmeergebied (elk voor zover het toekomstig beheerder is).

Het ontwerp en uitgangspunten in dit Waterkeringsplan is input voor de verschillende waterwet-procedures. In projectplannen en watervergunningen zal hiernaar worden verwezen.

Doelgroep

Het waterkeringsplan is bedoeld voor provincie Overijssel en de toekomstige vaarweg- en dijkbeheerders in het projectgebied van de bypass. Bij het opstellen van de rapportage is ervan uitgegaan dat de lezers deskundig zijn op het gebied van waterkeringen.

Eisen

Conform de vraagspecificatie en het werkplan dient het waterkeringsplan te voldoen aan een aantal eisen. Deze zijn gegeven in Tabel 1.1. In het voorliggend definitief rapport is aan alle eisen invulling gegeven.

Tabel 1.1. Producteisen waterkeringsplan

producteisen waterkeringsplan	voldaan?
Definitief ontwerp met nauwkeurige beschrijving (dwarsprofielen, dimensies, aanzichten overgangconstructies, aansluitingen etc.) en onderbouwing van de te realiseren en/of aan te passen objecten voor fase 1:	Voor de fase 1 objecten is een definitief ontwerp uitgewerkt inclusief detaillering. Uitzondering is de Reevedam, in verband met de scopewijziging is deze uitgewerkt tot VO niveau.
- ontwerpbelastingen - ontwerpberekeningen	opgenomen in hoofdstuk 3 en bijlage XX; opgenomen in bijlagen III, VII, VIII, IX, XIV, XVI, XVIII, XIX, XXII, XXIII, XXIV, XXV en XXVIII. Een overzicht van de berekeningen is gegeven in hoofdstuk 3;
- ontwerptekeningen - beschrijving ontwerp	opgenomen in bijlage XII en XV; hoofdstuk 4 tot en met 10 voor fase 1 en hoofdstukken 11 tot en met 13 voor fase 2.
Het detailniveau van het ontwerp van fase 1 is de vereiste nauwkeurigheid van de kostenraming voor SNIP 3 +/- 15 % en +/- 30 tot 40 % voor fase 2	Het ontwerp is voor fase 1 uitgewerkt tot een definitief ontwerp en voor fase 2 tot een schetsontwerp. Hoeveelheden zijn nauwkeurig bepaald met behulp van een volledig 3-dimensionaal ontwerp. De nauwkeurigheid wordt daardoor gehaald voor de hoeveelheden. De kosten zijn geraamd onder deelproduct 6, kostenraming [lit. 49.]
Het ontwerp voldoet aan de Waterwet	De ontwerpen zijn volledig opgesteld conform de vigerende leidraden van TAW/ENW. Daarmee voldoet het ontwerp aan de Waterwet. Een verificatie in de vorm van een gevoeligheidsanalyse is toegevoegd aan hoofdstuk 16. In hoofdstuk 17 is het ontwerp getoetst aan de Eurocode.
Het plan onderbouwt welke ruimte nodig is voor de waterkering	De leggerzonering voor de fase 1 dijken is opgenomen in bijlage II
Beschrijving beheer en onderhoud	Opgenomen in hoofdstuk 15
Globale uitvoeringsbeschrijving	Opgenomen in hoofdstuk 14 en bijlage XXII
Risicoregister	Wordt apart gerapporteerd in deelproduct 8, uitvoeringsplan [lit. 46.]

1.9. Definitief rapport

Deze versie van het waterkeringsplan is definitief en maakt onderdeel uit van de SNIP3 documenten voor het project IJsseldelta-Zuid.

In dit rapport zijn alle objecten van het waterkeringsplan uitgewerkt tot het vereiste detailniveau. Dit zijn zowel de fase 1 als fase 2 objecten. Ten opzichte van de versie uit mei 2012 zijn de wijzigingen doorgevoerd ten gevolge van het gewijzigde verkeersontwerp bij de Kamperstraatweg en de knoop Nieuwedijk. Ten opzichte van de laatste concept versie is daarnaast het systeem gewijzigd. Door het enkelzijdig kerend worden van de keersluizen in de Reevedam treden er in fase 1 hogere waterstanden op in de bypass. Verder is het commentaar verwerkt dat is geleverd op de concept versie van 29 mei 2012 door de volgende belanghebbenden:

- provincie Overijssel;
- waterschap Groot Salland;
- waterschap Zuiderzeeland;
- gemeente Kampen;
- Rijkswaterstaat IJsselmeergebied.

1.10. Leeswijzer

Hoofdstuk 2 bevat een algemene situatiebeschrijving van de inrichting van de bypass en de scope van het project, de fasering, de objecten en de raakvlakken met andere disciplines. Hoofdstuk 3 gaat in op de ontwerpmethoden.

In hoofdstuk 4 tot en met 13 wordt het ontwerp beschreven van de verschillende objecten. De objectspecifieke uitgangspunten worden hier beschreven, zodat de rapportage per object los gelezen kan worden van de overige hoofdstukken.

Hoofdstuk 14 bevat aanbevelingen voor in de uitvoeringsmethode en gaat in op de eisen en wensen die vanuit waterkeringsveiligheid gesteld dienen te worden aan de objecten die in dit rapport worden behandeld.

Hoofdstuk 15 bevat aandachtspunten voor beheer en onderhoud.

In hoofdstuk 16 is een gevoeligheidsanalyse toegevoegd en in hoofdstuk 17 een toets aan de Eurocode 7. Het laatste hoofdstuk omvat de belangrijkste aanbevelingen voor de vervolgfase.

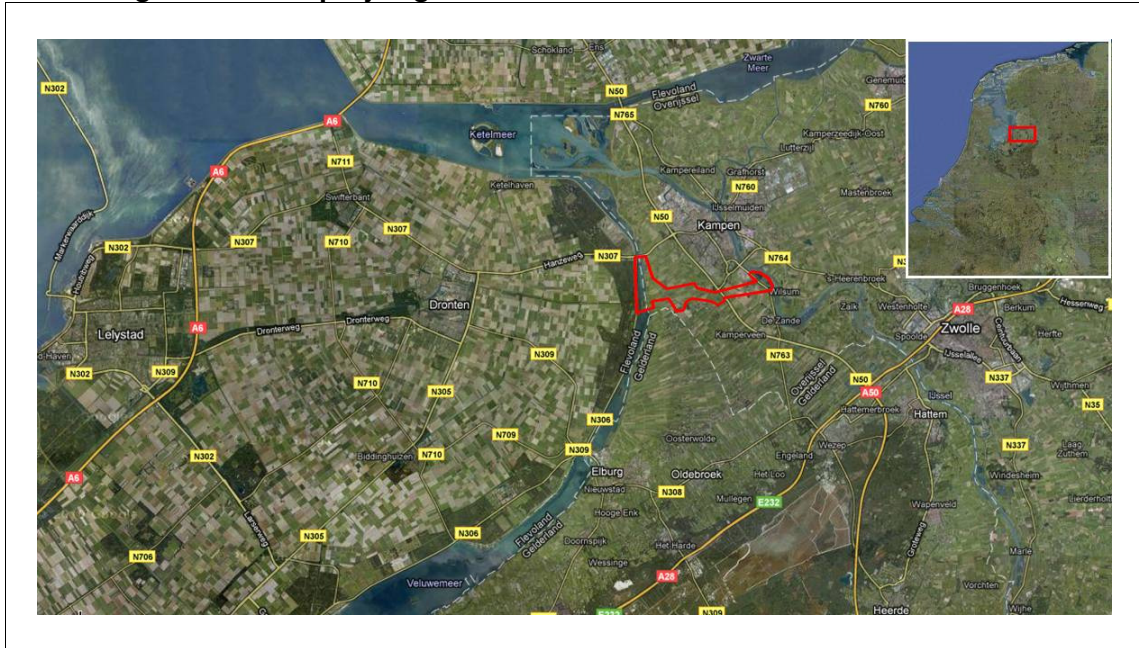
2. SITUATIEBESCHRIJVING

2.1. Huidige situatie

2.1.1. Bypassgebied

Het projectgebied van de toekomstige bypass is vastgelegd in het streekplan en in het bestemmingsplan. Het gebied ligt ten zuiden van de stad Kampen in provincie Overijssel. Het gebied is ongeveer 6 km lang van oost naar west en maximaal 2 km breed van noord naar zuid. In het gebied vindt voornamelijk landbouw plaats.

Afbeelding 2.1. Locatie projectgebied



De bypass is gelegen in dijkringgebied 11, IJsseldelta. De wettelijke normfrequentie van deze dijkkring is 1/2.000 per jaar.

2.1.2. IJsseldijk

Het bypassgebied wordt in het oosten begrensd door de huidige IJsseldijk. De dijk is een onderdeel van de primaire waterkering van dijkkring 11 en keert hoogwater vanaf de IJssel. Aan de binnentoe van het deel van de dijk dat aan de bypass grenst (km 20,4 tot km 21,7), ligt de Kamperstraatweg. Aan de buitenzijde van de dijk bevindt zich ter hoogte van dijkspaal 21,2 een terp met twee woningen.

In 2009-2010 is de dijk getoetst op veiligheid. De dijk is goedgekeurd op alle toetspunten behalve op het faalmechanisme piping en heave.

2.1.3. Drontermeerdijk

De westzijde van het projectgebied wordt gevormd door de Drontermeerdijk. De Drontermeerdijk is een onderdeel van de primaire waterkering van dijkkring 8. De normfrequentie van dijkkring 8 is 1/4.000 per jaar. De Drontermeerdijk loopt van de Roggebotsluis tot het Veluwestrand bij Elburg. De dijk heeft een totale lengte van 10,2 km. De projectbegrenzing

betreft het deel tot de toekomstige Reevedam. De Drontermeertunnel van de Hanzespoorlijn kruist de dijk ter hoogte van km 2,3.

De dijk is in 2009 getoetst op veiligheid en is onvoldoende bevonden op het toetsspoor hoogte [lit. 1.]. Het toetsspoor bekleding is toen beoordeeld met 'geen oordeel' in verband met het ontbreken van toetsrandvoorwaarden. In een later stadium is de klinkerbekleding en de grasbekleding afgekeurd.

Aangezien de Drontermeerdijk in de toetsing onvoldoende is bevonden, is een dijkversterkingsmaatregel voorzien in de periode 2012-2017. Het ontwerp van deze dijkversterking wordt door het waterschap Zuiderzeeland opgesteld. In de eerste plaats wordt dit ontwerp opgesteld voor de situatie dat de bypass niet wordt aangelegd. De ontwerpbelastingen worden in die situatie bepaald door het watersysteem van het huidige Drontermeer. Door de realisatie van IJsseldelta-Zuid wordt het deel ter hoogte van de bypass in fase 2 belast door hogere waterstanden. De aanvullende maatregelen die nodig zijn om deze belastingen veilig te keren, zijn voor rekening van het project IJsseldelta-Zuid. Omdat er nog veel onduidelijkheid is over de vorm van de reguliere verzwaring en de gewenste vorm van de verzwaring ten behoeve van IJsseldelta-Zuid, worden in het voorliggende rapport meerdere varianten uitgewerkt. Een detailuitwerking zal pas in een later stadium, gelijktijdig met de reguliere versterking worden uitgewerkt.

2.1.4. Dijk Roggebot en Roggebotsluis

Aan de noordwestzijde wordt het bypassgebied begrensd door de waterkering Roggebot met daarin de Roggebotsluis en een spuivoorziening. In fase 1 zal deze waterkering dienst blijven doen als primaire waterkering categorie b. In het kader van het hoogwaterbeschermingsprogramma wordt deze waterkering op dit moment versterkt. In fase 2 wordt deze kering verwijderd, zodat een open verbinding ontstaat tussen het bypassgebied en het Vossemeer.

De geometrie van de schutsluis en de grondlichamen is beschreven in het projectplan van de versterking [lit. 12.].

2.1.5. N50 en Hanzelijn

Centraal in het projectgebied bevinden zich van noord naar zuid de N50 en de Hanzelijn. In het westen kruist de Hanzelijn een tweede keer het projectgebied van oost naar west.

De N50 en de Hanzelijn zijn ter hoogte van de centrale kruising recent aangelegd. In het ontwerp van de kruising is rekening gehouden met de toekomstige bypass. Er zijn bruggen opgenomen ter hoogte van de toekomstige vaargeul en er zijn kwelschermen in het landhoofd opgenomen ter hoogte van de toekomstige aansluiting op de bypassdijken. Een tekening van de huidige situatie is opgenomen in bijlage I.

Bij de westelijke doorsnijding van de Hanzelijn kruist deze het Drontermeer met een tunnel. De kanteldijken en het kantelpunt van de Drontermeertunnel maken na het gereedkomen van de bypass (deels) onderdeel uit van de primaire waterkeringen rond het gebied.

2.2. Project IJsseldelta-Zuid

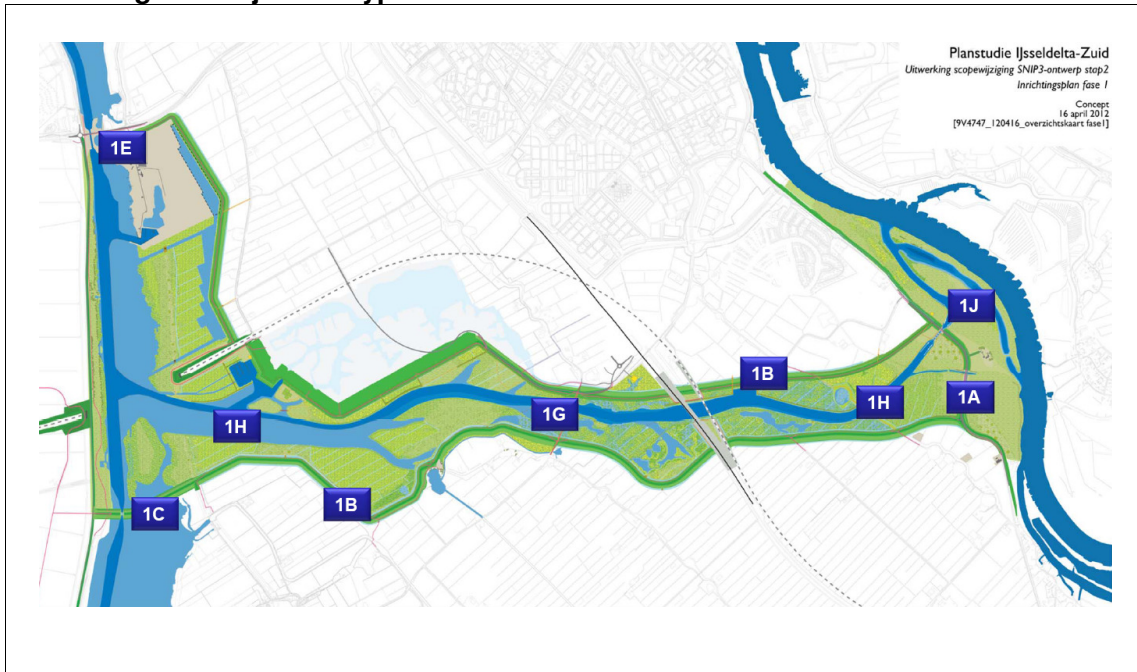
In de Planstudie SNIP 3 IJsseldelta-Zuid is de toekomstige inrichting van de Bypass Kampen nader uitgewerkt in het Inrichtingsplan. Ter onderbouwing van het Inrichtingsplan zijn meerdere ontwerprapporten opgeleverd. Voor de inrichting van de bypass en voor het ont-

werp van objecten anders dan de waterkeringen, wordt verwezen naar deze rapporten ([lit. 38.] tot en met [lit. 48.]).

2.3. Objecten

De objecten en het tracé van de waterkering voor fase 1 zijn weergegeven in Afbeelding 2.2 en in bijlage XXIX. De objecten voor fase twee staan in Afbeelding 2.3. Een beschrijving van alle objecten is gegeven in het functioneel programma van eisen fase 1 en 2 [lit. 48.]. Onder de afbeeldingen zijn de objecten aangegeven die van belang zijn voor het waterkeringsplan. Een aantal objecten met een waterkerende functie zijn niet opgenomen in het waterkeringsplan, maar zijn verder uitgewerkt in het technisch ontwerp (zie paragraaf 2.4).

Afbeelding 2.2. Objecten Bypass IJsseldelta-Zuid fase 1

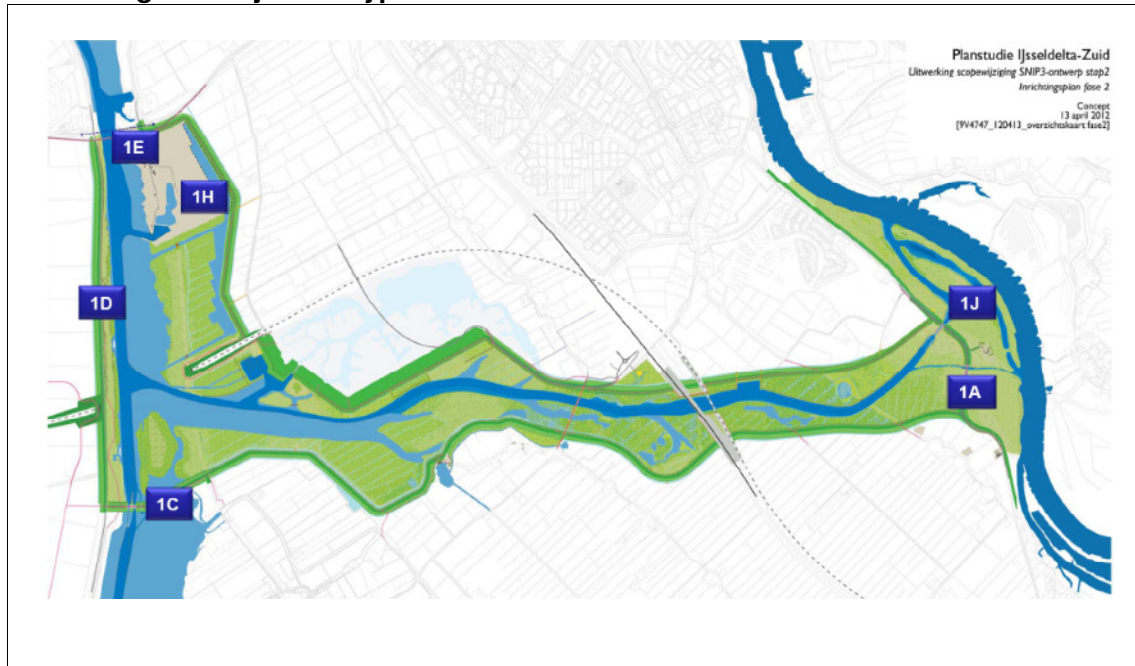


Voor fase 1 worden de volgende objecten nader uitgewerkt in het waterkeringsplan:

- 1A6 IJsseldijk verbindende waterkering;
- 1A7 IJsseldijk dijkkring 11b;
- 1B1 Nieuwe dijken langs bypass fase 1;
- 1C1 Dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam);
- 1E1-1: Dijk Roggebot fase 1;
- 1H3 Klimaatdijk woongebied;
- 1H10 Categorie C kering fase 1.

Zie voor de locatie van de bovenstaande objecten Afbeelding 2.2.

Afbeelding 2.3. Objecten Bypass IJsseldelta-Zuid fase 2



Voor fase 2 worden de volgende objecten nader uitgewerkt in het waterkeringsplan:

- 1B2 Nieuwe dijken langs de bypass fase 2;
- 1D2 Drontermeerdijk;
- 1E1-2 Dijk Roggebot fase 2;
- 1E4 Erosiemaatregelen dijken;

Zie voor de locaties van de bovenstaande objecten Afbeelding 2.3.

2.4. Raakvlakken

In het waterkeringsplan is het ontwerp van de dijken uitgewerkt. Dit zijn de waterkerende objecten die voornamelijk worden opgebouwd uit grond. Binnen IJsseldelta-Zuid bevinden zich ook meerdere objecten die een waterkerende functie hebben, maar niet zijn opgebouwd uit grond. Deze objecten komen in andere ontwerprapporten aan de orde. In Tabel 2.1 is een overzicht gegeven van deze objecten met een verwijzing naar het desbetreffende ontwerprapport.

Tabel 2.1. Rapportverwijzing waterkerende raakvlakken

object nr.	fase	object	ontwerprapport
1A3	1	Recreatieschutsluis	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1H11	1	Gemaal Kamperveen	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1A1	1	Inlaatwerk of drempel IJsseldijk	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1H1	1	Vaargeul bypass (inclusief bodembescherming)	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1A5	2	Maaiveldverlaging naar inlaatwerk/drempel (inclusief bodembescherming)	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1C2-1	1	Keersluis Dontermeer-Vossemeer fase 1	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1C3-1	1	Extra keersluis Dontermeer-Vossemeer fase 1	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1C2-2	2	Schutsluis Drontermeer-Vossemeer	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1C3-3	2	Spuisluis Drontermeer-Vossemeer	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1C4	2	Migratievoorziening Drontermeer-Vossemeer	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1E5	1	Maatregelen schutsluis Roggebot	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1E6	1	Maatregelen bestaande spuisluis Roggebot	Technisch ontwerp [lit. 41.]

Verder bevinden zich op en rond de dijken enkele objecten die geen waterkerende functie hebben, maar door hun ligging wel raakvlakken hebben met de dijken. De belangrijkste zijn benoemd in Tabel 2.2.

Tabel 2.2. Rapportverwijzing niet-waterkerende raakvlakken

object nr.	fase	object	ontwerprapport
1A2	1	Aanpassing Kamperstraatweg	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1D1	1	Weg Drontermeerdijk	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1E4	2	Oeververbinding N307	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1G	1	Wegverbinding Nieuwendijk over bypass	Technisch ontwerp [lit. 41.]
1H	1	Inrichting bypass	Inrichtingsvoorstel [lit. 40.]
1H7	1	Fiets- en wandelverbindingen	Technisch ontwerp [lit. 41.]

3. ONTWERPMETHODEN

3.1. Gehanteerde leidraden en normen

3.1.1. Basisdocumenten

Het waterkeringsplan dient te voldoen aan de eisen in de door de opdrachtgever aangeleverde basisdocumenten en het inrichtingsplan. Het inrichtingsplan is mede vastgelegd op basis van de ontwerpkwesities in de inrichtingsagenda. Daarnaast is het ontwerp gebaseerd op verschillende producten die gelijktijdig zijn ontwikkeld/opgesteld in de diverse productsheets, onder andere het FPvE, systeemanalyse, hydraulische en morfologische onderzoeken.

3.1.2. Normen en leidraden

Het ontwerp is opgesteld conform vigerende normen en leidraden. Op het moment van opstellen van het ontwerp bestond onduidelijkheid over de invoering van Europese normen met betrekking tot geotechniek en waterkeringen. Om onnodige risico's te vermijden en onduidelijkheden te voorkomen zijn voor het ontwerp de normen en leidraden van de TAW/ENW gehanteerd in combinatie met NEN6740 en CUR166. Sinds 1 april 2012 is het nieuwe bouwbesluit van kracht. Daarmee is het hanteren van de Eurocode verplicht. Voor geotechnische constructies betreft het Eurocode 7.1. Deze is verwerkt in de Nederlandse norm NEN9997-1 [lit. 23.]. Het ontwerp van de bypassdijken is naderhand getoetst aan deze norm. Dit is beschreven in hoofdstuk 17.

In het Technisch Ontwerp [lit. 41.] zijn wel in een eerdere projectfase Europese normen gehanteerd. Dit betreft de normering van hout-, beton- en staalconstructies. Deze zijn niet van toepassing op het Waterkeringsplan.

In onderstaande tabel staat een selectie van de normen en leidraden die van toepassing zijn op het waterkeringsplan.

Tabel 3.1. Normen en leidraden

nr.	titel	datum/ versie	organisatie
1	Addendum Leidraad zee- en meerdijken	maart 2009	ENW
2	Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen 2006	september 2007	Min. V&W
3	Hydraulische Randvoorwaarden Primaire Waterkeringen 2006	september 2007	Min. V&W
4	Leidraad rivieren	juli 2007	ENW
5	Addendum I bij de Leidraad rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken		ENW
6	Addendum bij het Technisch rapport waterkerende grondconstructies	juli 2007	ENW
7	Technisch rapport waterspanningen bij dijken	september 2004	TAW
8	Technisch rapport steenzettingen - Ontwerp	december 2003	TAW
9	Technisch rapport steenzettingen - Achtergronden	december 2003	TAW
10	Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken	mei 2003	TAW
11	Technisch rapport asfalt voor waterkeren	november 2002	TAW
12	Technisch rapport waterkerende grondconstructies	juni 2001	TAW
13	Technisch rapport zandmeevoerende wellen	maart 1999	TAW
14	Leidraad zee- en meerdijken	december 1999	TAW
15	Technisch rapport erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding	augustus 1998	TAW
16	Grondslagen voor waterkeren	januari 1998	TAW
17	Technisch rapport klei voor Dijken	mei 1996	TAW

nr.	titel	datum/ versie	organisatie
18	The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering, C683	2nd edition, 2007	CUR, CIRIA CETMEF
19	NEN6740: Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen	september 2006	NEN
20	NEN-EN 13383-1:2002 nl: Waterbouwsteen - Deel 1: Specificatie	2002	NEN
21	NEN-EN 13383-2:2002 nl: Waterbouwsteen - Deel 2: Beproevingsmethoden	2002	NEN
22	CUR 166 Damwandconstructies (vijfde druk, deel 1 en 2)	oktober 2008	CUR
21	CUR 192: Breuksteen in de praktijk Deel 1: productie, verwerking en kwaliteitszorg,	juni 1998	CUR
22	CUR Aanbeveling 113: Oeverstabiliteit bij zandwinputten	2009	CUR
23	CUR 161 Filters in de waterbouw	juni 1993	CUR
24	CUR 162 Construeren met grond	november 1992	CUR

3.2. Ontwerpmethodiek

3.2.1. Budgetgestuurd ontwerpen

Bij het opstellen van het waterkeringsplan is gestreefd naar een economisch en duurzaam grondstromenplan, waarbij de transportbewegingen zo beperkt mogelijk zijn. Hiertoe is in het ontwerp van het dwarsprofiel zoveel mogelijk rekening gehouden met het lokaal beschikbaar materiaal. Nu de zomerbedverlaging niet in zijn geheel wordt uigevoerd, komt er minder zand beschikbaar. In paragraaf 16.13 is daarom onderzocht of ook meer kleilig materiaal in de dijk kern kan worden gebruikt. In het grondstromenplan is tevens onderzocht of er meer gebiedseigen materiaal verwerkt kan worden in de klimaatdijk.

Bij het grondonderzoek in het bypassgebied [lit. 60.] is voldoende laboratoriumonderzoek meegenomen om de geschiktheid van de aanwezige grond als materiaal voor de waterkeringen te beoordelen.

Toepassing van gronden van buiten de bypass is wel mogelijk en voor specifiek erosiebestendige klei zelfs noodzakelijk. Deze gronden dienen aan de geotechnische en milieukundige eisen te voldoen uit het FPvE [lit. 51.].

In de verschillende workshops en ontwerp sessies ten behoeve van het Inrichtingsplan hebben de specialisten van het waterkeringsplan input geleverd om de inrichting kostenefficiënt te maken. Het aanlegprofiel is geminimaliseerd binnen de randvoorwaarden van veiligheid, robuustheid en beheer en onderhoud.

Bij het ontwerp is gekeken naar het toekomstig beheer. Waar de Life Cycle Costs (LCC) niet op basis van ervaring konden worden geschat, zijn meerdere varianten bestudeerd en is een afweging gemaakt op kosten, beheer en beschikbaarheid.

3.2.2. Duurzaam ontwerpen

De dijk is ontworpen met (zoveel mogelijk) duurzame en hernieuwbare materialen (zand, klei en gras). Aan de milieukundige kwaliteit van de gronden zijn restricties gesteld (zie [lit. 51.]). Het gebruik van harde materialen (bijvoorbeeld betonzuilen of asfaltbekledingen) is tot een minimum beperkt.

In overleg met de waterschappen is gekeken naar de toekomstige beheermogelijkheden. Indien duurzamere beheervormen mogelijk en wenselijk zijn, is het dijkontwerp hierop aangepast.

In het ontwerp van de dijk is rekening gehouden met een mogelijke uitbreiding in de toekomst. Dit voorkomt een grote inspanning of het gebruik van minder duurzame constructies bij latere dijkversterkingen.

3.2.3. Robuustheid

Robuust ontwerpen is volgens het addendum bij de Leidraad Zee- en Meerdijken niets anders dan goed ontwerpen. De volgende definitie van robuust ontwerpen is gehanteerd: 'goed (robuust) ontwerpen betekent in het ontwerp rekening houden met toekomstige ontwikkelingen en onzekerheden, zodat het uitgevoerde ontwerp tijdens de planperiode blijft functioneren zonder dat ingrijpende en kostbare aanpassingen noodzakelijk zijn, en dat het ontwerp uitbreidbaar is indien dat economisch verantwoord is.'

Bij het opstellen van het waterkeringsplan is gekozen voor toekomstgericht ontwerpen. De verwachte ontwikkelingen binnen de gekozen planperiode (technisch en beleidsmatig) zijn in het ontwerp verwerkt op drie sporen:

- hydraulische ontwerpbelastingen;
- profiel van vrije ruimte/uitbreidbaarheid;
- autonome bodemdaling.

Ontwerpbelastingen

Bij het opstellen van de hydraulische ontwerpvoorwaarden voor de dijkversterking is de (Addendum 1) Leidraad Zee- en meerdijken gehanteerd ([lit. 63.] en [lit. 5.]). Bij de ontwerpvoorwaarden voor 2065 (Bypassdijken, IJsseldijk fase 2, Drontermeerdijk, Reevedam) zijn de volgende toeslagen in rekening gebracht:

- klimatologische ontwikkelingen volgens KNMI'06 scenario G (dit komt overeen met het middenscenario);
- een robuustheidtoeslag op de ontwerpwaterstanden van 0,2 m;
- een robuustheidtoeslag op de golfrandvoorwaarden van 10 %;
- autonome bodemdaling (5 cm);
- toeslag voor buistoten en oscillaties 0,1 m [lit. 5.].

De zeespiegelstijging werkt tot 2050 naar verwachting niet door op het IJsselmeer door een uitbreiding van de spuicapaciteit, Extra Spuicapaciteit Afsluitdijk (ESA). Na 2050 stijgt het IJsselmeerpeil minimaal mee met de zee om het spuien onder vrij verval mogelijk te houden. Volgens het nationaal waterplan [lit. 17.] treedt het lange termijn peilbesluit vanaf 2025 in werking. Omdat de gevolgen van dit peilbesluit nog niet inzichtelijk zijn, wordt voor 2065 alleen rekening gehouden met de spuimogelijkheden. Voor een ontwerp horizon van 50 jaar (2065) is voor de dijken rekening gehouden met een lokale meerpeilstijging van 0,1 m. Een peilopzet van het winterpeil werkt slechts beperkt door in de waterstanden bij extreme storm. Voor het bypassgebied is uitgerekend dat dit ongeveer een verhoging van de ontwerpwaterstand geeft van 0,05 m. De mogelijke extra opzet op de lange termijn ten behoeve van de zoetwatervoorraad is nog onzeker en zal naar alle waarschijnlijkheid worden doorgevoerd in het zomerpeil.

Voor een ontwerp horizon van 100 jaar is een ruimtereservering opgenomen (enkele constructies zijn gedimensioneerd op deze ontwerp horizon vanwege onevenredig hoge kosten bij aanpassen waaronder de damwand bij gemaal Molenkolk). Hierbij is een IJsselmeerpeilstijging in rekening gebracht van het winterpeil met 1,0 m. Dit komt overeen met het ad-

vies van de commissie Veerman waarbij sprake is van maximaal 1,5 m stijging van het zomerpeil en 1,0 m van het winterpeil. Deze IJsselmeerpeilstijging werkt door in de bypass en resulteert in een toename van de maatgevende hoogwaterstand met 0,4 tot 0,5 m (zie [lit. 42.]). Tevens zijn toeslagen toegepast voor robuustheid, oscillaties en bodemdaling.

De bypassdijk voor vak N7 en een deel van N6 (ontsluitingsweg naar Reeve) is gedimensioneerd op een ontwerphorizon van 100 jaar. Hierbij is een IJsselmeerpeilstijging in rekening gebracht van het winterpeil met 0,3 m. Dit komt overeen met de zeespiegelstijging volgens het middenscenario. Hierbij is geen rekening gehouden met extra peilopzet (analoog aan het ontwerppeil voor 2065). Deze IJsselmeerpeilstijging werkt door in de bypass en resulteert in een toename van de maatgevende hoogwaterstand met circa 0,15 m (zie [lit. 42.]). Tevens zijn toeslagen toegepast voor robuustheid, oscillaties en bodemdaling.

Voor het ontwerp van de klimaatdijk is een IJsselmeerpeilstijging in rekening gebracht van het winterpeil met 1,5 m (100 + jaar). Dit komt overeen met het maximumadvies (boven-grens) van de commissie Veerman. Vanwege de aanwezige maatschappelijk belangen op de klimaatdijk en de hoge veiligheid die voor een klimaatdijk vereist is, ligt het voor de hand voor deze dijk uit te gaan van de meest extreme situatie. Deze IJsselmeerpeilstijging resulteert in een toename van de maatgevende hoogwaterstand met circa 70 cm (zie [lit. 42.]). Tevens zijn toeslagen toegepast voor robuustheid, oscillaties en bodemdaling.

In het addendum bij de Leidraad zee- en meerdijken is een gemiddelde bodemdaling aangegeven van 10 cm per eeuw. Op basis van bodemdalingkaarten en overleg met het waterschap Groot Salland zijn er geen redenen om voor de bypass van deze gemiddelde waarde af te wijken.

Afbeelding 3.1. Toelichting ontwerppeil 50 jaar en 100 jaar ruimtereservering

ontwerppeil 2065 (fase 2)		ontwerppeil ruimtereservering 2115 (fase 3)
<p>ontwerppeil + toeslagen voor 2065</p> <hr/> <p>+ bodemdaling 0,05 m</p> <hr/> <p>+ robuustheidstoeslag 0,2 m</p> <hr/> <p>+ oscillaties 0,1 m</p> <hr/> <p>MHW voor 2065 (incl. scheefstand)</p> <hr/> <p>+ effect meerpeilstijging</p> <hr/> <p>0,1 m (ca 0,05 m)</p> <hr/> <p>MHW voor 2025 (incl. scheefstand)</p>	<p style="text-align: center;">↑</p> <p style="text-align: center;">Ruimtereserverings- hoogte 2065-2115</p> <p style="text-align: center;">↓</p>	<hr/> <p>+ bodemdaling 0,1 m</p> <hr/> <p>+ robuustheidstoeslag 0,2 m</p> <hr/> <p>+ oscillaties 0,1 m</p> <hr/> <p>MHW voor 2115 (incl. scheefstand)</p> <hr/> <p>+ effect meerpeilstijging</p> <hr/> <p>incl. Veerman</p> <hr/> <p>1,0 m (ca 0,4 - 0,5 m)</p> <hr/> <p>MHW voor 2025 (incl. scheefstand)</p>

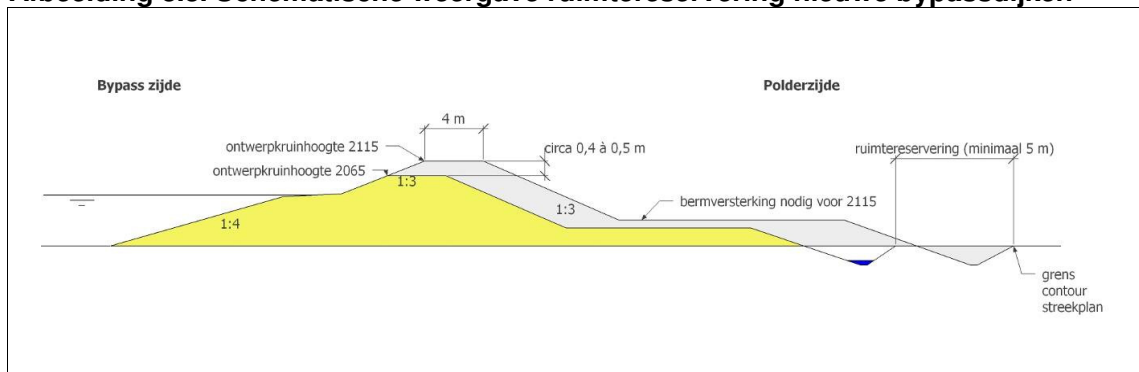
Afbeelding 3.2. Toelichting ontwerppeil 100 jaar ontsluitingsweg Reeve en klimaatdijk

ontwerppeil dijk ontsluitingsweg Reeve (N7)		ontwerppeil Klimaatdijk (100+ jaar)
ontwerppeil + toeslagen voor 2115 + bodemdaling 0,1 m + robuustheidstoeslag 0,2 m + oscillaties 0,1 m MHW voor 2115 (incl. scheefstand) + effect meerpeilstijging MHW voor 2025 (incl. scheefstand) 0,3 m (ca 0,15 m)		ontwerppeil + toeslagen voor 2115 + bodemdaling 0,1 m + robuustheidstoeslag 0,2 m + oscillaties 0,1 m MHW voor 2115 (incl. scheefstand) + effect meerpeilstijging incl. Veerman+ 1,5 m (ca 0,7 m) MHW voor 2025 (incl. scheefstand)

Uitbreidbaarheid

In de definitie van robuustheid is aangegeven dat een robuust ontwerp ook uitbreidbaar moet zijn. Hierdoor wordt rekening gehouden met de mogelijkheid dat een dijk in de toekomst nog zwaarder moet worden.

Afbeelding 3.3. Schematische weergave ruimtereservering nieuwe bypassdijken

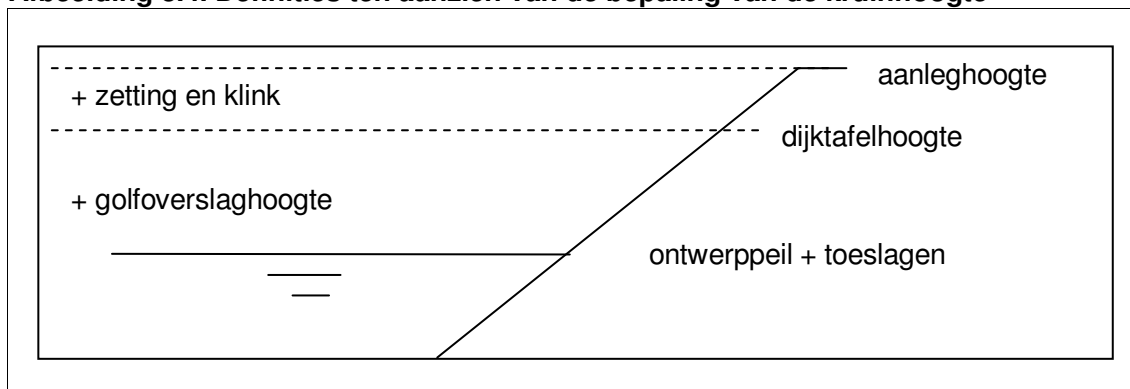


Rondom de nieuwe waterkering wordt ruimte gereserveerd voor toekomstige uitbreidingen. Deze ruimte is bepaald door een dijkontwerp voor 2115 (100 jaar) op te stellen.

Bij het opstellen van een dijkontwerp voor 100 jaar wordt rekening gehouden met een meerpeilstijging van 1,5 m in de zomer en 1,0 m in de winter. Deze meerpeilstijging zorgt voor een verhoging van het extreem hoogwater in de bypass. Deze verhoging varieert tussen de 0,4 en 0,5 m. Hiervan is 0,05 m reeds in het ontwerp voor 2065 verwerkt (0,05 m effect van 0,1 m meerspiegelstijging). Aangezien de bodemdaling voor 100 jaar 0,05 m meer is, is een ruimtereservering opgenomen in het ontwerp voor een kruinstijging die nodig is bij een ontwerppeilstijging van 0,4 tot 0,5 m. Dit resulteert in een toename van de ontwerpkruihoogte van 0,4 tot 0,5 m afhankelijk van de locatie in de bypass.

3.2.4. Kruinhoogtebepaling

Afbeelding 3.4. Definities ten aanzien van de bepaling van de kruinhoogte



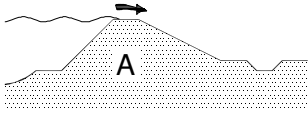
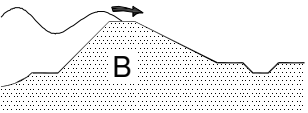
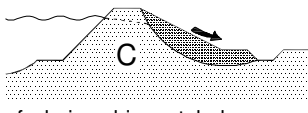
De aanleghoogte van de kruin wordt bepaald door:

- het ontwerppeil (zie Afbeelding 3.1 en Afbeelding 3.2);
- de golfoverslaghoogte (minimaal gelijk aan een waakhoogte van 0,5 m);
- zetting en klink.

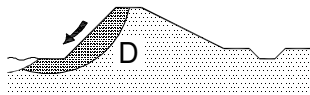


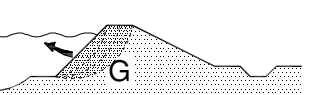

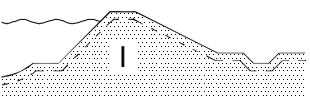


3.2.5. Faalmechanismen

De waterkering wordt beoordeeld op verschillende faalmechanismen. Een korte beschrijving van de verschillende faalmechanismen waartussen de TAW onderscheid maakt, is gegeven in Tabel 3.2.

Tabel 3.2. Omschrijving faalmechanismen¹

faalmechanisme	omschrijving
 <p>overlopen</p>	Zonder dat de waterkering bezwijkt, kan het dijkkringgebied inunderen door een te hoge waterstand in combinatie met golfoverslag. De kruinhoogte van de dijken rondom de bypass is zo ontworpen dat dit mechanisme niet optreedt (bijlage XX, paragraaf 2.3.1)
 <p>golfoverslag</p>	Erosie van het binnentalud door stromend water ten gevolge van golfoverslag. De kruinhoogte en de binnenbekleding zijn ontworpen op een overslagdebiet van 1 l/s/m behalve bij de klimaatdijk, waar vanwege het hoge achterland een overslagcriterium van 10 l/s/m is aangehouden en behalve bij de Reevedam die overslagbestendig is ontworpen op 10 l/m/s (bijlage XX, paragraaf 2.3.1)
 <p>afschuiven binnentalud</p>	Instabiliteit (afschuiven) binnentalud ten gevolge van infiltratie van instromend water of door de waterdruk tegen de kering en verhoogde waterspanningen in de ondergrond. De taluds zijn op dit mechanisme gedimensioneerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.4).

¹ vrij naar: TAW, Grondslagen voor Waterkeren [lit. 62.]

faalmechanisme	omschrijving
 <p data-bbox="295 338 517 367">afschuiven buitentalud</p>	<p data-bbox="738 237 1402 331">instabiliteit (afschuiven) van het buitentalud na een snelle daling van de buitenwaterstand. De taluds zijn op dit mechanisme gedimensioneerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.5).</p>
 <p data-bbox="295 483 459 517">micro-instabiliteit</p>	<p data-bbox="738 383 1402 517">Lokale instabiliteit van het binnen- of buitentalud (bijvoorbeeld opdrukken en afschuiven van de bekleding) door uittreidend kwelwater door het grondlichaam. De taluds en bekledingen zijn op dit mechanisme gedimensioneerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.6).</p>
 <p data-bbox="295 633 347 667">piping</p>	<p data-bbox="738 533 1402 667">Zandmeevoerende wellen onder de dijk door het waterstandsverschil. De bermen zijn op dit mechanisme gedimensioneerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.3).</p>
 <p data-bbox="295 784 464 817">erosie buitentalud</p>	<p data-bbox="738 683 1402 817">Erosie van het buitentalud door stroming of golfbeweging. De taluds en bekledingen zijn op dit mechanisme gedimensioneerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.2).</p>
 <p data-bbox="295 934 320 945">H</p>	<p data-bbox="738 833 1402 945">Instabiliteit vooroever als gevolg van afschuiving en zettingsvloeiing. Het voorland is op dit mechanisme getoetst (bijlage XX, paragraaf 2.3.7).</p>
 <p data-bbox="295 1061 357 1095">zetting</p>	<p data-bbox="738 960 1402 1095">Zettingen van het grondlichaam. De zettingen voor de grondlichamen zijn bepaald en worden bij aanleg gecompenseerd (bijlage XX, paragraaf 2.3.9).</p>
 <p data-bbox="295 1211 392 1245">kruierend ijs</p>	<p data-bbox="738 1111 1402 1245">Mechanische bedreiging ten gevolge van kruierend ijs. In de bypass vormt dit alleen een bedreiging voor de vooroever. In het ontwerp is hier rekening mee gehouden (bijlage XX, paragraaf 2.3.10).</p>
 <p data-bbox="295 1361 389 1395">aanvaring</p>	<p data-bbox="738 1261 1402 1395">Mechanische bedreiging ten gevolge van scheepvaart. De kans op aanvaring tijdens een hoogwater is voor de dijken langs de bypass verwaarloosbaar (bijlage XX, paragraaf 2.3.11).</p>

3.3. Rekenmodellen

3.3.1. Algemeen

De rekenmodellen die zijn toegepast voor het berekenen van de verschillende faalmechanismes zijn uitgebreid beschreven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en 2 [lit. 44.]. Deze memo is opgenomen in bijlage XX. De beschrijvingen zijn hier niet herhaald. In de onderstaande paragrafen zijn alleen wijzigingen en aanvullingen op de methode benoemd.

In hoofdstuk 16 is een gevoeligheidsanalyse opgenomen. Daarbij is gekeken naar de effecten van afwijkingen in de uitgangspunten.

3.3.2. Sigma-tau curves

Achtergrond

Voor het vaststellen van de geotechnische grondeigenschappen in het gebied is een proevenverzameling opgesteld en beschikbaar gesteld door provincie Overijssel. Een beschrijving van het uitgevoerde veld- en labonderzoek is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden [lit. 44.].

Bij het analyseren van de sterkteparameters uit de triaxiaalproeven (de hoek van inwendige wrijving en de cohesie) is gebleken dat er voor de slappere grondsoorten (veen en klei) een zeer grote spreiding aanwezig is. Nadere analyse heeft aangetoond dat deze spreiding niet gerelateerd is aan de diepte van de verschillende grondlagen dan wel de topografische spreiding in het gebied. Hierbij is gekeken naar de verschillen in resultaten in oost-west richting, noord-zuid richting, in diepte en combinaties daarvan (zie bijlage XXVI).

Een grote spreiding resulteert in de eerder aangegeven methode (zie hoofdstuk 3 van [lit. 44.]) in een grote statistische correctie en bijgevolg in lage representatieve waarden voor de sterkteparameters. Om de grote hoeveelheid grondonderzoek tot zijn recht te laten komen, is daarom voor de natuurlijke veen- en kleilagen gekozen de sterkteparameters te bepalen aan de hand van sigma-tau curves. Voor de zandlagen en de antropogene grondsoorten is de methode ongewijzigd en zijn de waarden uit de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden [lit. 44.] overgenomen.

Sigma-tau curves

Bij het bepalen van de stabiliteit van een dijk wordt met name de weerstand beoordeeld tegen het afschuiven van een grondmassa. Daarbij is de schuifspanning van belang op het grensvlak tussen de afschuivende moot grond en de ondergrond. De afschuifweerstand is afhankelijk van de gronddruk en de sterkte-eigenschappen van de grondlagen. De eerder afgeleide sterkte-eigenschappen in [lit. 44.] (op basis van de hoek van inwendige wrijving en cohesie) zijn onafhankelijk van de gronddruk. Dit geeft een foutmarge die statistisch wordt verwekt in de resultaten. Wanneer de resultaten uit het laboratorium worden omgezet naar schuifsterktewaarden voor verschillende gronddrukken voordat een statistische correctie wordt toegepast, is de onzekerheidsmarge in het toepassingsgebied kleiner wat leidt tot representatieve waarden die beter overeenkomen met de werkelijkheid.

Voor het omzetten van de hoek van inwendige en de cohesie naar schuifspanning, is de schuifsterkte-relatie van Mohr-Coulomb toegepast. Dit is gedaan voor drie (normaal)spanningsniveaus voor elke triaxiaalproef. De resulterende schuifspanningen zijn vervolgens per grondsoort en per spanningsniveau gemiddeld en gecorrigeerd voor spreiding conform het Addendum waterkerende grondconstructies [lit. 4.].

Representatieve waarden

In Tabel 3.3 zijn de representatieve waarden gegeven voor de schuifsterkteparameters.

Tabel 3.3. Representatieve waarden sterkteparameters natuurlijke klei- en veenlagen

grondsoort	τ_{rep} voor $\sigma=5 \text{ kN/m}^2$ [kN/m ²]	τ_{rep} voor $\sigma=30 \text{ kN/m}^2$ [kN/m ²]	τ_{rep} voor $\sigma=150 \text{ kN/m}^2$ [kN/m ²]
veen	3,9	10,6	38,2
klei (diep)	4,2	17,3	62,8
klei humeus	2,9	13,6	57,9
klei zandig	7,3	22,3	90,3

Partiële materiaalfactoren

De schuifsterkteparameters zijn vervolgens omgezet tot rekenwaarden door het toepassen van partiële materiaalfactoren. De partiële materiaalfactor γ_m bepaalt de marge tussen de representatieve waarden X_{rep} en de rekenwaarden X_d voor de materiaaleigenschappen. De representatieve waarden voor de natuurlijke klei- en veenlagen zijn afgeleid uit de proevenverzameling. Voor deze grondsoorten zijn de materiaalfactoren aangehouden uit het Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies [lit. 4.].

Tabel 3.4. Partiële materiaalfactoren natuurlijke klei- en veenlagen

grondsoort	parameter	γ_m ENW
alle	volumieke massa-nat/droog (γ)	1,0
klei (TP-CU-5 %)	cohesie (c)	1,25
klei (TP-CU-5 %)	inwendige wrijving ($\tan \phi$)	1,20
veen (TP-CU-5 %)	cohesie (c)	1,50
veen (TP-CU-5 %)	inwendige wrijving ($\tan \phi$)	1,25

waarbij:

- TP-CU-5 % staat voor een geconsolideerde en ongedraineerde triaxiaalproef met 2 % à 5 % vervorming

Voor het bepalen van de rekenwaarden van de schuifsterkte zijn deze factoren verwerkt met behulp van de volgende formules:

voor de eerste schuifspanningswaarde ($\sigma = 5 \text{ kN/m}^2$):

$$\tau_{rek,1} = \frac{\tau_{kar,1}}{\gamma_c} + \sigma_1 \cdot \frac{\tau_{kar,2} - \tau_{kar,1}}{\sigma_1 - \sigma_2} \cdot \left(\frac{1}{\gamma_\phi} - \frac{1}{\gamma_c} \right)$$

voor de volgende waarden ($\sigma = 30 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$):

$$\tau_{rek,n} = \tau_{rek,n-1} + \left(\frac{\tau_{kar,n} - \tau_{kar,n-1}}{\gamma_\phi} \right)$$

Rekenwaarden

De resulterende rekenwaarden voor de schuifsterkte zijn gegeven in Tabel 3.5.

Tabel 3.5. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijke klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig	5,8	18,3	74,9

3.3.3. Schematiseringsfactor

De minimale stabiliteitseis bij het ontwerpen van het binnen- en buitentalud is verwerkt in de minimaal vereiste stabiliteitsfactor. Binnen deze stabiliteitsfactor wordt onder andere gecorrigeerd voor onzekerheden in de schematisering van de berekening. Deze correctie vindt plaats met behulp van de schematiseringsfactor.

De schematiseringsfactor is voor alle objecten gelijk aan 1,1. Deze schematiseringsfactor is berekend aan de hand van het document Stappenplan schematiseringsfactor [lit. 1.]. De afleiding is opgenomen in bijlage XIX (inclusief rekenblok).

3.3.4. Stabiliteit buitenwaarts

Proces

Voor het buitentalud en de buitenberm van de bypassdijken en de IJsseldijken is gecontroleerd of het landschappelijk streefbeeld (principe-ontwerp, zie Afbeelding 6.4 en 6.5) voldoende stabiel is na het optreden van de maatgevende waterstand en een snelle waterstanddaling (val na hoogwater).

Freatische lijn

De freatische lijn voor stabiliteit buitenwaarts is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [lit. 65.]. Voor zee- en meerdijken is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Voor de bypassdijken betekent dit een daling van de waterstand met circa 4 m in één etmaal. In de gevoeligheidsanalyse in hoofdstuk 15 is ook gekeken naar een val van de waterstand tot ver beneden streefpeil en naar de situatie met extreme neerslag.

De maatgevende waterstanden in het IJsselmeergebied worden veroorzaakt door extreme wind. Bij veranderingen van de wind (windsnelheid of windrichting) wijzigen de waterstanden in het IJsselmeer door aanpassing van de scheefstand. Bij het zoeken naar een nieuw evenwicht ontstaan oscillaties waarbij de waterstand schommelt rondom het nieuwe evenwichtspunt. Een situatie waarbij het windveld tijdens een storm met meer dan 60 graden draait of de windsnelheid (bij storm) instantaan meer dan halveert is zeer onwaarschijnlijk. Bijgevolg zullen deze schommelingen naar verwachting geen amplitude hebben die groter is dan de 4 m waterstandsval die volgt uit de leidraden. Voor het buitentalud van de dijken is bovendien een daling vanaf de ontwerpwaterstand hoog in het talud maatgevend boven een daling van de waterstand rondom of onder het streefpeil.

Volgens de Leidraad Zee- en Meerdijken treedt het maximale waterstandsverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de dijken, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam) van ontwerppeil naar streefpeil (NAP -0,4 m).

Een nadere analyse van de waterstanden levert naar verwachting geen verbetering op van de belastingssituatie. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de bypassdijken, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand (volledige daling binnen één dag).

In de schematisering van de freatische lijn van de klimaatdijk is rekening gehouden met enige opbolling als gevolg van inregening en waterafvoer vanaf het woongebied (zie hoofdstuk 8).

Methode

De stabiliteit is bepaald met behulp van een glijvlakanalyse in MStab versie 9.10 (build 7.10) of D-Geo Stability (versie 10.1).

Ontwerp

Indien de buitenwaartse stabiliteit niet voldoende blijkt, is een aanvullende buitenberm ontworpen.

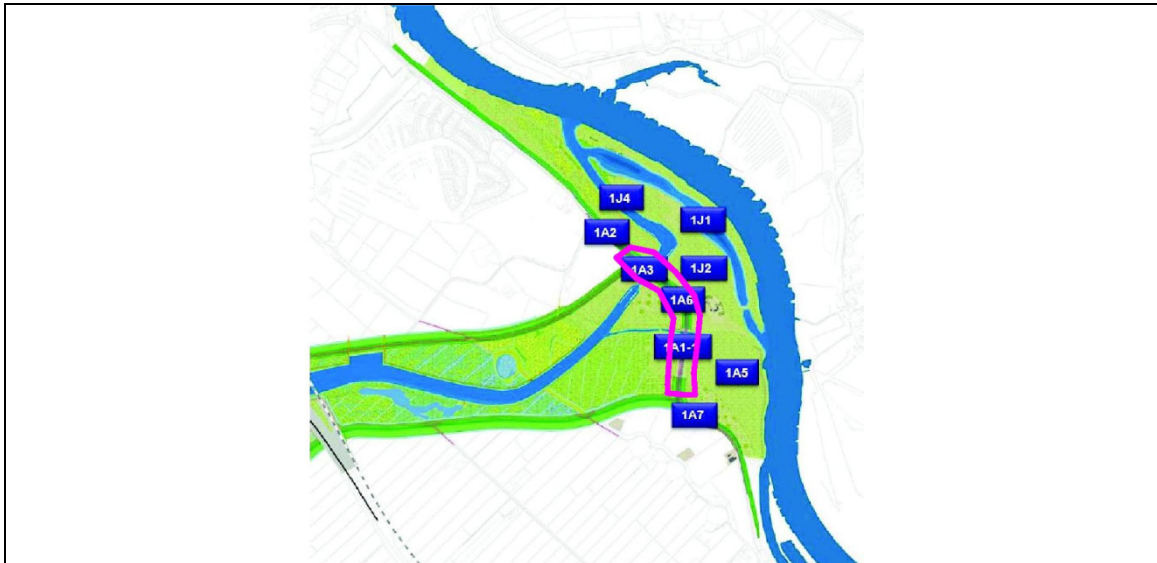
Bij analyse van de uitvoeringsfasering is voor de bypassdijken gebleken dat aanvullende maatregelen nodig zijn om de standzekerheid gedurende aanleg te garanderen (zie hoofdstuk 14). Mogelijke maatregelen zijn het gebruik van een geogrid, grondverbetering, tijdelijke bermen of eventueel verticale drainage. Deze maatregelen hebben een positief effect op de stabiliteit buitenwaarts van de bypassdijken. Het is daarom de verwachting dat buitenwaartse stabiliteitsbermen na de uiteindelijke aanleg van de bypassdijken niet (meer) nodig zijn. In de ontwerptekeningen in bijlage XI zijn de buitenbermen die nodig zijn daarom aangeduid als stabiliteitsreserveringen.

3.3.5. Stabiliteit damwand

De uitgangspunten en ontwerpmethoden voor het ontwerp van de damwand bij het gemaal Kamperveen zijn gegeven in bijlage XXIII.

4. 1A6 IJSSELDIJK VERBINDENDE WATERKERING (FASE 1)

4.1. Beschrijving object



Naam object	IJsseldijk verbindende waterkering fase 1 en 2
Objectnummer	1A6
Fasering	fase 1 en fase 2
Ontwerplevensduur	2015-2065
Normering	1/4000
Maatgevende belasting	STBI west: IJssel fase 1 met gesloten inlaat STBU oost / west: IJssel / bypass fase 2 met open inlaat HT: bypass fase 2

De IJsseldijk wordt reeds in fase 1 richting de bypass verlegd. Hierbij wordt de huidige IJsseldijk intact gelaten tot de nieuwe IJsseldijk gereed is. De nieuwe IJsseldijk zal aangesloten worden op de huidige kering ten zuiden en noorden van de bypass. Onder het object 'IJsseldijk verbindende waterkering' (1A6) valt het gedeelte van de nieuwe IJsseldijk tussen de aansluitingen op de bypassdijken.

In de nieuwe IJsseldijk bevindt zich een aantal objecten:

- inlaatwerk;
- recreatiesluis;
- wegverbinding Kamperstraatweg.

Deze objecten zullen gereed moeten zijn alvorens de huidige dijk kan worden verwijderd. Nadere detaillering van de aansluitingen is uitgewerkt in de tekeningen in bijlage XI en in het Technisch Ontwerp [lit. 41.].

De IJsseldijk wordt voor de faalmechanismen hoogte en stabiliteit buitenwaarts van twee zijden belast, zowel in fase 1 als in fase 2. De kering heeft formeel geen waterkerende functie van de bypass naar de IJssel.

Belasting vanuit de bypass

De belasting vanaf de westzijde van de IJsseldijk (bypasszijde) ontstaat bij een westenwind. Bij een gesloten inlaat is de waterstand op de IJssel dan ook hoog omdat de windopzet vanaf het Ketelmeer doorwerkt op de IJssel. Doordat het water aan beide zijden van de

dijk hoog staat is deze belastingsituatie niet de meest maatgevende situatie voor het ontwerp van de grondlichamen.

Belasting vanuit de IJssel

In fase 1 zijn er drie mogelijk scenario's waarbij het water op de IJssel hoger staat dan in de bypass:

- bij extreem hoogwater op de IJssel (circa 15.500 m³/s of meer bij Lobith) is in fase 1 de inlaat geopend. De instroom van water naar de bypass wordt in fase 1 gereguleerd zodat de waterstand in het bypassgebied beperkt toeneemt en bijgevolg lager is dan de hoge waterstand op de IJssel;
- om in fase 1 schade aan de Roggebotsluis te voorkomen wordt de bypass zo laat mogelijk ingezet. Daardoor kan het peil op de IJssel bij een hoge afvoer toenemen, terwijl de inlaat gesloten is en het peil op de bypass ongewijzigd blijft. Het verval dat kan optreden over de dijk in westelijke richting is dan maximaal net voordat de inlaat wordt geopend;
- bij een noordwesterstorm wordt het peil op de IJssel verhoogd door stormopzet vanuit het Ketelmeer/IJsselmeer. Het peil in de bypass wijzigt nauwelijks door de aanwezigheid van de Roggebotkering. Deze situatie is maatgevend voor belastingen vanuit de IJssel.

In fase 2 staat bij extreem hoogwater op de IJssel de inlaat naar de bypass open en is de waterstand ten westen en oosten van de dijk nagenoeg gelijk is. Indien het water op de IJssel hoog staat door stormopzet in fase 2, is ook de waterstand op de bypass verhoogd. In deze twee scenario's keert de IJsseldijk een minimaal waterstandsverschil.

Voor de stabiliteit van het binnentalud is er gerekend met een waterstand van NAP +3,9 m op de IJssel. Dit is de hoogst optredende waterstand bij een noordwesterstorm en een gesloten inlaat (fase 1).

De stabiliteit van het buitentalud (zowel aan de IJssel als de Bypasszijde) is berekend met een waterstand van NAP +4,4m. Voor de berekening van val na hoogwater maakt het feitelijk geen verschil of de inlaat gesloten dan wel geopend is.

4.2. Algemene uitgangspunten

- de IJsseldijk heeft in fase 1 een kerende functie. Indien deze dijk het water niet (voldoende) keert kunnen de waterstanden in het bypassgebied stijgen tot het MHW-peil dat op de IJssel heerst. De dijken rondom het bypassgebied zijn (dan nog) niet op een sterkte dat ze deze waterstanden kunnen weerstaan. Een stijging van de waterstanden tot dit niveau kan leiden tot inundatie van de dijkkringen 8 en 11. Het water moet dus gekeerd worden. Volgens de definitie in de Waterwet is de nieuwe IJsseldijk daarom in fase 1 een primaire waterkering;
- de IJsseldijk is een primaire waterkering categorie b (verbindende waterkering). Primaire waterkeringen zijn gedefinieerd in 3 categorieën. De nieuwe IJsseldijk scheidt buitenwater van binnenwater en verbindt dijkkringen 11a en 11b;
- de norm van de IJsseldijk is 1/4000. Bij het toetsen volgens het VTV2006 dient een waterkering cat. b integraal getoetst te worden met de achterliggende dijkkringgebieden. Indien de achterliggende dijken falen bij het falen van de verbindende waterkering, dan dient de verbindende waterkering getoetst te worden als een kering cat a met als norm de zwaarste norm van de achterliggende dijkkringgebieden (VTV2006, katern 2, paragraaf 2.2). De norm voor de IJsseldijk is daarom 1/4000, de norm voor dijkkringgebied 8;
- de maatregelen aan de dijk zijn ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2065, overeenkomend met een levensduur van 50 jaar;

- de maatregelen zijn ontworpen voor drie representatieve doorsneden.

4.3. Geometrische uitgangspunten

4.3.1. Dijkvakken en representatieve profielen

Het ontwerp is opgesteld voor drie representatieve dwarsprofielen. De dwarsprofielen zijn gekozen op basis van de maatgevende grondopbouw, de oriëntatie en de hydraulische belasting. In onderstaande tabel staan de locaties van de drie dwarsprofielen beschreven. De locaties zijn weergegeven op tekening in bijlage XI. Profiel 1 en 2 bevinden zich ten noorden van het inlaatwerk en profiel 3 bevindt zich ten zuiden van het inlaatwerk.

Tabel 4.1. Dijkvakken en representatieve dwarsprofielen per faalmechanisme

dijkvak	van [km]	tot [km]	representatief dwarsprofiel macrostabiliteit [km]	representatief dwarsprofiel piping en heave [km]
IJD1	0,97	1,38	1,15	1,03
IJD2	0,90	0,97	0,90	0,90
IJD3	0,54	0,65	0,60	0,55

Er is onderscheid gemaakt tussen profiel 1 en 2 omdat het geotechnische lengteprofiel (bijlage VI) een overgang laat zien tussen een zandige ondergrond (IJD1) en een cohesieve ondergrond (IJD2). De overgang bevindt zich ter plaatse van kilometrering 965. IJD3 is toegevoegd aangezien het huidige maaiveld ten zuiden van het inlaatwerk aanzienlijk lager ligt dan in het noordelijke gedeelte.

4.3.2. Maaiveldligging

Aan de noordzijde van het inlaatwerk ligt het huidige maaiveld minimaal op NAP +1,6 m en aan de zuidzijde minimaal op NAP +0,6 m.

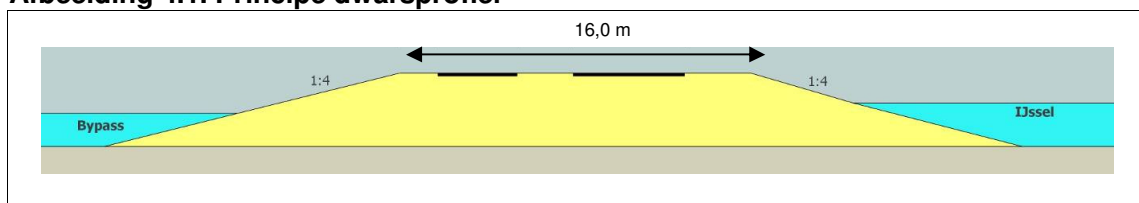
4.3.3. Slootafmetingen

Aan de teen van de IJsseldijk is in het ontwerp geen teensloot opgenomen.

4.3.4. Principe dwarsprofiel

Vanuit landschappelijke overwegingen en vanwege de functies die door de nieuwe IJsseldijk moeten worden vervuld, is het principeprofiel aangehouden, dat is weergegeven in Afbeelding 4.1. Indien nodig is voor stabiliteit een aanberming aangebracht die tevens dient als onderhoudsstrook. Indien geen berm nodig is, zal de onderhoudsstrook gereserveerd worden op maaiveld.

Afbeelding 4.1. Principe dwarsprofiel



4.4. Hydraulische uitgangspunten

De hydraulische ontwerpparameters zijn gegeven in Tabel 4.2. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in de [lit. 45.] en bijlage IV en V. Voor de beoordeling van de hoogte is belasting vanaf de bypasszijde maatgevend, aangezien de golfcondities zwaarder zijn. Ook bij een open inlaat is maximaal een overslagdebiet van 1,0 l/s/m toegestaan, vanwege de begaanbaarheid van de weg als evacuatieroute tijdens stormcondities.

Tabel 4.2. Hydraulische ontwerpparameters fase 1 en 2

dijkvak	beschrijving	van	tot	h	H_s/H_{m0}	T_p	h_p
		[km]	[km]	[m+NAP]	[m]	[s]	[m+NAP]
IJD oost	belasting vanaf IJsselzijde	0,54	1,38	4,4	0,45	1,82	4,4
IJD west	belasting vanaf bypass zijde	0,54	1,38	4,4	1,01	3,65	4,4
IJD oost	belasting vanaf IJsselzijde (gesloten inlaat)	0,54	1,38	3,9	0,45	1,82	-0,4

waarin:

h	ontwerpwaterstand	[m+NAP]
H_s	significante golfhoogte	[m]
H_{m0}	spectrale golfhoogte	[m]
$T_{m-1,0}$	spectrale golfperiode	[s]
T_p	piekperiode	[s]
h_p	polderpeil (winterpeil)/binnenwaterstand	[m+NAP]

4.5. Geotechnische uitgangspunten

4.5.1. Bodemopbouw

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld voor alle dijken rondom de bypass. Dit lengteprofiel is opgenomen in bijlage VI. Door de gewijzigde ligging van de inlaat is het tracé van de IJsseldijk ten opzichte van dit lengteprofiel gewijzigd. Voor het deel ten zuiden van de inlaat is het lengteprofiel niet meer representatief. De grondopbouw voor het zuidelijk deel van de IJsseldijk is gebaseerd op de boringen 1011 t/m 1014 uit de grondonderzoeksrapportage van Tauw [lit. 60.].

Voor de ontwerpberoekeeningen is de maatgevende grondopbouw bepaald voor het faalmechanisme macrostabiliteit en voor het faalmechanisme piping. De maatgevende grondopbouw is gegeven in Tabel 4.3 en Tabel 4.4.

Tabel 4.3. Maatgevende grondopbouw voor macrostabiliteit

dijkvak	boring/sondering	grondsoort	van	tot
			[m + NAP]	[m + NAP]
IJD1	7142	klei, zandig	1,6	-6,5
		zand, matig	-6,5	-11,5
		klei, diep	-11,5	-13,3
		zand, slap	-13,3	->
IJD2	7152	klei, zandig	1,6	-0,4
		klei. humeus	-0,4	-2,0
		veen	-2,0	-4,4
		zand, slap	-4,4	-10,5
		klei, diep	-10,5	-13,0
		zand, slap	-13,0	->

dijkvak	boring/sondering	grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
IJD3	1011	zand, kleiig	0,6	-0,9
		klei, zandig	-0,9	-1,8
		veen	-1,8	-4,5
		zand, slap	-4,5	->

Tabel 4.4. Maatgevende grondopbouw voor piping en heave

dijkvak	boring/sondering	grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
IJD1	7147	zand, slap	1,6	-11,3
		klei, diep	-11,3	-13,0
		zand, slap	-13,0	->
IJD2	7152	klei, zandig	1,6	-0,4
		klei. humeus	-0,4	-2,0
		veen	-2,0	-4,4
		zand, slap	-4,4	-10,5
		klei, diep	-10,5	-13,0
		zand, slap	-13,0	->
IJD3	1014	zand, kleiig	0,6	-1,1
		klei, zandig	-1,1	-1,6
		veen	-1,6	-3,9
		klei, zandig	-3,9	-4,3
		zand, slap	-4,3	->

4.5.2. Volumiek gewicht

Op basis van laboratoriumonderzoek is het gemiddelde volumiek gewicht bepaald voor de slappe lagen in het projectgebied (klei en veen). De volumieke gewichten voor de overige grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740 [lit. 22.].

Tabel 4.5. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_d [kN/m ³]	$\gamma_{sat,d}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
klei (diep)	16,5	16,5
klei toplaag	17	17
klei humeus	13	13
klei zandig, zand kleiig	17,6	18,6
veen	9,7	9,7
zand slap (lost gepakt)	17	19
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	18	20
Pleistoceen zand	19	21

4.5.3. Schuifsterkte

Voor de natuurlijke klei- en veenlagen in het gebied is de schuifsterkte bij verschillende grondspanningen bepaald op basis van triaxiaalproeven (zie paragraaf 3.3.2). De rekenwaarden voor de sigma-tau relatie zijn weergegeven in Tabel 4.6. Voor de overige grond-

soorten zijn de rekenwaarden voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving bepaald op basis van NEN6740 (zie Tabel 4.7).

Tabel 4.6. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig, zand kleiig	5,8	18,3	74,9

Tabel 4.7. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen / toplaag	3,3	14,7
zand slap (lost gepakt)	0	25,7
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
Pleistoceen zand	0	30,3

4.5.4. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de IJsseldijk verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor 1,11 indien hoogwater gecorreleerd,
1,05 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,1 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op deze factoren is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2. Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 4.8.

Tabel 4.8. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/4.000)	SF Uplift Van (1/4.000)
binnenwaarts zone 1	1,22	1,28
binnenwaarts zone 2	1,16	1,21
binnenwaarts zone 3	-	-
buitenwaarts	1,16	-

4.6. Waterspanningen

4.6.1. Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] op basis van het model uit bijlage I.

4.6.2. Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [lit. 65.]. Voor zee- en meerdijken is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Dit is in paragraaf 16.10 geverifieerd. Volgens de leidraden treedt dit waterstandverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de IJsseldijk, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam).

4.6.3. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Voor de berekening van de stijghoogte in het watervoerende pakket is het vereenvoudigde model uit bijlage I van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken toegepast.

In dijkvak IJD1 bevindt zich een zandige kleilaag. De waterdoorlatend van deze laag is onzeker. Daarom is er in dit dijkvak geen rekening gehouden met een beperkte indringing van de waterspanning uit de watervoerende zandlaag in het slappe lagenpakket (indringingslaag). In de diepe zandlaag is een stijghoogte aangehouden gelijk aan het MHW. Er is geen sprake van opbarsten/opdrijven. Dit zijn veilige uitgangspunten.

In dijkvakken IJD2 en IJD3 is rekening gehouden met een indringingslaag van 3 m. In profiel 2 is de stijghoogte in het diepe zand gelijk aan het MHW. In profiel 3 is er gerekend met de grenspotential aangezien hier sprake is van opbarsten/opdrijven.

4.6.4. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In D-Geo Stability kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 %. Aangezien niet gerekend wordt met een gezette geometrie is dit bij een voorontwerp voldoende conservatief. Het aanpassingspercentage als gevolg van een tijdelijke verkeersbelasting is voor de zandlagen gelijk genomen aan 100 %. Voor de cohesieve grondlagen is gerekend met een aanpassingspercentage van 0 % bij tijdelijke belasting.

4.7. Ontwerpresultaat

4.7.1. Hoogte grondlichaam

Voor de bepaling van de maatgevende combinatie van een hoge waterstand en hoge golven is de maatgevende hoogwaterstand gecombineerd met golfcondities die resulteren in de grootste golfoploop.

Tabel 4.9. Benodigde kruinhoogte fase 2 bij een overslagdebiet van 1,0 l/s/m

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal	windrichting	waterstand	significante	piek	Benodigde
		[° t.o.v. noord]	[° t.o.v. noord]	[m + NAP]	golfhoogte H _s [m]	periode T _p [s]	
IJD	IJsseldijk oost	80	110	4,4	0,45	1,82	4,9
IJD	IJsseldijk west	250	00	4,4	1,01	3,65	5,6

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

De 'Verbindende waterkering IJsseldijk' heeft voor fase 2 een minimale hoogte nodig van NAP +5,6 m. Hierbij is rekening gehouden met een overslagdebiet van 1 l/s/m en een normfrequentie van 1/4.000. In het wegontwerp is er voor gekozen het grondlichaam van de Kamperstraatweg op gelijke hoogte te leggen met de brug over de recreatieschutsluis. De hoogte van het brugdek is NAP +5,75 m.

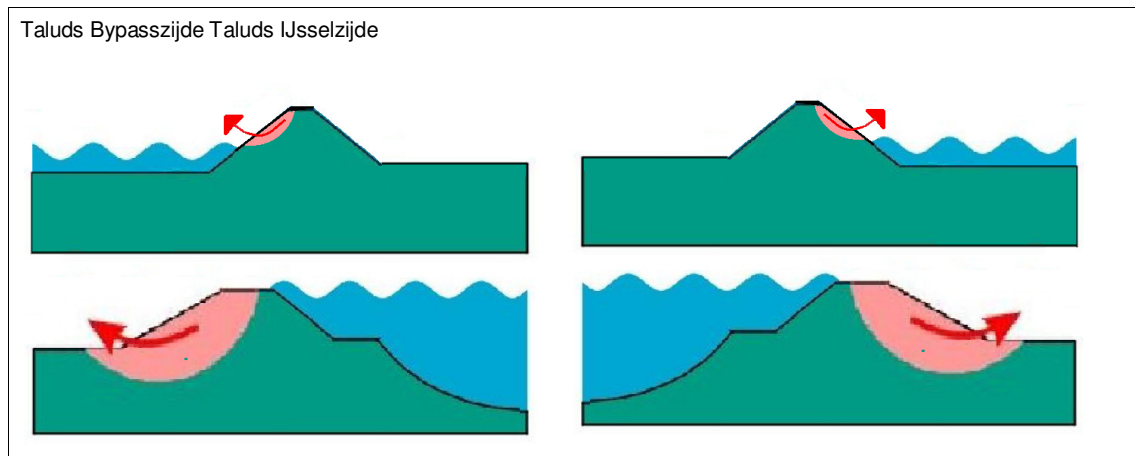
4.7.2. Taluds en bermen

Voor het ontwerp van het talud aan de Bypasszijde is een stabiliteitsberekening gemaakt voor:

- stabiliteit binnenwaarts bij belasting vanuit de IJssel (gesloten inlaat, fase 1).
- stabiliteit buitenwaarts bij val na hoogwater in het bypassgebied (open inlaat, fase 1 en 2).

Voor de controle van het talud aan de IJsselzijde is een berekening gemaakt voor:

- stabiliteit buitenwaarts bij val na hoogwater op de IJssel (open inlaat, fase 2).



Taluds bypasszijde

Als uitgangspunt voor de berekeningen is uitgegaan van het principe dwarsprofiel, zoals beschreven in paragraaf 4.3.4. De stabiliteit van IJD1 en IJD2 is voldoende met de beschreven geometrie. In dijkvak IJD3 moet een berm worden aangelegd om te voldoen aan de gestelde veiligheidseisen voor stabiliteit buitenwaarts. Aan de bypasszijde is een berm aangehouden met een breedte van 5 m met het knikpunt op een hoogte van NAP +2,75 m. Vanaf dit punt loopt de berm met een helling van 1:20 richting het dijklichaam. Deze berm kan tevens worden gebruikt als onderhoudspad. In Tabel 4.10 zijn de berekeningsresultaten gegeven.

Tabel 4.10. Resultaten berekeningen berm Bypasszijde

dijkvak	zone	norm [-]	veiligheidsfactor [-]
IJD1	binnenwaarts zone 1	1,22	2,10
	binnenwaarts zone 2	1,16	2,02
	buitenwaarts	1,16	1,33
IJD2	binnenwaarts zone 1	1,22	1,25
	binnenwaarts zone 2	1,16	1,24
	buitenwaarts	1,16	1,26
IJD3	binnenwaarts zone 1	1,22	1,31
	binnenwaarts zone 2	1,16	1,30
	buitenwaarts	1,16	1,22

Taluds IJsselzijde

Voor de controle van het talud aan de IJsselzijde is de maatgevende belasting een belasting bij val na hoogwater in de IJssel (open inlaat). Daarbij is in IJD3 een berm noodzakelijk aan de IJsselzijde met een breedte van 6 m met het knikpunt op een hoogte van NAP +2,75 m. Vanaf dit punt loopt de berm met een helling van 1:20 richting het dijklichaam. Deze berm kan tevens worden gebruikt als onderhoudspad.

Tabel 4.11. Resultaten berekeningen IJsselzijde

dijkvak	zone	norm [-]	veiligheidsfactor [-]
IJD1	buitenwaarts	1,16	1,41
IJD2	buitenwaarts	1,16	1,24
IJD3	buitenwaarts	1,16	1,21

4.7.3. Pipingberm

De berm en de teen van de dijk zijn gecontroleerd op opdrijven en opbarsten. Vervolgens is de minimale kwelweglengte voor de dijk bepaald met behulp van de regel van Bligh en Sellmeijer. Bij belasting vanaf de oostzijde met een gesloten inlaat is er een verval over de kering en dus speelt piping een rol. Bij belasting vanuit de bypass is de waterstand op de IJssel ook hoog. Deze situatie is daardoor niet maatgevend. De maatgevende situatie ontstaat bij een gesloten bypass en de bijbehorende maatgevende waterstand.

Tabel 4.12. Resultaten opbarst- en pipingberekeningen

dijkvakken	oprijfveiligheid berm [-]	opbarstveiligheid bermteen [-]	vereiste kwelweglengte berm 2065 [m]	vereiste kwelweglengte (berm)teen 2065 [m]	aanwezige kwelweglengte 2065 [m]
IJD1 oost	-	0,01	-	34	41
IJD2 oost	-	0,77	-	8	47
IJD3 oost	1,27	0,94	0	30	65

4.7.4. Taludbekleding**Buitentalud**

Het buitentalud van de dijken is ontworpen volgens het Addendum bij de leidraad rivieren [lit. 6.]. Daarin staan twee principedoorsneden met een kleiwig in het buitentalud in combinatie met een grasbekleding. De principeprofielen zijn gegeven in Afbeelding 6.8. Deze profielen zijn afdoende voor de ontwerp golfhoogten in het bypassgebied.

Aangezien de dijk tweezijdig water dient te keren is aan beide zijden een kleibekleding aangebracht. De kleibekleding heeft aan de bypasszijde een dikte ter plaatse van de kruin van 1,5 m (1,2+0,3 m) en aan de IJsselzijde vanwege een lagere golfbelasting ($H_s < 0,75$ m) een dikte ter plaatse van de kruin van 1,1 m (0,8 + 0,3 m). Deze wig is gemaakt van minimaal kleicategorie 2. De kleiwig is weergegeven in de ontwerptekeningen in bijlage XI.

Kruin en binnentalud

Bij de berekende overslagdebieten volstaat de erosiebestendigheid van een goed ontwikkelde grasmat niet zonder kleibekleding (zie afbeelding b5 van [lit. 61.]). Afschuiven van de grasmat treedt niet op aangezien aan beide zijden een kleilaag is aangebracht met een minimale dikte van 1,0 m bij taludhellingen van 1:4.

4.7.5. Lengte voorland

De afstand die in rekening gebracht moet worden tussen de IJsseldijk en de recreatiegeul aan de bypasszijde is 100 m. De stabiliteit ter plaatse van de recreatiesluis zelf zal een plek krijgen in de detaillering van de aansluiting van de IJsseldijk op de recreatiesluis.

In de uiterwaarden van de IJssel in de Onderdijkse waard bevinden zich twee zandwinputten met een diepte van NAP -21 m en NAP -10 m (zie bijlage X). Deze zullen bij het ontwikkelen van de Onderdijkse Waard worden gedempt. In plaats daarvan worden nieuwe geulen gegraven. Voor de diepte van de geul is NAP -2,7 m aangehouden. De afstand tussen de IJsseldijk en de oostelijk geul bedraagt meer dan 250 m. Deze afstand is voldoende voor een stabiel voorland.

4.8. Niet-waterkerende objecten (NWO's)

Wanneer de nieuwe IJsseldijk aangelegd wordt, zal de bestaande bebouwing worden verwijderd. Bomen worden niet geplaatst binnen de kernzone van de waterkering tenzij kan worden aangetoond dat deze de waterkerende functie van de dijk niet aantasten.

Op de IJsseldijk ligt een fietspad en een provinciale weg (60 km/uur). De wegen zijn beide geasfalteerd. De wegen bevinden zich boven de ontwerpwaterstand. De bovenkant van de verharding is ongeveer gelijk aan de kerende hoogte van de dijk. De toegepaste verharding moet bestand zijn tegen een golfoverslag van 1,0 l/m/s. Bij toepassing van een asfaltbekleding is dit het geval. Wel dient er speciale aandacht uit te gaan naar de aansluiting van de asfaltbekleding op de kleiafdekking van de dijk om aangrijping van lokale erosie te voorkomen. De bekleding en aansluitingen dienen waterdicht te zijn.

Langs de weg zullen verkeersborden, verkeerslichten, etc. worden geplaatst. Deze kleine objecten hebben geen invloed op de stabiliteit van de waterkering. De fundatie van deze objecten doorsnijden de bekleding op de kruin van de dijk. Een goede aansluiting van de 'fundering' op de kleibekleding is daarom noodzakelijk.

4.9. Raakvlakken constructies en kunstwerken

Het ontwerp van de IJsseldijk heeft raakvlakken met andere objecten in het gebied. De belangrijkste zijn:

- inlaat IJsseldijk;
- veepassage IJsseldijk;
- migratiesluis IJsseldijk;
- recreatieschutsluis IJsseldijk;

- ligging Kamperstraatweg op grondlichaam van IJsseldijk;
- woningen Kamperstraatweg 2 en 2a.

Het technisch ontwerp is leidend geweest in het ontwerp van de eerste vijf aansluitingen. De onderbouwing van de constructies is uitgewerkt in het Technisch Ontwerp [lit. 41.].

Voor de Kamperstraatweg is het vanuit beeldkwaliteit gewenst de weg over het gehele traject op één hoogte aan te leggen. Vanuit de verschillende objecten en functies (IJsseldijk, Recreatieschutsluis, brug) komen echter verschillende eisen naar voren ten aanzien van de hoogteligging van de kruin, sluiswanden en brugdek.

Maatgevend voor de hoogte is de benodigde hoogte van de sluiswanden (NAP +4,73 m) bij hoogwater (0,5 m boven MHW) en het hierboven aan te brengen 1 m hoge brugdekconstructie (incl. oplegnokken) over de recreatieschutsluis. Bijgevolg komt de weg op een hoogte van NAP +5,75 m te liggen.

De IJsseldijk heeft voor fase 2 een minimale hoogte nodig van NAP +5,6 m. Hierbij is rekening gehouden met een overslagdebiet van 1 l/s/m en een normfrequentie van 1/4.000.

Er is voor gekozen het grondlichaam met de Kamperstraatweg ook op een hoogte van NAP +5,75 m aan te leggen in fase 2. Deze raakvlakken zijn afgestemd met het Technisch Ontwerp en het Inrichtingsplan.

De woningen 2 en 2a blijven op hun huidige terp staan. De woningen komen in de nieuwe situatie iets verder van de Kamperstraatweg te liggen. Een klein deel van de huidige IJsseldijk zal gebruikt worden als toegangsweg tot deze woningen.

4.10. Legger/KEUR zonerings

De legger en KEUR-zonering is uitgewerkt in bijlage II.

4.11. Zettingsanalyse

Voor de IJsseldijk is een zettingsanalyse uitgevoerd. De uitgangspunten voor deze analyse zijn gerapporteerd in bijlage XXII. De belangrijkste resultaten zijn gegeven in Tabel 4.13.

Tabel 4.13. Resultaten zettingsanalyse IJsseldijk 1A6

resultaat	waarde	eenheid
zettingscompensatie kruin IJD1	0,55	m
zettingscompensatie kruin IJD2 en IJD3	1,15	m
zettingscompensatie zijbermen	0,85	m
theoretische aanleghoogte kruin	6,95 ¹	m + NAP

¹ In de aanleghoogte wordt rekening gehouden met 0,05 m zetting ten gevolge van kruip van de kleibekleding.

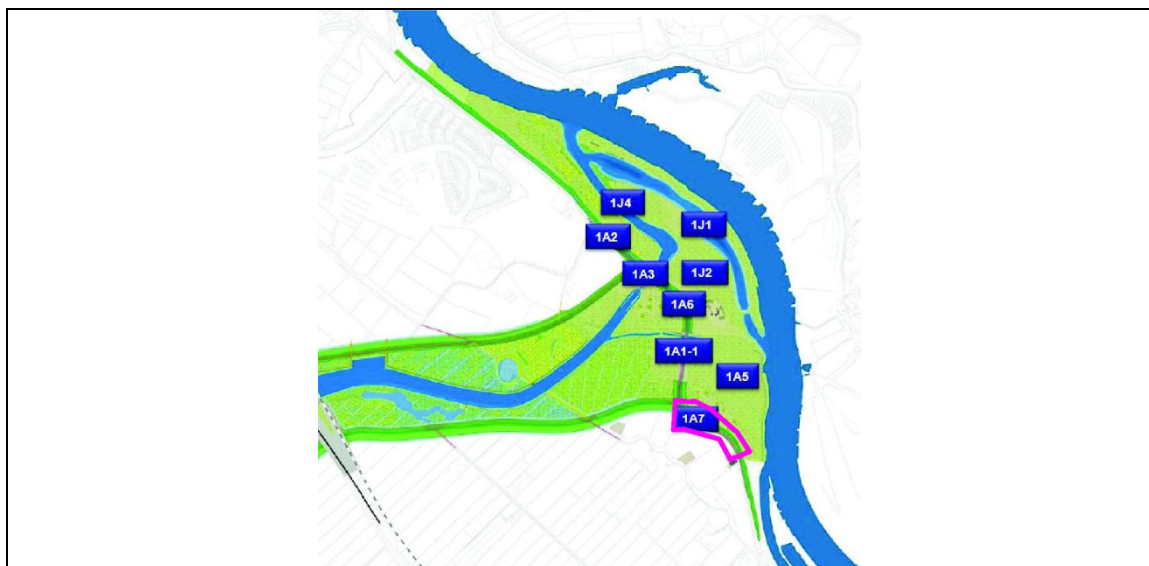
In verband met de provinciale weg op de kruin is een strengere restzettingseis op de IJsseldijk van toepassing (maximaal 0,35). Om aan deze eis te voldoen zal gedurende de aanleg een voorbelasting moeten worden toegepast.

4.12. Hoeveelheden

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

5. 1A7 IJSSELDIJK DIJKRING 11B (FASE 1)

5.1. Beschrijving object



Naam object	IJsseldijk dijkring 11b
Objectnummer	1A7
Fasering	fase 1 en 2
Ontwerplevensduur	2015-2065
Normering	1/2000
Maatgevende belasting	IJssel fase 1 en 2

Het object IJsseldijk dijkring 11b is het gedeelte van de dijk ten zuiden van de Bypassdijken (eenzijdig waterkerend). De nieuwe IJsseldijk wordt hier aangesloten op de bestaande IJsseldijk. De dijk wordt voor fase 1 aangelegd.

Belasting vanuit de IJssel

De maatgevende belasting ontstaat bij een stormsituatie op het IJsselmeer. Omdat de IJsseldijk ten zuiden van de bypassdijken geen verbindende waterkering is, maar een reguliere dijk in dijkring 11b is de normfrequentie van deze dijk 1/2000 jaar.

Voor de stabiliteit van het binnen- en het buitentalud is er gerekend met een waterstand van NAP +4,3 m op de IJssel. Dit is de hoogst optredende waterstand op de IJssel inclusief een robuustheidtoeslag van 0,3 conform de Leidraad Rivieren [lit. 6.].

5.2. Algemene uitgangspunten

- de IJsseldijk dijkring 11b is een reguliere dijk in dijkring 11b. De normfrequentie van deze dijk is 1/2000 jaar;
- de maatregelen aan de dijk zijn ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2065, overeenkomend met een levensduur van 50 jaar;
- de maatregelen zijn ontworpen voor twee representatieve doorsneden.

5.3. Geometrische uitgangspunten

5.3.1. Dijkvakken en representatieve profielen

Het ontwerp is opgesteld voor twee representatieve dwarsprofielen in twee dijkvakken. Het noordelijk deel van de IJsseldijk dijkkring 11B is als losstaand dijkvak behandeld, omdat de grote kruinbreedte afwijkend is van de rest van dit object en omdat voor dit profiel het buitentalud zonder aanvullende maatregelen onstabiel is.

De dwarsprofielen zijn gekozen op basis van de maatgevende grondopbouw, de oriëntatie, de hydraulische belasting en het ontwerp. In onderstaande tabel staan de locaties van de dwarsprofielen en de locaties van de maatgevende grondopbouw beschreven. De dwarsprofielen 4 en 5 op de tekeningen in Bijlage XI zijn beide gelegen in dijkvak IJD5. Voor dijkvak IJD4 is geen dwarsprofiel op tekening opgenomen, omdat dit volledig overeenkomt met dijkvak IJD3 in het object IJsseldijk verbindende waterkering.

Tabel 5.1. Dijkvakken en representatieve dwarsprofielen per faalmechanisme

dijkvak	van [km]	tot [km]	representatieve bodempopbouw macrostabiliteit [km]	representatieve bodempopbouw piping en heave [km]
IJD4	0,50	0,54	0,60*	0,55*
IJD5	0,10	0,50	0,60*	0,55*

*de maatgevende dijkopbouw is buiten het dijkvak gelegen, omdat grondonderzoek binnen het dijkvak ontbreekt. De grondopbouw in het dijkvak dient in een later stadium met aanvullend onderzoek geverifieerd te worden.

5.3.2. Maaiveldligging

Het minimale maaiveldniveau van het voorland is NAP +0,5 m. Het achterland ligt op minimaal NAP +0,5 m.

5.3.3. Slootafmetingen

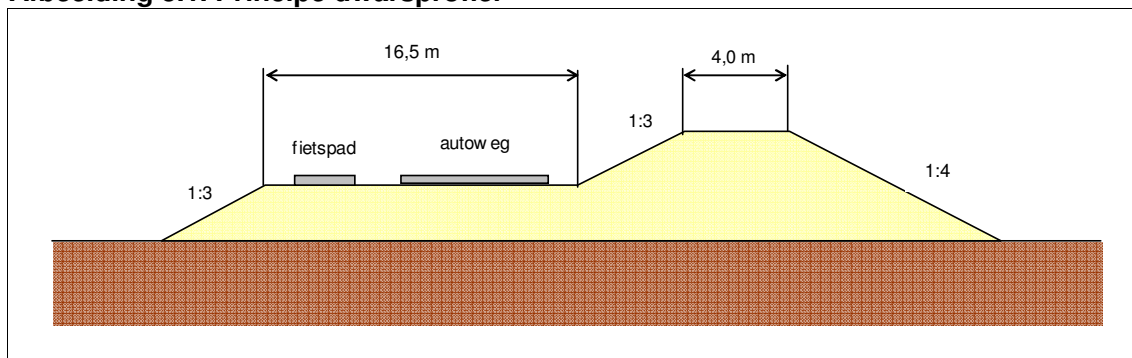
Aan de teen van de IJsseldijk is in het ontwerp geen nieuwe teensloot opgenomen.

5.3.4. Principe dwarsprofiel

Direct ten zuiden van de Bypassdijken (dijkvak IJD4) is het principeprofiel aangehouden zoals gehanteerd voor de IJsseldijk verbindende waterkering en zoals weergegeven in Afbeelding 4.1.

Het onderstaande principeprofiel (Afbeelding 5.1) voor het meest zuidelijke deel van de IJsseldijk (IJD5) sluit in vorm aan op de huidige IJsseldijk.

Afbeelding 5.1. Principe dwarsprofiel



5.4. Hydraulische uitgangspunten

De hydraulische ontwerpparameters zijn gegeven in onderstaande tabel. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in de [lit. 45.] en bijlage IV en V.

Tabel 5.2. Hydraulische ontwerpparameters fase 2

dijkvak	beschrijving	van [km]	tot [km]	h [m+NAP]	H_s/H_{m0} [m]	T_p [s]	h_p [m+NAP]
IJD4	belasting vanaf IJsselzijde	0,10	0,50	4,3	0,45	1,82	0,5 ¹
IJD5	belasting vanaf IJsselzijde	0,50	0,54	4,3	0,45	1,82	0,5 ¹

¹: Binnenmaaiveldniveau aangehouden als polderpeil, vanwege afwezigheid teensloot

waarin:

h	ontwerpwaterstand	[m+NAP]
H_s	significante golfhoogte	[m]
H_{m0}	spectrale golfhoogte	[m]
T_p	piekperiode	[s]
h_p	polderpeil (winterpeil)/ binnenwaterstand	[m+NAP]

5.5. Geotechnische uitgangspunten

5.5.1. Bodemopbouw

Op het nieuwe tracé van de IJsseldijk ten zuiden van de Bypassdijken is geen grondonderzoek beschikbaar. Het grondonderzoek dat is gebruikt voor de schematisatie van dijkvak IJD3 van de 'Verbindende waterkering IJsseldijk' is ook voor dit object gehanteerd. Daarbij is onderscheid gemaakt tussen de grondopbouw ten behoeve van het faalmechanisme macrostabiliteit en het faalmechanisme piping. De maatgevende grondopbouw is gegeven in Tabel 5.3 en Tabel 5.4.

Tabel 5.3. Maatgevende grondopbouw voor macrostabiliteit

dijkvak	boring/sondering	grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
IJD4/IJD5	1011	zand, kleilig	0,6	-0,9
		klei, zandig	-0,9	-1,8
		veen	-1,8	-4,5
		zand, slap	-4,5	->

Tabel 5.4. Maatgevende grondopbouw voor piping en heave

dijkvak	boring/sondering	grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
IJD4/IJD5	1014	zand, kleiig	0,6	-1,1
		klei, zandig	-1,1	-1,6
		veen	-1,6	-3,9
		klei, zandig	-3,9	-4,3
		zand, slap	-4,3	->

5.5.2. Volumiek gewicht

Op basis van laboratoriumonderzoek is het gemiddelde volumiek gewicht bepaald voor de slappe lagen in het projectgebied (klei en veen). De volumieke gewichten voor de overige grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740 [lit. 22.].

Tabel 5.5. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_d [kN/m ³]	$\gamma_{sat,d}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
klei (diep)	16,5	16,5
klei toplaag	17	17
klei humeus	13	13
klei zandig / zand kleiig	17,6	18,6
veen	9,7	9,7
zand slap (lost gepakt)	17	19
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	18	20
Pleistoceen zand	19	21

5.5.3. Schuifsterkte

Voor de natuurlijke klei- en veenlagen in het gebied is de schuifsterkte bij verschillende grondspanningen bepaald op basis van triaxiaalproeven (zie paragraaf 3.3.2). De rekenwaarden voor de sigma-tau relatie zijn weergegeven in Tabel 5.6. Voor de overige grondsoorten zijn de rekenwaarden voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving bepaald op basis van NEN6740 (zie Tabel 5.7).

Tabel 5.6. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig / zand kleiig	5,8	18,3	74,9

Tabel 5.7. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen / toplaag	3,3	14,7
zand slap (lost gepakt)	0	25,7

grondsoort	c' _d	φ' _d
	[kPa]	[°]
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
Pleistoceen zand	0	30,3

5.5.4. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de IJsseldijk verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor: 1,09 indien hoogwater gecorreleerd, 1,03 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,1 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op deze factoren is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2. Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 5.8.

Tabel 5.8. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/2.000)
binnenwaarts zone 1	1,20
binnenwaarts zone 2	1,13
binnenwaarts zone 3	-
buitenwaarts	1,13

5.6. Waterspanningen

5.6.1. Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] op basis van het model uit bijlage I.

5.6.2. Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [lit. 65.]. Voor zee- en meerdijken is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Dit is in paragraaf 16.10 geverifieerd. Volgens de leidraden treedt dit waterstandverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de IJsseldijk, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam).

5.6.3. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Voor de berekening van de stijghoogte in het watervoerende pakket is het vereenvoudigde model uit bijlage I van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken toegepast. Er is

rekening gehouden met een indringingslaag van 3 m. Er is gerekend met de grenspotentiaal aangezien er sprake is van opbarsten/opdrijven.

5.6.4. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In D-Geo Stability kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 %. Aangezien niet gerekend wordt met een gezette geometrie is dit bij een voorontwerp voldoende conservatief. Het aanpassingspercentage als gevolg van een tijdelijke verkeersbelasting is voor de zandlagen gelijk genomen aan 100 %. Voor de cohesieve grondlagen is gerekend met een aanpassingspercentage van 0 % bij tijdelijke belasting.

5.7. Ontwerpresultaat

5.7.1. Hoogte grondlichaam

Voor de bepaling van de maatgevende combinatie van een hoge waterstand en hoge golven is de maatgevende hoogwaterstand gecombineerd met golfcondities die resulteren in de grootste golfoploop.

Tabel 5.9. Benodigde kruinhoogte fase 2 bij een overslagdebiet van 1,0 l/s/m

dijkvak	HR locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	waterstand [m + NAP]	significante golfhoogte H_s [m]	piekperi- ode T_p [s]	Benodigde kruinhoogte [m+NAP]
IJD4	IJsseldijk oost	50	90	4,3	0,45	1,82	4,8
IJD5	IJsseldijk oost	80	90	4,3	0,45	1,82	4,8

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

De IJsseldijk ten zuiden van de Bypassdijken heeft voor fase 2 een minimale hoogte nodig van NAP+4,8 m. Hierbij is rekening gehouden met een overslagdebiet van 1 l/s/m en een normfrequentie van 1/2.000 per jaar.

5.7.2. Taluds en bermen grondlichaam

Voor dijkvak IJD4 is als uitgangspunt voor de berekeningen uitgegaan van het principe dwarsprofiel zoals beschreven in paragraaf 5.3.4. De stabiliteit van profiel 3 (dijkvak IJD4) is niet voldoende met de beschreven geometrie. In dijkvak IJD4 moeten bermen worden aangelegd om te voldoen aan de gestelde veiligheidseisen. Aan de binnenzijde is een berm noodzakelijk met een breedte van minimaal 5 m met het knikpunt op een hoogte van NAP +2,75 m. Vanaf dit punt loopt de berm met een helling van 1:20 richting het dijklichaam. Deze berm kan tevens worden gebruikt als onderhoudspad.

Voor dijkvak IJD5 is als uitgangspunt voor de berekeningen uitgegaan van het principe dwarsprofiel zoals beschreven in paragraaf 5.3.4. De stabiliteit van profiel 4 (dijkvak IJD5) is niet voldoende met de beschreven geometrie. Ook in dijkvak IJD5 moeten bermen worden aangelegd om te voldoen aan de gestelde veiligheidseisen. Aan de binnenzijde is een berm noodzakelijk met een breedte van circa 16,5 m (in verband met de verkeersfunctie) met het knikpunt op een hoogte van circa NAP +2,30 m. Vanaf dit punt loopt de berm met een helling van 1:20 richting het dijklichaam.

Aan de buitenzijde is in dijkvak IJD4 een berm noodzakelijk met dezelfde lengte en hoogte als aan de binnenzijde. Vanuit landschappelijke overwegingen is er voor gekozen om een 6 m lange berm aan de buitenzijde (Ijsselzijde) aan te leggen (in plaats van 5 m). Dit sluit aan op het ontwerp uit object 1A62 (dijkvak IJD3). In dijkvak IJD5 is de stabiliteit aan de buitenzijde voldoende zonder berm.

In Tabel 5.10 zijn de berekeningsresultaten gegeven.

Tabel 5.10. Resultaten berekeningen

dijkvak	zone	norm [-]	veiligheidsfactor [-]
IJD4	binnenwaarts zone 1	1,20	1,21
	binnenwaarts zone 2	1,13	1,21
	buitenwaarts	1,13	1,23
IJD5	binnenwaarts zone 1	1,20	1,26
	binnenwaarts zone 2	1,13	1,17
	buitenwaarts	1,13	1,22

5.7.3. Pipingberm

De berm en de teen van de dijk zijn gecontroleerd op opdrijven en opbarsten. Vervolgens is de minimale kwelweglengte voor de dijk bepaald met behulp van de regel van Bligh en Sellmeijer. Bij belasting vanaf de IJssel is er een verval over de kering en dus speelt piping een rol. Het ontwerp voor de Ijsseldijk voldoet in fase 1 en fase 2 ruim aan de regels voor piping en heave.

Tabel 5.11. Resultaten opbarsten en pipingberekeningen

dijkvakken	oprijfveiligheid berm [-]	opbarstveiligheid bermteen [-]	vereiste kwelweglengte berm 2065 [m]	vereiste kwelweglengte bermteen 2065 [m]	aanwezige kwelweglengte 2065 [m]
IJD 4	1,19	0,88	0	43,0	65
IJD 5	1,19	0,88	0	43,0	49

5.7.4. Taludbekleding

Buitentalud

Het buitentalud van de dijken is ontworpen volgens het Addendum bij de leidraad rivieren [lit. 6.]. Daarin staan twee principedoorsneden met een kleiwig in het buitentalud in combinatie met een grasbekleding. De principeprofielen zijn gegeven in Afbeelding 6.8. Deze profielen zijn afdoende voor de ontwerp golfhoogten op de IJssel.

Op het buitentalud van de Ijsseldijk dijkkring 11b is het profiel voor een lagere golfbelasting ($H_s < 0,75$ m) voldoende met een dikte ter plaatse van de kruin van 1,1 m (0,8 + 0,3 m).

Deze wig is gemaakt van minimaal kleicategorie 2. De kleiwig is weergegeven op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

Kruin en binnentalud

Bij het bepalen van de kruinhoogte is rekening gehouden met een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m. Bij dit overslagdebiet volstaat de erosiebestendigheid van een goed ontwikkelde grasmat niet zonder kleibekleding (zie afbeelding b5 van [lit. 61.]).

Voor de erosiebestendigheid en om het afschuiven van de grasmat te voorkomen bij verzadiging van het talud is onder de grasbekleding een kleilaag van 0,8 m dik toegepast. Deze bekleding voldoet bij een talud 1:3 ook aan de eisen voor microstabiliteit.

5.7.5. Lengte voorland

Als uitgangspunt voor de diepteligging van de geul in de IJssel ter plaatse van de bypass is NAP -4,0 m aangehouden. Bij deze waterstand en een minimale voorlandlengte van 135 m ter plaatse van IJD5 is er geen gevaar voor instabiliteit voorland.

5.7.6. Niet-waterkerende objecten (NWO's)

Wanneer de nieuwe IJsseldijk aangelegd wordt, zal de bestaande bebouwing worden verwijderd. Bomen worden niet geplaatst binnen de kernzone van de waterkering tenzij kan worden aangetoond dat deze de waterkerende functie van de dijk niet aantasten.

Op de IJsseldijk ligt een fietspad en een provinciale weg. De wegen zijn beide geasfalteerd. De wegen bevinden zich op de kruin (IJD4) boven de ontwerpwaterstand. De bovenkant van de verharding is ongeveer gelijk aan de kerende hoogte van de dijk. In het zuidelijk deel ligt de weg op de berm.

De toegepaste verhardingen moeten bestand zijn tegen een golfoverslag van 1,0 l/m/s. Bij toepassing van een asfaltbekleding is dit het geval. Wel dient er speciale aandacht uit te gaan naar de aansluiting van de asfaltbekleding op de kleiafdekking van de dijk om aangrijping van lokale erosie te voorkomen. De bekleding en aansluitingen dienen waterdicht te zijn.

Langs de weg zullen verkeersborden, verkeerslichten, etc. worden geplaatst. Deze kleine objecten hebben geen invloed op de stabiliteit van de waterkering. De fundatie van deze objecten doorsnijden de bekleding op de kruin van de dijk. Een goede aansluiting van de 'fundering' op de kleibekleding is daarom noodzakelijk.

5.8. Legger/KEUR zonerings

De legger en KEUR-zonering is uitgewerkt in bijlage II.

5.9. Zettingsanalyse

Voor de IJsseldijk 1A7 is een zettingsanalyse uitgevoerd. De uitgangspunten voor deze analyse zijn gerapporteerd in bijlage XXII. De belangrijkste resultaten zijn gegeven in Tabel 5.12.

Tabel 5.12. Resultaten zettingsanalyse IJsseldijk 1A7

resultaat	waarde	eenheid
zettingscompensatie kruin IJD4	1,15	m
zettingscompensatie kruin IJD5	1,05	m
zettingscompensatie zijbermen	0,85	m

¹ In de aanleghoogte wordt rekening gehouden met 0,05 m zetting ten gevolge van kruip van de kleibekleding.

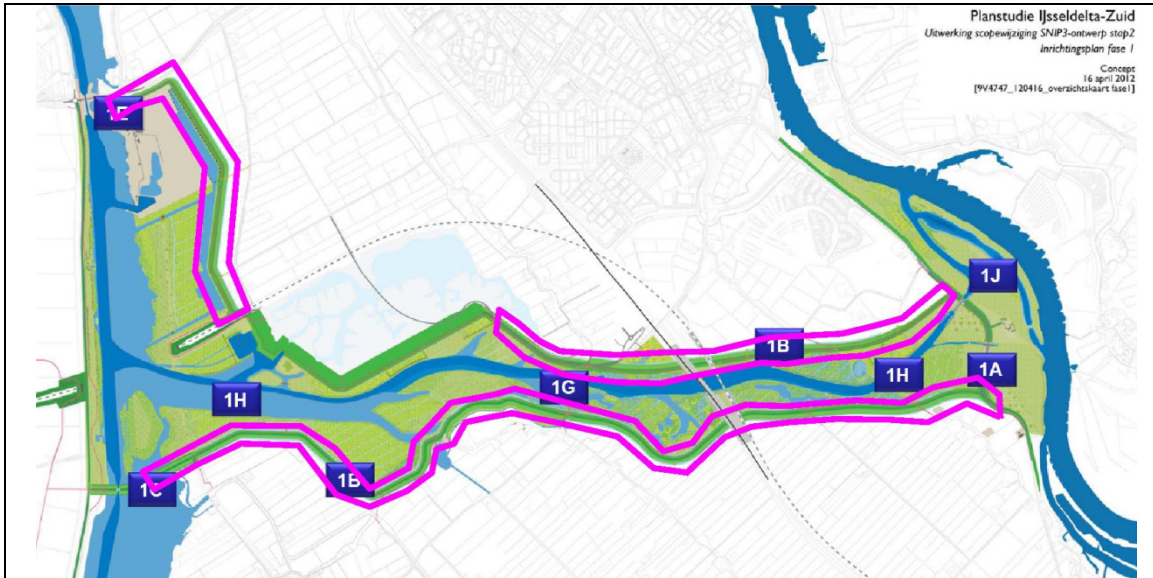
In verband met de provinciale weg op de kruin en op de berm is een restzettingseis op de IJsseldijk van toepassing (maximaal 0,35). Om aan deze eis te voldoen zal gedurende de aanleg een voorbelasting moeten worden toegepast.

5.10. Hoeveelheden

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

6. 1B NIEUWE DIJKEN LANGS BYPASS (FASE 1 EN FASE 2)

6.1. Beschrijving object



Planstudie IJsseldelta-Zuid
Uitwerking scopingwijziging SNIP3-ontwerp stap 2
inrichtingsplan fase 1
Concept
16 april 2012
[PV4747_120416_oversichtskaart fase 1]

Naam object	1B Nieuwe dijken langs bypass (DB)
Objectnummer	1B1: Nieuwe dijken langs bypass (DB1) 1B2: Nieuwe dijken langs bypass (DB2)
Fasering	fase 1 en fase 2
Ontwerplevensduur	Nieuwe dijken langs bypass 2015-2065 N7: Ontsluitingsweg Reeve 2015-2115 kade bij weglichaam Roggebot fase 1 2015-2025 kade bij weglichaam Roggebot fase 2 2025-2065
Normering	1/2000
Maatgevende belasting	bypass fase 1+2

Aan de noord- en zuidzijde wordt de bypass begrensd door twee nieuw aan te leggen waterkeringen. Deze beschermen de opgesplitste dijkkring 11 tegen hoogwater vanaf de bypass.

Het alignment van de dijk is grotendeels vastgelegd in het streekplan en in het bestemmingsplan. De grens van het projectgebied is daarbij een vaste binnengrens voor de dijkzone. Met de dijkzone wordt de voetafdruk van het dijklichaam (inclusief aanbermingen), de ruimtereservering voor 100 jaar en de eventuele teensloot bedoeld.

De dijken worden nieuw aangelegd op het huidig maaiveld. Dit vraagt extra aandacht voor de stabiliteit gedurende de aanleg. Binnen Nederland is meestal sprake van een dijkverzwaring, waarbij een bestaande dijk (beperkt) wordt opgehoogd. De opbouw van een volledig nieuwe primaire waterkering vanaf het maaiveld betekent dat een relatief groot volume in korte tijd wordt weggelegd, terwijl er bij oplevering strenge veiligheidseisen voor gelden. De uitvoeringsstabiliteit is nader uitgewerkt in hoofdstuk 14.

De dijk wordt opgetrokken uit grond met zo min mogelijk waterkerende constructies. In het kader van budgetgestuurd ontwerpen wordt zoveel mogelijk lokaal vrijgekomen grond (in de bypass of de zomerbedverlaging) hergebruikt in het dijklichaam (zie paragraaf 3.2.1).

6.2. Algemene uitgangspunten

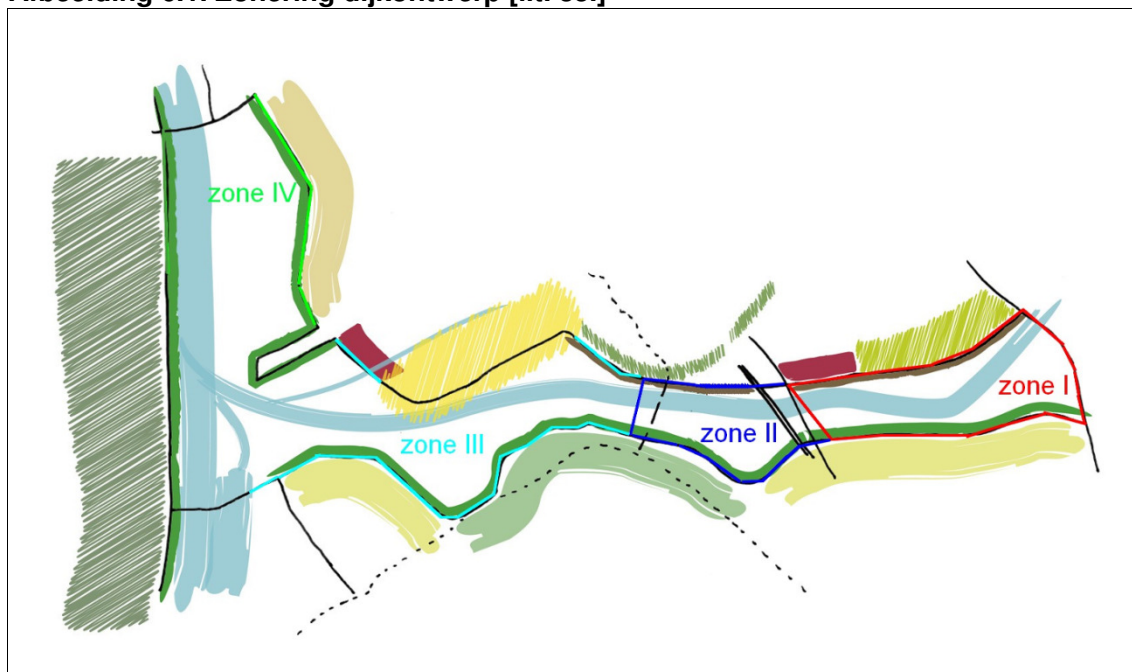
- de nieuwe dijken langs de bypass splitsen dijkkring 11 in twee delen. Het Rijk moet nog een uitspraak doen over de te hanteren normering. Als voorlopig uitgangspunt: voor het ontwerp van de nieuwe dijken langs de bypass geldt dat gedurende de planperiode de dijken een veiligheid tegen overstroming van de polder dienen te bieden van 1/2.000 jaar (norm dijkkring) [lit. 35.];
- de dijk waarop de ontsluitingsweg van het Reeve zich bevindt (N7) is ontworpen met een levensduur van 100 jaar;
- de kade langs Roggebot wordt in fase 1 aangelegd voor een ontwerplevensduur van 10 jaar. In fase 2 wanneer meer duidelijk is over de wegverbinding ter plaatse van de Roggebotsluis, zal dit deel van de dijk op gelijke sterkte worden gebracht met de andere bypassdijken;
- de maatregelen aan de overige bypassdijken zijn ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2065, overeenkomend met een levensduur van 50 jaar.

6.3. Geometrische uitgangspunten

6.3.1. Zones

In de Systeembeschoouwing, Uitgangspunten ontwerp waterkering [lit. 35.] is aangegeven dat het gebied is ingedeeld in vier zones. De ligging van deze zones zijn ten behoeve van het dijkontwerp iets verschoven op basis van het grondonderzoek.

Afbeelding 6.1. Zonering dijkontwerp [lit. 35.]



6.3.2. Dijkvakken en representatieve profielen

De indeling in vier zones is onvoldoende voor het opstellen van een kostenoptimaal definitief ontwerp. Voor de bypassdijken is deze zone-indeling daarom verder opgesplitst naar een dijkvakindeling op basis van de volgende criteria:

- landschap: in samenspraak met het Inrichtingsplan is gekeken naar typerende deelgebieden waar een verschillend beeld van de dijk verwacht mag worden;
- ondergrond: op basis van het geotechnische lengteprofiel is gekeken naar grote verschillen in de laagopbouw van de ondergrond;
- oriëntatie: in het alignement van de dijk zitten grote veranderingen in de dijkoriëntatie (knikken);
- hydraulische belasting: binnen de bypass zijn grote verschillen in met name de golfbelastingen. Bij aanwijsbare overgangen in golfbelasting is de dijk opgeknijpt.

De resulterende dijkvakindeling is gegeven in Tabel 6.1. Een tekening met de dijkvakindeling is opgenomen in bijlage XII.

Tabel 6.1. Dijkvakken en representatieve dwarsprofielen per faalmechanisme

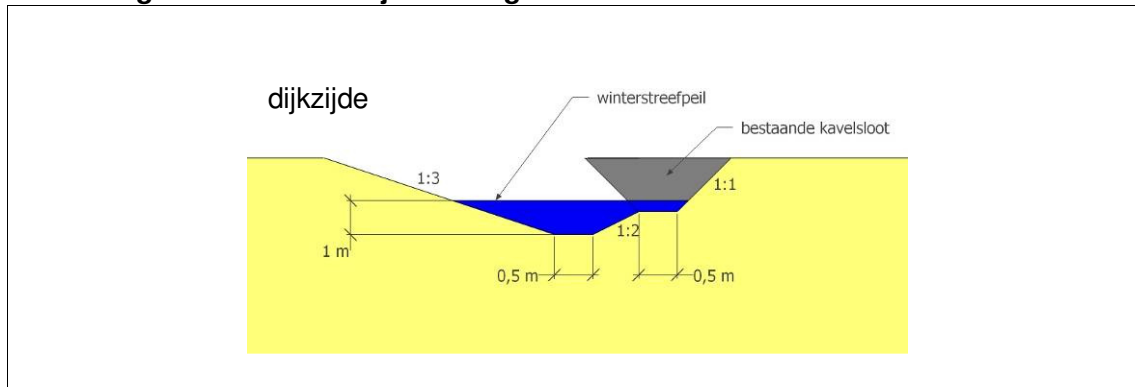
zone	dijkvak	van [km]	tot [km]	representatief dwarsprofiel macrostabiliteit [km]	representatief dwarsprofiel piping en heave [km]
zone III zuid	Z1	0 Z	345 Z	0,215 Z	0,215 Z
zone III zuid	Z2	0,345 Z	1,393 Z	0,835 Z	1,340 Z
zone III zuid	Z3	1,393 Z	1,900 Z	1,800 Z	1,515 Z
zone III zuid	Z4 (Molenkolk)	1,900 Z	2,300 Z	2,100 Z	1,920 Z
zone III zuid	Z5	2,300 Z	2,820 Z	2,510 Z	2,635 Z
zone III zuid	Z6	2,820 Z	3,200 Z	3,140 Z	3,040 Z
zone II zuid	Z7	3,200 Z	4,220 Z	3,440 Z	3,750 Z
zone II zuid	Z8	4,220 Z	4,550 Z	4,320 Z	4,525 Z
zone I zuid	Z9	4,650 Z	5,000 Z	4,840 Z	4,650 Z
zone I zuid	Z10	5,000 Z	5,930 Z	5,645 Z	5,840 Z
zone I zuid	Z11	5,930 Z	6,700 Z	6,035 Z	5,945 Z
zone I noord	N1	0 N	0,450 N	0,120 N	0,330 N
zone I noord	N2	0,450 N	0,970 N	0,685 N	0,555 N
zone I noord	N3	0,970 N	1,660 N	1,435 N	1,535 N
zone I noord	N4	1,660 N	1,852 N	1,825 N	1,675 N
zone II noord	N5	2,060 N	2,525 N	2,280 N	2,280 N
zone II noord	N6	2,525 N	2,740 N	2,590 N	2,590 N
zone III noord	N7	2,740 N	3,630 N	2,885 N	3,600 N
zone IV oost	N8	0 NW	0,870 NW	0,555 NW	0,555 NW
zone IV oost	N9	0,870 NW	1,000 NW	0,945 NW	0,945 NW
zone IV oost	N10	1,000 NW	1,810 NW	1,220 NW	1,220 NW
zone IV oost	N11	1,810 NW	2,118 NW	2,080 NW	2,080 NW

6.3.3. Slootafmetingen

Langs de binnenteen van de bypassdijken is een teensloot opgenomen (zie overzichtstekening in Bijlage XI). De sloot heeft primair een kwelafvangende functie. Daarnaast doorsnijdt de dijk de huidige kavel- en slootstructuur. De teensloot verbindt de doorsneden kavelsloten.

Bij de dijkvakken Z1, Z5, Z6, Z8 en N6 is geen nieuwe teensloot ontworpen, maar is gebruik gemaakt van de direct aangrenzende en reeds aanwezige watergangen. Ter hoogte van de dijkvakken Z1, Z8 en N6 betreft het in de huidige situatie kleine kavelsloten. Voor het afvangen van kwel zijn grotere sloten noodzakelijk, daarom zijn in het ontwerp de huidige kavelsloten vergroot. Daarbij is zoveel mogelijk de bodem van de huidige sloot behouden (zie Afbeelding 6.2). Dit is mogelijk leefgebied van de modderkruiper.

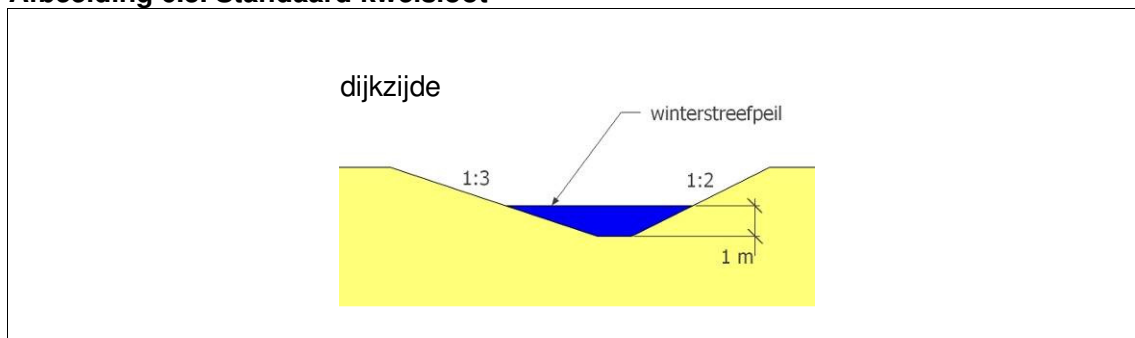
Afbeelding 6.2. Kwelsloot bij aanwezigheid van bestaande kavelslot



Voor de nieuw ontworpen sloten is de volgende geometrie aangehouden:

- talud aan de binnenzijde 1:2;
- talud aan de zijde van de dijk 1:3;
- slootbodembodem 1 m onder winterstreefpeil;
- bodembreedte 0,5 m.

Afbeelding 6.3. Standaard kwelsloot



Sectie N7 is gesplitst in een westelijk en een oostelijk deel (zie tekening ZL384.195.2005 in bijlage XI). In het oostelijk deel is een kwelsloot noodzakelijk voor het afvangen van de kwel. In het westelijk deel is door de gemeente Kampen langs de dijk een woningbouwgebied voorzien. Ook hier dient de kwel afgevangen te worden. Op de tekeningen is daarvoor een kwelsloot ingetekend. Indien als onderdeel van het woongebied Reeve voldoende wordt voorzien in het afvangen van kwel (bijvoorbeeld door het aanleggen van een waterpartij zoals in de huidige plannen voorzien), kan deze sloot komen te vervallen.

6.4. Hydraulische uitgangspunten

De hydraulische ontwerpparameters zijn gegeven in Tabel 6.2. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in [lit. 45.] en bijlage IV en V.

Tabel 6.2. Hydraulische ontwerpparameters

dijkvak- ken	HR- locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	ontwerppeil + toeslagen [m + NAP]	significante golfhoogte H_s [m]	piekperio- de T_p [s]	binnenwater- stand [m+NAP]
Z1	III zuid 1	330	330 (0)	3,80	0,90	3,18	- 0,6
Z2+Z3	III zuid 3	315	315 (0)	3,90	0,87	2,72	- 1,4
Z4	III zuid 3	280	300 (0)	3,90	0,87	2,72	- 1,4
Z5+Z6	III zuid 3	315	300 (0)	3,90	0,87	2,72	- 1,4
Z7	II zuid	30	330 (60)	4,00	0,81	3,15	- 1,05
Z8	II zuid	315	315 (0)	4,00	0,81	3,15	- 1,05
Z9+Z10	I zuid 2	350	330 (20)	4,15	0,86	3,09	- 1,05
Z11	I zuid 3	350	300 (50)	4,20	0,81	3,16	- 0,6
N1	I noord 3	140	240 (100)	4,10	0,46	2,78	- 0,3
N2	I noord 3	170	240 (70)	4,10	0,46	2,52	- 0,85*
N3+N4	I noord 1	160	270 (110)	4,05	0,39	2,6	- 0,85
N5+N6	II noord 1	180	270 (90)	4,00	0,59	2,89	- 0,85
N7	III noord 4	225	270 (45)	4,05	0,66	3,19	-0,85
N8-N10	IV oost 2	300	300 (0)	3,75	0,91	3,14	-0,85
N11 (fase 1)	IV oost 2	300	300 (0)**	2,55	0,5	2,0	-0,85
N11 (fase 2)	IV oost 2	300	300 (0)**	3,75	0,91	3,14	-0,85

* voor de noordelijke bypassdijken is de binnenwaterstand overal gelijk genomen aan NAP - 0,85 m. Naar verwachting zullen deze gebieden gaan uitwateren via het peilgebied en het gemaal Roggebot.

** de aanwezigheid van het recreatieterrein en 't Haasje voorkomt golven uit loodrechte richting.

6.5. Geotechnische uitgangspunten

6.5.1. Bodemopbouw

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld voor alle dijken rondom de bypass. Dit lengteprofiel is opgenomen in bijlage VI. Voor de ontwerpberoevingen is per dijkvak de maatgevende grondopbouw bepaald voor het faalmechanisme macrostabiliteit en voor het faalmechanisme piping. De maatgevende grondopbouw is gegeven in bijlage XIII.

6.5.2. Volumiek gewicht

Op basis van laboratoriumonderzoek is het gemiddelde volumieke gewicht bepaald voor de slappe lagen in het projectgebied (klei en veen). De volumieke gewichten voor de overige grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740 [lit. 22.].

Tabel 6.3. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_{rep} [kN/m ³]	$\gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
klei (diep)	16,5	16,5
klei toplaag	17	17
klei humeus	13	13
klei zandig	17,6	18,6

grondsoort	γ_{rep} [kN/m ³]	$\gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³]
veen	9,7	9,7
zand slap (lost gepakt)	17	19
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	18	20
Pleistoceen zand	19	21

6.5.3. Schuifsterkte

Voor de natuurlijke klei- en veenlagen in het gebied is de schuifsterkte bij verschillende grondspanningen bepaald op basis van triaxiaalproeven (zie paragraaf 3.3.2). De rekenwaarden voor de sigma-tau-relaties zijn weergegeven in Tabel 6.4. Voor de overige grondsoorten zijn de rekenwaarden voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving bepaald op basis van NEN6740 (zie Tabel 6.5).

Tabel 6.4. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig	5,8	18,3	74,9

Tabel 6.5. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen / toplaag	3,3	14,7
zand slap (lost gepakt)	0	25,7
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
Pleistoceen zand	0	30,3

6.5.4. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de bypassdijken verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor 1,09 indien hoogwater gecorreleerd,
1,03 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,10 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op deze factoren is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2 [lit. 44.]. Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 6.6. Er is niet ontworpen op zone 3, hiervoor zijn daarom geen stabiliteitsfactoren opgenomen. Stabiliteit buitenwaarts is alleen onderzocht met het Bishop rekenmodel.

Tabel 6.6. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/2000)	SF Uplift Van (1/2000)
binnenwaarts zone 1	1,20	1,26
binnenwaarts zone 2	1,13	1,19
binnenwaarts zone 3	-	-
buitenwaarts	1,13	-

6.6. Waterspanningen

6.6.1. Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] op basis van het blackbox model uit bijlage 1. Deze schematisatie van de freatische lijn is relatief conservatief. In de gevoeligheidsanalyse in hoofdstuk 16 is gekeken naar het effect van een nog hogere ligging.

6.6.2. Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch rapport waterkerende grondconstructies [lit. 65.]. Voor zee- en meerdijken is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Volgens de leidraden treedt dit waterstandverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de bypassdijken, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam) van ontwerppeil naar streefpeil (NAP - 0,4 m).

In hoofdstuk 16 is ook gekeken naar het effect van een val tot ver beneden streefpeil en naar de situatie met extreme neerslag. Beide situaties zijn niet maatgevend voor de dijken.

6.6.3. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Op dit moment komt hoogwater in de bypass niet voor. Het is daarom niet mogelijk een betrouwbare tijdsafhankelijke stijghoogterespons in het watervoerend pakket te modelleren op basis van peilbuismetingen. In de analyse is de stijghoogte bepaald met behulp van een niet tijdsafhankelijk analytisch model (stationaire berekening). Het gebruikte model is in meer detail beschreven in paragraaf 4.3.2. van [lit. 44.]. De resultaten zijn gegeven in bijlage VII.

De resultaten van dit stromingsmodel komen bijna overeen met het vereenvoudigde model uit bijlage I van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 71.]. De oorzaak is het overschrijden van de grenspotentiaal in beide modellen ter hoogte van de teensloot. Om die reden is in de stabiliteitsberekeningen gebruik gemaakt van het vereenvoudigde model.

In twee secties wordt de stijghoogte niet overschreden (sectie N6 en sectie N9). Voor deze secties is de stijghoogte gelijk genomen aan de buitenwaterstand.

6.6.4. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In MStab kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 % (eindsituatie). De maatgevende belasting die wordt gehanteerd in de ontwerpberoeeningen, treedt pas 10 jaar na aanleg op. Consolidatie van de grondlagen heeft dan zo goed als volledig plaatsgevonden. De consolidatie en de stabiliteit bij niet volledige consolidatie is nader uitgewerkt in hoofdstuk 14.

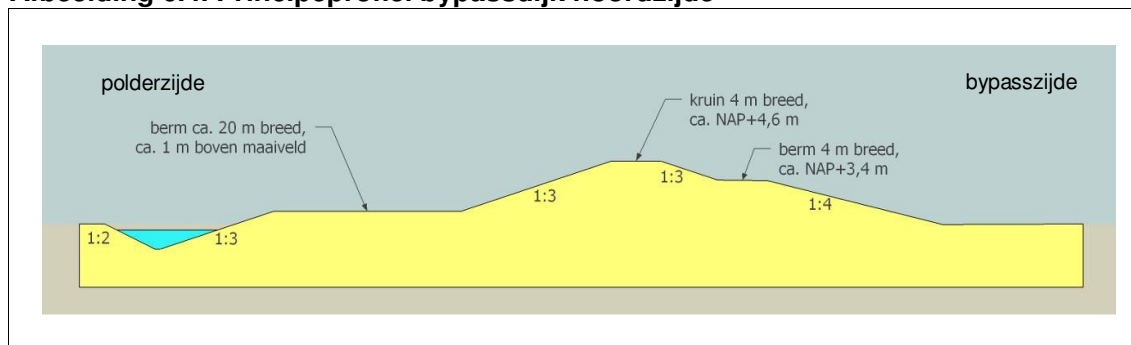
6.7. Ontwerpproces

Om tot het ontwerp van de dijken te komen zijn een aantal ontwerpstappen doorlopen. Deze zijn hieronder kort toegelicht.

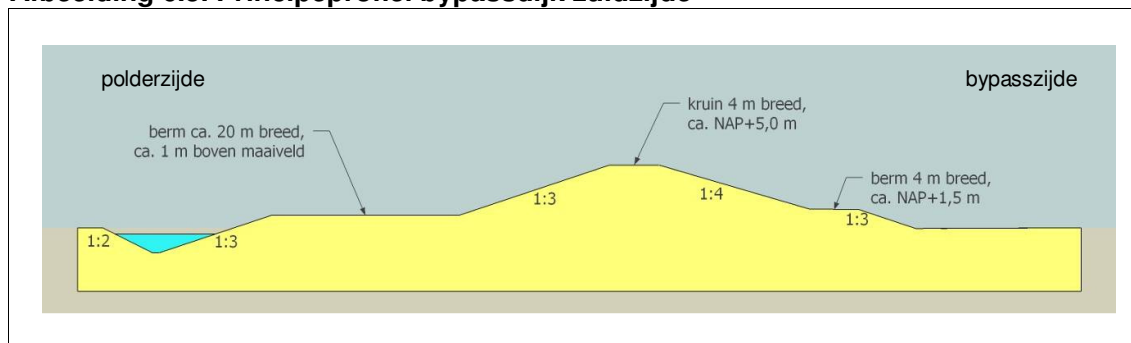
Landschap en inrichting

In de aanloop naar dit waterkeringsplan zijn een verkennend schetsontwerp en een voorontwerp opgesteld van de dijklichamen langs de bypass. Deze ontwerpen zijn geïntegreerd met het Inrichtingsplan. Daarbij zijn zaken afgestemd als het ruimtegebruik van de dijken en de inpassing in het landschapsbeeld. Voor de bypassdijken heeft dat geleid tot een streefbeeld voor de dijken. Dit streefbeeld is verschillend voor de dijken aan de noordzijde en aan de zuidzijde van de bypass. Een toelichting is opgenomen in het inrichtingsplan [lit. 40.]. In Afbeelding 6.4 en 6.5 zijn schetsen opgenomen met het gewenste principeprofiel.

Afbeelding 6.4. Principeprofiel bypassdijk noordzijde



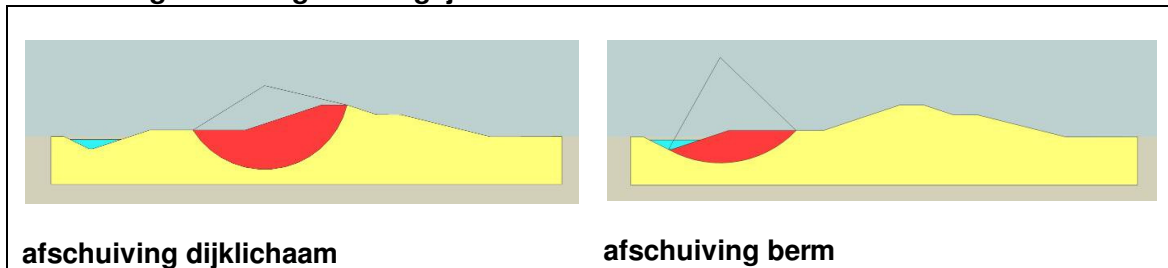
Afbeelding 6.5. Principeprofiel bypassdijk zuidzijde



Stabiliteit

In het grootste deel van de bypass bestaat de ondiepe ondergrond uit slap materiaal (veen en klei). Bij de binnenwaartse stabiliteit van de dijk zijn daardoor twee situaties maatgevend voor het ontwerp van het binnentalud en van de berm: een afschuiving van het dijklichaam en een afschuiving van de berm (zie Afbeelding 6.6).

Afbeelding 6.6. Maatgevende glijcirkels



Afschuiving van de dijk wordt in dit ontwerp voorkomen door de berm voldoende lang en hoog te maken. Afschuiving van de berm wordt voorkomen door de berm niet te hoog en voldoende lang te maken. Bij het ontwerp van de dijk is daarom eerst de bermhoogte bepaald, zodanig dat afschuiving van het dijklichaam wordt voorkomen. Vervolgens is de lengte van de berm zodanig bepaald dat afschuiven van de berm geen bedreiging vormt voor de dijk.

Piping

Het ontwerp van de dijk dat volgt uit de stabiliteitsberekeningen is gecontroleerd op piping. Indien de stabiliteitbermen niet lang genoeg zijn om een voldoende lange kwelweg te garanderen, zijn er twee mogelijkheden:

- het verlengen van de binnenberm om het uittredepunt van kwel te verleggen en zo de kwelweglengte te vergroten;
- het ingraven van een waterdicht kleipakket aan de buitenteen met voldoende lengte om het intredepunt te verleggen en zo de kwelweglengte te vergroten.

In het ontwerpproces zijn telkens beide opties onderzocht.

Ruimtereservering

In het kader van robuust ontwerpen is er voor elke dijkvak een ruimtereservering bepaald. Deze ruimtereservering omvat de ruimte die mogelijk nodig is om de dijk in de komende 100 jaar voldoende te kunnen verzwaren. Om deze ruimtereservering te bepalen, is het bovenstaande ontwerpproces ook doorlopen voor een ontwerphorizon van 100 jaar met bijhorende hydraulische belastingen. Indien het verschil ruimtegebruik tussen een 50 jaars ontwerp en een 100 jaars ontwerp minder is dan 5 m, is een ruimtereservering van 5 m gehanteerd.

6.8. Ontwerpresultaat fase 1

In deze paragraaf is het ontwerpresultaat opgenomen voor fase 1. Dit houdt in dat het ontwerp in fase 1 wordt aangelegd. De zichtperiode voor het merendeel van de bypassdijken is 50 jaar. Dit betekent dat het ontwerp geldig is voor fase 1 en 2. N11 (kade Roggebot) wordt ontworpen op een zichtperiode van 10 jaar (fase 1) en N7 wordt ontworpen voor 100 jaar, aangezien hier een weglichaam op wordt aangelegd. Het fase 2 ontwerp voor N11 is als apart deelobject aangemerkt en is als zodanig opgenomen in een aparte paragraaf (paragraaf 6.9).

6.8.1. Hoogte grondlichaam

De benodigde dijktafelhoogtes zijn gegeven in Tabel 6.7. Deze zijn gelijk aan het hydraulisch belastingsniveau bij een toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m.

Tabel 6.7. Benodigde kruinhoogte fase 2 bij een overslagdebiet van 1,0 l/s/m

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	ontwerppeil + toelagen [m + NAP]	significante golfhoogte H _s [m]	piekperiode T _p [s]	benodigde kruinhoogte [m+NAP]
Z1	III zuid 1	330	330 (0)	3,80	0,90	3,18	5,00
Z2+Z3	III zuid 3	315	315 (0)	3,90	0,87	2,72	4,80
Z4	III zuid 3	280	300 (0)	3,90	0,87	2,72	4,80
Z5+Z6	III zuid 3	315	300 (0)	3,90	0,87	2,72	4,80
Z7	II zuid	30	330 (60)	4,00	0,81	3,15	4,90
Z8	II zuid	315	315 (0)	4,00	0,81	3,15	5,10
Z9+Z10	I zuid 2	350	330 (20)	4,15	0,86	3,09	5,20
Z11	I zuid 3	350	300 (50)	4,20	0,81	3,16	5,10
N1	I noord 3	140	240 (100)	4,10	0,46	2,78	4,60*
N2	I noord 3	170	240 (70)	4,10	0,46	2,52	4,70
N3+N4	I noord 1	160	270 (110)	4,05	0,39	2,6	4,55*
N5+N6	II noord 1	180	270 (90)	4,00	0,59	2,89	4,50*
N7	III noord 4	225	270 (45)	4,05	0,66	3,19	4,80
N8-N10	IV oost 2	300	300 (0)	3,75	0,91	3,14	4,70

* minimale waakhoogte 0,5 m

Tabel 6.8. Benodigde kruinhoogte N11 fase 1 bij een overslagdebiet van 1,0 l/s/m

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	ontwerppeil + toelagen [m + NAP]	significante golfhoogte H _s [m]	piekperiode T _p [s]	benodigde kruinhoogte [m+NAP]
N11 (fase 1)	IV oost 2	300	300 (0)*	2,55	0,5	3,0	3,05

* de aanwezigheid van het recreatieterrein en 't Haasje voorkomt golven uit loodrechte richting.

Ten behoeve van de ruimtereservering is ook een ontwerp opgesteld voor een zichtperiode van 100 jaar. Voor 2115 wijzigen de ontwerpwaterstanden (als gevolg van een stijging van het winterstreefpeil) met 0,45 tot 0,50 m, de golfrandvoorwaarden blijven gelijk (zie voor toelichting [lit. 45.]). De minimaal vereiste dijktafelhoogte is berekend bij een toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/m/s. De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

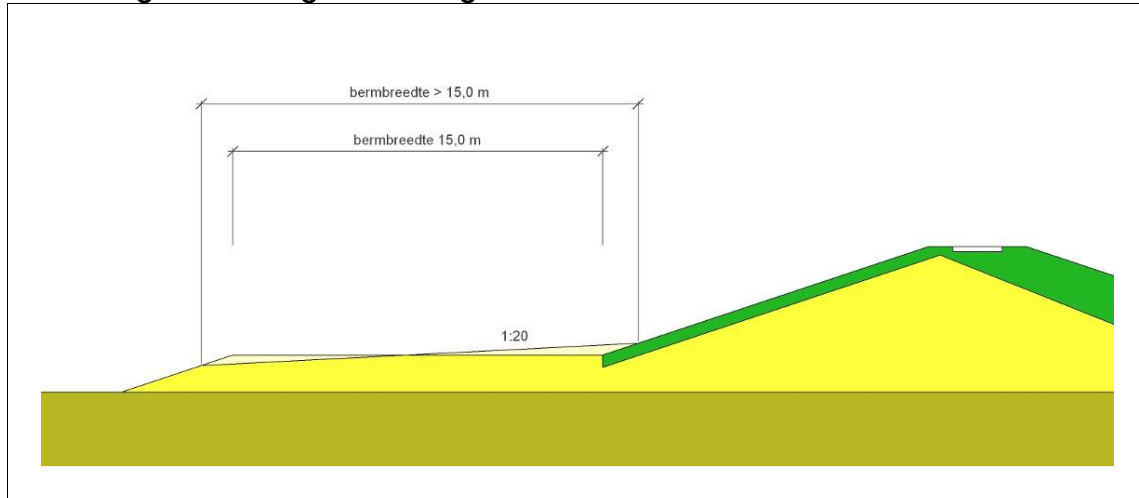
6.8.2. Binnentalud en binnenberm grondlichaam

Uit de stabiliteitberekening volgt dat een binnentalud met helling 1:3 voldoet voor alle bypassdijken. De benodigde hoogte en lengte van de stabiliteitsberm verschilt wel per dijkvak. De resultaten zijn gegeven in Tabel 6.9.

Bij de verkennende stabiliteitsberekeningen in de beginfase van dit project is gerekend met een horizontale berm. De lengte van deze bermen is toen op halve meters afgerond. In deze definitieve versie van het Waterkeringsplan is de stabiliteit van de bermen onderzocht met een helling van 1:20. Deze is vanuit het Waterschap Groot Salland vereist voor de afwatering van de berm. Bij het kantelen van de berm van horizontaal naar 1:20 verplaatst de

insteek in de dijk en de knik naar de sloot. Hierdoor is een wat minder afgeronde bemating ontstaan (zie afbeelding 5.7).

Afbeelding 6.7. Niet afgeronde lengtemaat bermen



Tabel 6.9. Dimensies binnenwaartse stabiliteitsbermen

dijkvakken	hoogte berm 2065 (van - tot) [m+NAP]	lengte berm 2065 [m]	hoogte berm 2115 (van - tot) [m+NAP]	lengte berm 2115 [m]
Z1	0,70 - 1,85	22,9	0,70 - 1,85	22,9
Z2+Z3	0,80 - 1,85	21,2	0,90 - 2,00	22,3
Z4	constructie	-	-	-
Z5	-0,30 - 1,55	36,5	-0,30 - 1,55	36,5
Z6	0,00 - 1,55	30,6	0,00 - 1,55	31,8
Z7	0,80 - 1,70	18,2	1,00 - 1,95	19,7
Z8	0,80 - 1,90	21,8	0,80 - 1,90	21,8
Z9+Z10	0,60 - 2,05	28,9	0,60 - 2,15	31,5
Z11	0,60 - 2,00	28,2	1,05 - 2,55	30,8
N1	1,75 - 2,35	12,4	1,80 - 2,50	14,2
N2	0,60 - 1,90	25,2	0,60 - 1,95	26,2
N3+N4	0,20 - 1,60	27,7	0,40 - 1,85	28,9
N5+N6	0,30 - 1,90	31,8	0,50 - 2,20	34,0
N7	0,90 - 1,80	17,7	0,95 - 1,90	18,2
N8-N10	0,50 - 1,65	22,9	0,45 - 1,65	23,9

Tabel 6.10. Dimensies binnenwaartse stabiliteitsbermen

dijkvakken	hoogte berm 2025 (van - tot) [m+NAP]	lengte berm 2025 [m]
N11 (fase 1)	0,6 - 1,5	17,5

6.8.3. Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Voor het buitentalud en de buitenberm is gecontroleerd of het landschappelijk streefbeeld (principe-ontwerp, zie afbeelding 5.4 en 5.5) voldoende stabiel is na het optreden van de maatgevende waterstand en een snelle waterstanddaling (val na hoogwater).

Door de zeer slappe ondergrond blijkt dit voor meer dan de helft van de bypassdijken niet het geval. Een nadere analyse van de waterstanden levert naar verwachting geen verbete-

ring op van de belastingssituatie. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de bypassdijken, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand (volledige daling binnen één dag).

Om de stabiliteit van het buitentalud te garanderen is een aanvullende buitenberm nodig. Voor de bypassdijken aan de noordzijde is reeds een kleine buitenberm nodig voor de begaanbaarheid van het onderhoudspad. De hoogte en breedte van deze berm zijn gekozen op basis van het onderhoudsmaterieel. De breedte van het onderhoudspad is 4 m, de hoogte is NAP +0,8 m, oplopend tot NAP +1,0 m onder een helling van 1:20. Voor de begaanbaarheid onder gemiddelde omstandigheden (zomerpeil 2065: NAP +0,1 m) is een minimale drooglegging van 0,7 m aangehouden. Aan de zuidzijde is ter hoogte van dijkvakken Z1 tot en met Z5 een veepassage voorzien (breedte 4 m en hoogte NAP +0,7 m). De afmetingen van stabiliteitsbermen zijn gegeven in Tabel 6.11 en Tabel 6.12. De lengte van stabiliteitsbermen is gegeven inclusief breedte van de onderhoudspassage/veepassage.

Tabel 6.11. Dimensies buitenwaartse stabiliteitsbermen

dijkvakken	hoogte buitenberm	lengte buitenberm	hoogte onderhoud/vee	breedte onderhoud/vee
	2065 [m+NAP]*	2065 [m]	passage 2065 [m+NAP]*	passage 2065 [m]
Z1	-	-	+0,7	4
Z2+Z3	-	-	+0,7	4
Z4	-	-	+0,7	10
Z5+Z6	+0,95	10	+0,7	4
Z7	+0,3	4	-	-
Z8	+0,3	4	-	-
Z9+Z10	+1,15	10	-	-
Z11	+1,1	8	-	-
N1	-	-	+0,9	4
N2	-	-	+0,9	4
N3+N4	+1,15	14	+0,9	4
N5+N6	+0,9 (talud 1:5)	5	+0,9	4
N7	-	-	+0,9	4
N8-N10	+	10	+0,9	4

* de hoogte is genomen in het midden van de berm. Het talud van de berm is 1:20. Een onderhoudspad van 4 m breed op NAP +0,9 m loopt dus in feite van NAP +0,8 m tot NAP +1,0 m.

Tabel 6.12. Dimensies buitenwaartse stabiliteitsberm/onderhoudspad N11 (fase 1)

dijkvakken	hoogte onderhoudspad 2025	lengte onderhoudspad 2025
	[m+NAP]*	[m]
N11	0,9	4

* de hoogte is genomen in het midden van de berm. Het talud van de berm is 1:20. Een onderhoudspad van 4 m breed op NAP +0,9 m loopt dus in feite van NAP +0,8 m tot NAP +1,0 m.

Bij analyse van de uitvoeringsfasering is gebleken dat aanvullende maatregelen nodig zijn om de standzekerheid gedurende aanleg te garanderen (zie hoofdstuk 14). Mogelijke maatregelen zijn het verlengen van de uitvoeringsduur, het gebruik van een geogrid, grondverbetering en constructies. Het waterschap Groot Salland heeft aangegeven akkoord te gaan met zowel grondverbetering als een langere uitvoeringsduur. In de kostenraming is rekening gehouden worden met een tijdelijke grondverbetering met geogrids.

Deze maatregelen hebben een positief effect op de stabiliteit buitenwaarts van de bypassdijken. Het is daarom de verwachting dat deze buitenwaartse stabiliteitsbermen in de

uiteindelijk aanleg van de dijk niet nodig zijn. In de ontwerptekeningen in bijlage XI zijn de buitenbermen die nodig zijn bovenop de geplande paden, daarom aangeduid als stabiliteitsreserveringen.

6.8.4. Pipingberm

Voor piping is de teen van de dijk gecontroleerd op opdrijven en opbarsten. Vervolgens is de kwelweglengte van de dijklichamen bepaald met behulp van zowel de regel van Bligh ($C_{creep}=15$) als de regel van Sellmeijer. Daarbij zijn de doorlatenheden en de laagdikte van de watervoerende laag overgenomen uit geohydrologische kaarten (geohydrologisch model van provincie Overijssel volgens REGIS II kartering van Nederland, overgenomen uit het DiNO loket (www.dinoloket.nl)). De karakteristieke onderwaarde voor D_{70} is bepaald aan de hand van de uitgevoerde zevingen in het gebied (zie bijlage XXVII).

Tabel 6.13. Resultaten opbarsten en piping berekeningen

dijkvakken	veiligheid tegen opdrijven 2065 [-]	aanwezige kwelweg lengte 2065 [m]	vereiste kwelweg lengte Bligh 2065 [m]	vereiste kwelweg lengte Sellmeijer 2065 [m]	aanwezige kwelweg lengte 2115 [m]	vereiste kwelweg lengte Bligh 2115 [m]	vereiste kwelweg lengte Sellmeijer 2115 [m]
Z1	0,21	64	61	56	69	65	60
Z2	0,00	61	70	65	66	76	70
Z3	0,00	63	80	74	68	92	86
Z4	0,08	69	78	72	74	82	76
Z5	0,00	69	80	74	74	86	80
Z6	0,00	69	80	74	74	87	81
Z7	0,00	62	81	67	65	92	76
Z8	0,00	66	76	70	71	83	77
Z9	0,00	73	78	70	78	86	77
Z10	0,25	73	69	62	78	73	65
Z11	0,35	69	59	53	74	62	55
N1	0,00	44	42	37	49	45	40
N2	0,46	65	61	54	70	64	57
N3	0,33	71	61	54	76	65	58
N4	0,00	70	74	68	75	78	73
N5	0,06	73	71	66	78	75	69
N6	1,04	88	34	31	93	38	35
N7 sloot	0,00	71	74	68	69	74	70
N7 maaiveld	0,72	64	56	51	69	58	53
N8	0,30	67	47	42	72	51	47
N9	1,10	-	-	-	-	-	-
N10	0,07	67	68	56	72	72	59
N11	0,42	40	33	27	-	-	-

Voor dijkvak N9 is geen kwelweglengte bepaald aangezien geen opbarsten optreedt en geen doorgaande pipe kan ontstaan. Bij een groot aantal dijkvakken is de aanwezige kwelweglengte van buitenteen tot binnenteensloot onvoldoende.

Volgens de KEUR van het waterschap Groot Salland gelden in de kern- en beschermingszone beperkingen ten aanzien van het doorboren van de deklaag. Indien de cohesieve grondlagen voldoende dik zijn (>1,0 m) is het intredepunt voor piping op enige afstand gegarandeerd. De kernzone moet in dat geval uitgebreid worden met minimaal het kwelweg-

lengtetekort. In Tabel 6.14 is het kwelweglengte tekort afgerond op vijftallen opgenomen. Het kwelweglengtetekort zal worden toegevoegd aan de beschermingszone. Hiermee wordt voldoende kwelweglengte gegarandeerd.

Voor de dijkvakken Z6, Z7, N7 sloot en N10 is de kwelweglengte te kort en zijn niet voldoende cohesieve lagen in het voorland aanwezig.

Tabel 6.14. Kwelweglengte tekort en dikte afdekkende laag in het voorland

dijkvakken [-]	kwelweglengte tekort 2065 [m]	dikte afdekkend pakket cohesieve lagen > 1,0 m [ja/nee]
Z1	-	-
Z2	10	ja
Z3	20	ja
Z4	10	ja
Z5	15	ja
Z6	15	nee
Z7	20	nee
Z8	10	ja
Z9	5	ja
N1	-	-
N2	-	-
N3	-	-
N4	5	ja
N5	-	-
N6	-	-
N7 sloot	5	nee
N7 maaiveld	-	-
N8	-	-
N10	5	nee
N11 (fase 1)	-	-

Voor vak Z6, Z7, N7 sloot en N10 zal een aanvullende maatregel worden getroffen. Voor dijkvak Z6 en Z7 is een ingraving met klei van 15 m nodig. Voor N7 sloot en N10 is een verlenging van de stabiliteitsberm met 5 m of het ingraven van een kleipakket van 5 m lang, 1 m dik in het voorland voldoende. In het ontwerp is gekozen voor een ingraving (zie bijlage XI).

6.8.5. Bekleding buitentalud

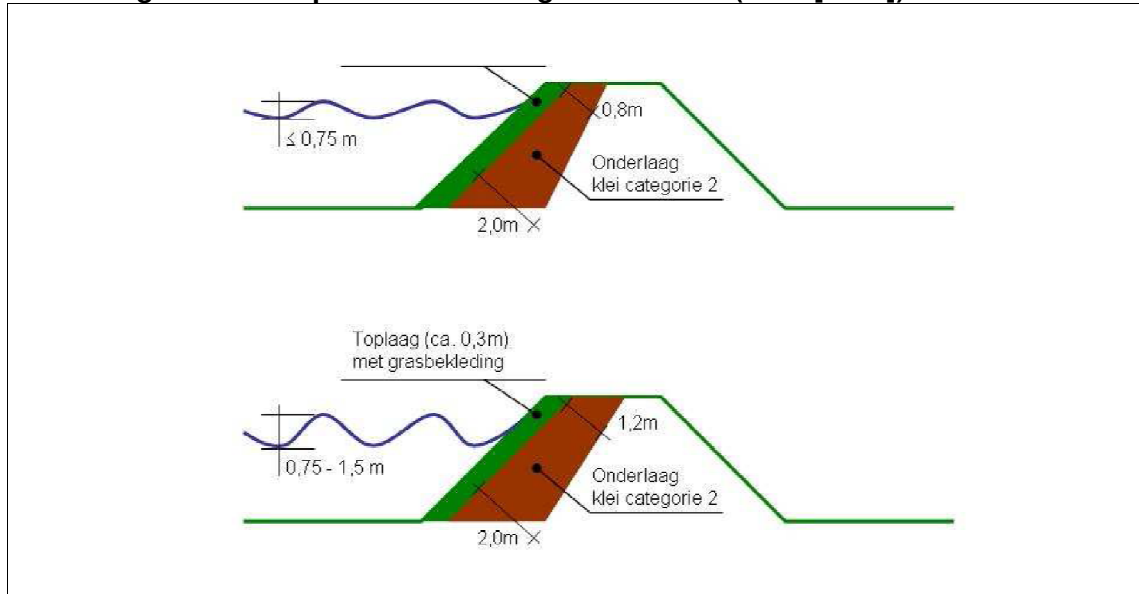
Het buitentalud van de dijken is ontworpen volgens het addendum bij de Leidraad Rivieren [lit. 6.]. Daarin staan twee principedoorsneden met een kleiwig in het buitentalud in combinatie met een grasbekleding. De principedoorsneden zijn gegeven in Afbeelding 6.8. Voor de bypassdijken wordt overal het onderste profiel toegepast. Dit profiel is afdoende voor de ontwerpgolfhoogten in het bypassgebied. In het ontwerp is onderlaag van de wig gerekend met klei categorie 2. De topklaag is opgebouwd uit klei categorie 3. De kleiwig is weergegeven in de ontwerptekeningen in bijlage XI.

Deze kleiwig is bestand tegen golven met een significante golfhoogte tot 1,5 m. De maatgevende golfbelasting is voor alle bypassdijken kleiner.

Een goed ontwikkelde grasbekleding is bestand tegen stroomsnelheden van 1,5 tot 2,0 m/s (op basis van het huidige SBW onderzoek en het project Veiligheid Nederland in Kaart,

vervoerd in helpdeskwater case 0911-0037). Uit de stromingsberekeningen volgt dat deze stroomsnelheden niet in de nabijheid van het dijktalud optreden [lit. 45].

Afbeelding 6.8. Ontwerp buitentalud volgens Leidraad (bron [lit. 6.]



6.8.6. Bekleding binnentalud

Bij het bepalen van de kruinhoogte is rekening gehouden met een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m. Bij dit overslagdebiet volstaat de erosiebestendigheid van een goed ontwikkelde grasmat niet zonder kleibekleding (zie afbeelding b5 van [lit. 61.]). Voor de erosiebestendigheid en om het afschuiven van de grasmat te voorkomen bij verzadiging van het talud, is daarom onder de grasbekleding een kleilaag van 0,6 m dik toegepast. Deze kleilaag bestaat voor 0,3 m uit klei categorie 3 met daaronder 0,3 m klei categorie 2.

Deze kleilaag is getoetst op afschuiving en op microstabiliteit. Doordat het overslagdebiet gelijk is aan gemiddeld 1 l/m/s, zal de gras- en kleibekleding verzadigen. Voor deze verzadigde situatie is gecontroleerd of er voldoende weerstand is tegen afschuiven. De resultaten van een lokale glijvlakberekening zijn opgenomen in bijlage III.

De bekleding is daarnaast gecontroleerd op microstabiliteit. De resultaten van deze berekening zijn ook opgenomen in bijlage III. De bekleding voldoet op dit faalmechanisme.

6.8.7. Lengte voorland

In de ondergrond zijn grondlagen aanwezig van los gepakt zand. Hierdoor bestaat het gevaar voor zettingsvloeiing van het voorland. Dit mechanisme is dominant over het mechanisme afschuiven van het voorland.

Op basis van de geometrie van het dijkontwerp en de inrichting van de bypass is gecontroleerd of de lengte van het voorland voldoende is (zie bijlage VIII). Hiervoor is het geometrisch criterium uit CUR-aanbeveling 113 gebruikt. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 6.15.

Tabel 6.15. Resultaten controle zettingsvloeiing

dijkvakken	aanwezige lengte voorland	voldoende
	[m]	
Z1	322,5	ok
Z2	271,7	ok
Z3	471,7	ok
Z4	371,7	ok
Z5	221,7	ok
Z6	201,7	ok
Z7	32,6	ok
Z8	33,4	ok
Z9	271,3	ok
Z10	91,3	ok
Z11	272,9	ok
N1	71,3	ok
N2	147,6	ok
N3	51,15	ok
N4	41,15	ok
N5	47	ok
N6	47	ok
N7	51,6	ok
N8	32,1	ok
N9	32,1	ok
N10	32,1	ok
N11	32,1	ok

6.9. Ontwerpresultaat fase 2 Roggebot

Voor N11 ter plaatse van Roggebot (fase 2) is een schetsontwerp opgesteld, omdat de inpassing van de toekomstige wegverbinding ter plaatse van Roggebot nog niet zeker is. Het ontwerpresultaat is in deze paragraaf toegelicht.

6.9.1. Hoogte grondlichaam

De benodigde dijktafelhoogte is gegeven in Tabel 6.16. Deze zijn gelijk aan het hydraulisch belastingsniveau bij een toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m.

Tabel 6.16. Benodigde kruinhoogte fase 2 bij een overslagdebiet van 1,0 l/s/m

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal	windrichting	ontwerppeil	significante	piekperiode	benodigde
		[° t.o.v.	[° t.o.v.	+ toeslagen	golfhoogte	T _p	kruinhoogte
		noord]	noord]	[m + NAP]	H _s	[s]	[m+NAP]
[m]							
N11	IV oost 2	300	300 (0)	3,75	0,91	3,14	4,70

* minimale waakhoogte 0,5 m

Ten behoeve van de ruimtereservering is ook een ontwerp opgesteld voor een zichtperiode van 100 jaar. Voor 2115 wijzigen de ontwerpwaterstanden (als gevolg van een stijging van het winterstreefpeil) met 0,45 tot 0,50 m, de golfrandvoorwaarden blijven gelijk (zie voor toelichting [lit. 45.]). De minimaal vereiste dijktafelhoogte is berekend bij een toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/m/s.

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

6.9.2. Binnentalud en binnenberm grondlichaam

Uit de stabiliteitberekening volgt dat een binnentalud met helling 1:3 voldoet voor N11 (fase 2). De benodigde hoogte en lengte van de stabiliteitsberm is gegeven in Tabel 6.17. Bij de verkennende stabiliteitsberekeningen in de beginfase van dit project is gerekend met een horizontale berm. De lengte van deze bermen is toen op halve meters afgerond. In dit definitieve rapport van het Waterkeringsplan is de stabiliteit van de bermen onderzocht met een helling van 1:20. Deze is vanuit het waterschap Groot Salland vereist voor de afwatering van de berm. Bij het kantelen van de berm van horizontaal naar 1:20 verplaatst de in-steek in dijk en de knik naar de sloot. Hierdoor is een wat minder afgeronde bemating ontstaan.

Tabel 6.17. Dimensies binnenwaartse stabiliteitsberm N11 (fase 2)

dijkvakken	hoogte berm 2065 (van - tot) [m+NAP]	lengte berm 2065 [m]	hoogte berm 2115 (van - tot) [m+NAP]	lengte berm 2115 [m]
N11 (fase 2)	0,40 - 1,45	21,2	0,35 - 1,35	22,4

6.9.3. Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Voor het buitentalud en de buitenberm is gecontroleerd of het landschappelijk streefbeeld (principe-ontwerp, zie Afbeelding 6.4 en 5.5) voldoende stabiel is na het optreden van de maatgevende waterstand en een snelle waterstanddaling (val na hoogwater).

Voor N11 is een kleine buitenberm nodig voor de begaanbaarheid van het onderhoudspad. De hoogte en breedte van deze berm zijn gekozen op basis van het onderhoudsmaterieel. De breedte van het onderhoudspad is 4 m, de hoogte is NAP +0,8 m, oplopend tot NAP +1,0 m onder een helling van 1:20. Voor de begaanbaarheid onder gemiddelde omstandigheden (zomerpeil 2065: NAP +0,1 m) is een minimale drooglegging van 0,7 m aangehouden. Dit is voldoende voor stabiliteit buitenwaarts. Om de stabiliteit van het buitentalud te garanderen is geen aanvullende buitenberm nodig. De afmetingen van stabiliteitsbermen zijn gegeven in Tabel 6.18.

Tabel 6.18. Dimensies buitenwaartse stabiliteitsberm

dijkvakken	hoogte buitenberm 2065 [m+NAP]*	lengte buitenberm 2065 [m]	hoogte onder- houd/vee passage 2065 [m+NAP]*	breedte onder- houd/vee passage 2065 [m]
N11	-	-	+0,9	4

* de hoogte is genomen in het midden van de berm. Het talud van de berm is 1:20. Een onderhoudspad van 4 m breed op NAP +0,9 m loopt dus in feite van NAP +0,8 m tot NAP +1,0 m.

6.9.4. Pipingberm

Voor piping is de teen van de dijk gecontroleerd op opdrijven en opbarsten. Vervolgens is de kwelweglengte van de dijklichamen bepaald met behulp zowel de regel van Bligh ($C_{creep}=15$) als de regel van Sellmeijer. Daarbij zijn de doorlatendheden en de laagdikte van de watervoerende laag overgenomen uit geohydrologische kaarten (geohydrologisch model van provincie Overijssel volgens REGIS II kartering van Nederland, overgenomen uit

het DiNO loket (www.dinoloket.nl)). De karakteristieke onderwaarde voor D_{70} is bepaald aan de hand van de uitgevoerde zevingen in het gebied.

Tabel 6.19. Resultaten opbarsten en piping berekening N11 (fase 2)

dijkvakken	veiligheid tegen oprijven	aanwezige kwelweg lengte	vereiste kwelweg lengte	vereiste kwelweg lengte	aanwezige kwelweg lengte	vereiste kwelweg lengte	vereiste kwelweg lengte
	2065 [-]	2065 [m]	2065 Bligh [m]	2065 Sellmeijer [m]	2115 [m]	2115 Bligh [m]	2115 Sellmeijer [m]
N11 (fase 2)	0,42	63	61	57	-	-	-

De aanwezige kwelweg voldoet.

6.9.5. Bekleding buitentalud

Het buitentalud van de dijk bij N11 is ontworpen volgens het addendum bij de Leidraad Rivieren [lit. 6.]. In het ontwerp is onderlaag van de wig gerekend met klei categorie 2. De top laag is opgebouwd uit klei categorie 3. De kleiwig is weergegeven in de ontwerp tekeningen in bijlage XI.

Deze kleiwig is bestand tegen golven met een significante golfhoogte tot 1,5 m. De maatgevende golfbelasting voor N11 (fase 2) is kleiner.

Een goed ontwikkelde grasbekleding is bestand tegen stroomsnelheden van 1,5 tot 2,0 m/s (op basis van het huidige SBW onderzoek en het project Veiligheid Nederland in Kaart, verwoord in helpdeskwater case 0911-0037). Uit de stromingsberekeningen volgt dat deze stroomsnelheden niet de nabijheid van het dijktalud optreden [lit. 45.].

6.9.6. Bekleding binnentalud

Bij het bepalen van de kruinhoogte is rekening gehouden met een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m. Bij dit overslagdebiet volstaat de erosiebestendigheid van een goed ontwikkelde grasmat niet zonder kleibekleding (zie afbeelding b5 van [lit. 61.]). Voor de erosiebestendigheid en om het afschuiven van de grasmat te voorkomen bij verzadiging van het talud, is daarom onder de grasbekleding een kleilaag van 0,6 m dik toegepast. Deze kleilaag bestaat voor 0,3 m uit klei categorie 3 met daaronder 0,3 m klei categorie 2.

Deze kleilaag is getoetst op afschuiving en op microstabiliteit. Doordat het overslagdebiet gelijk is aan gemiddeld 1 l/m/s, zal de gras- en kleibekleding verzadigen. Voor deze verzadigde situatie is gecontroleerd of er voldoende weerstand is tegen afschuiven. De resultaten van een lokale glijvlakberekening zijn opgenomen in bijlage III.

De bekleding is daarnaast gecontroleerd op microstabiliteit. De resultaten van deze berekening zijn ook opgenomen in bijlage III. De bekleding voldoet op dit faalmechanisme.

6.9.7. Lengte voorland

In de ondergrond zijn grondlagen aanwezig van losgepakt zand. Hierdoor bestaat het gevaar voor zettingsvloeiing van het voorland. Dit mechanisme is dominant over het mechanisme afschuiven van het voorland.

Op basis van de geometrie van het dijkontwerp en de inrichting van de bypass is gecontroleerd of de lengte van het voorland voldoende is (zie bijlage VIII). Hiervoor is het geometrisch criterium uit CUR-aanbeveling 113 gebruikt. De resultaten zijn opgenomen in Tabel 6.20.

Tabel 6.20. Resultaten controle zettingsvloeiing N11 (fase 2)

dijkvakken	aanwezige lengte voorland voldoende
	[m]
N11	32,1 ok

6.10. Niet-waterkerende objecten (NWO)

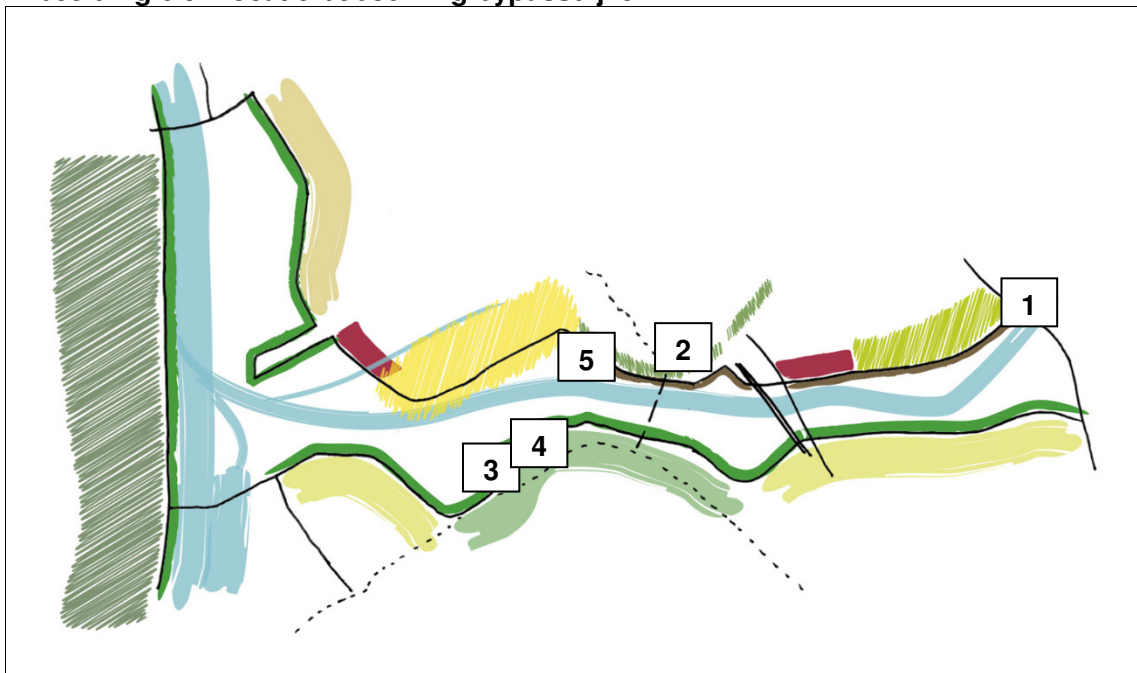
Bebouwing

Langs de bypassdijken bevinden zich in de toekomst vier panden. Een opsomming is gegeven in Tabel 6.21.

Tabel 6.21. Bebouwing rondom bypassdijken

nr op tekening	dijkvak	profiel	pand
1	N1	noord km 0,10	recreatief punt op de buitenberm
2	N5	noord km 2,50 - 2,80	recreatief punt / informatie centrum
3	Z4	zuid km 2,15	gemaal Kamperveen
4	Z4	zuid km 2,22	Noordwendigedijk 12
5	N7	noord km 3,1	gemaal Reeve (Zwartendijk)

Afbeelding 6.9. Locatie bebouwing bypassdijken



De drie panden langs de noordelijke dijk moeten nog worden ontworpen. Bij het ontwerp van dit gemaal en deze recreatiecentra moet rekening worden gehouden met de waterkeringsveiligheid van de Bypassdijken. Het ontwerp moet voldoen aan specifieke regels voor (niet-)waterkerende objecten (met name het Technisch rapport waterkerende grondconstructies §8.3 [lit. 65.] en de Leidraad Kunstwerken [lit. 69.]). De bebouwing mag geen ne-

gatieve invloed hebben op de waterkerende functie van de dijk en mag toekomstige uitbreidingen niet in de weg staan.

In de huidige situatie staat de woning Noordwendigedijk 12 op een terp. De huidige hoogte van de terp is circa NAP +2,25 m. In de nieuwe situatie is deze terp uitgebreid en een onderdeel van de binnenberm van de dijk. De invloed van de terp en de woning is onderzocht met behulp van een stabiliteitsanalyse. De terp en de woning hebben geen significant negatieve invloed op de stabiliteit van de dijk.

Het gemaal Kamperveen staat aan de rand van de stabiliteitsberm. Bij analyse van de stabiliteit van dijkvak Z4 is al rekening gehouden met de aanwezigheid van het gemaal. Het gemaal kan daarom blijven staan.

Begroeiing

Op het profiel van de bypassdijken is nergens houtige begroeiing toegestaan. De enige uitzondering wordt gemaakt voor de binnenberm ter hoogte gemaal Kamperveen en op de binnenberm van secties N1 en N2. Eventuele windworp van deze bomen zal de stabiliteit van de waterkering negatief beïnvloeden. Bij aanplant van deze bomen dienen ze daarom op een grondophoging van 1,0 m te worden geplaatst.

Wegen en fietspaden

Op de bypassdijken zijn fiets-, wandel- en struinpaden, onderhoudswegen en verharde uitkijkpunten voorzien.

De onderhoudswegen, struinpaden en uitkijkpunten op de kruin van de dijk bevinden zich boven de ontwerpwaterstand. De bovenkant van de verharding is ongeveer gelijk aan de kerende hoogte van de dijk. De toegepaste verharding moet bestand zijn tegen een golfoverslag van 1,0 l/m/s. Dit is voor alle verhardingen het geval. Er dient speciale aandacht uit te gaan naar de waterdichte aansluiting van de bekleding op de kleiafdekking van de dijk. Dit is vooral van belang wanneer er onder de verharding een cunet wordt toegepast en het risico bestaat dat instromend regenwater kan zorgen voor verzadiging van de zandkern van de dijk. In bijlage XI zijn detailleringen opgenomen van deze aansluitingen. Het ontwerp van wegen en paden is verder uitgewerkt in het Technisch ontwerp [lit. 41.].

De fiets- en wandelpaden op de buitenberm van de dijken staan bij maatgevende omstandigheden onder water. De verhardingen van deze paden dienen ook bestand te zijn tegen golfaanval omdat ze lokaal de erosiewerende functie van het gras en een deel van de kleibekleding overnemen. Dit is in het ontwerp van de verhardingen gecontroleerd. Ook bij deze paden is de waterdichte aansluiting op de gras/kleibekleding van belang.

Op- en afritten

Op regelmatige afstand zijn langs de bypassdijken op- en afritten voorzien. Deze zijn van belang voor de bereikbaarheid van het fietspad op de buitenberm en voor de afvoer van maaisel door onderhoudsvoertuigen van het Waterschap.

De locaties van de op- en afritten zijn vastgelegd in het inrichtingsplan [lit. 40.]. Voor de vormgeving van de op- en afritten zijn twee principeoplossingen uitgewerkt op tekening ZL384.71.2232 in bijlage XI: één principe met vloeiende lijnen en één principe met minimaal grondverzet. Het eerste principe sluit beter aan bij de landschappelijke lijnen in het gebied. De tweede oplossing heeft de laagste kosten. In het ontwerp is de oplossing met de vloeiende lijnen het uitgangspunt.

Kabels en leidingen

Een uitgebreide beschrijving van de kabels en leidingen in het projectgebied is opgenomen in het Verleggingsplan [lit. 46.]. Op verschillende plaatsen kruisen kabels en leidingen de bypass. Een opsomming is gegeven in Tabel 6.22.

Tabel 6.22. Kabels en leidingen Bypassdijken

leiding	eigenschappen	ligging	opmerkingen
gasleiding	5 inch, 40 bar (nieuw)	Venedijk	nieuwe horizontaal gestuurde boring op voldoende diepte
gasleiding, persriool, kabels	huisaansluitingen (oud)	Chamotweg	de huisaansluitingen komen te vervallen en worden ter plaatse van de waterkering verwijderd
mantelbuis met kabels	(oud)	parallel aan N50, ten westen van N50	horizontaal gestuurde boring op voldoende diepte
gasleiding, persriool, kabels	huisaansluitingen (oud)	Nieuwe Dijk	de huisaansluitingen komen te vervallen en worden verwijderd
gasleiding, persriool, kabels	huisaansluitingen (nieuw)	Nieuwe Dijk	horizontaal gestuurde boring op voldoende diepte
gasleiding, persriool, kabels	huisaansluitingen (nieuw)	Bypassdijken zuid, dijkvak Z4	huisaansluitingen voor woning Noordwendigedijk en gemaal Kamperveen. Leidingen in beschermingszone.
gasleidingen (2)	-	kruising in westelijk deel bypass	nieuwe horizontaal gestuurde boring op voldoende diepte
mantelbuis met kabels	(nieuw)	dijkvak N10, recreatiegebied	nieuwe huisaansluitingen in horizontaal gestuurde boring

De bovenstaande leidingen voldoen aan de veiligheidseisen voor plaatsing nabij een waterkering. Dit is verder uitgewerkt in het Verleggingsplan [lit. 46.]. Langs de Flevoweg (parallel aan N11) liggen leidingen die in fase 1 worden gehandhaafd. De verstoringszone is bepaald aan de hand van de gegevens van de beheerders en ligt in fase 1 buiten de veiligheidszone van dijksectie N11.

6.11. Raakvlakken constructies en kunstwerken

Het ontwerp van de bypassdijken heeft raakvlakken met andere objecten in het gebied. De belangrijkste zijn:

1. uitlaat gemaal Kamperveen:
(zie tekening ZL384-71-2231 in bijlage XI);
2. uitlaat gemaal Reeve (bij de Zwartendijk);
3. landhoofden kunstwerk Nieuwendijk:
(zie tekening ZL384-71-2229 en ZL384-71-2230 in bijlage XI);
4. kade/aanlegsteiger stationsbuurt Kampen;
5. landhoofden N50:
(zie tekening ZL384-71-2220 in bijlage XI);
6. landhoofden IJsseldijk:
(zie tekening ZL384-71-2226 en ZL384-71-2233 in bijlage XI);
7. aansluitingen verkeersknoop Zwartendijk, Slaper, Nieuwendijk:
(zie tekening ZL384-71-2230 in bijlage XI);
8. aansluitingen kanteldijken Drontermeertunnel Hanzelijn:
(zie tekening ZL384-71-2225 in bijlage XI).

Deze raakvlakken zijn afgestemd met het technisch ontwerp en het inrichtingsplan. Nadere uitwerking van deze raakvlakken is opgenomen in de komende paragrafen.

6.11.1. Gemaal Kamperveen

Algemeen

Het gemaal Kamperveen is een monument en zal als gemaal blijven functioneren in de nieuwe situatie. Voor het uitslaan van het water wordt een afvoerder doorheen de dijk geplaatst ten noorden van het gemaal. Voor de landschappelijke inpassing en om de lengte van de afvoerder te beperken, is getracht de dijk zo dicht mogelijk op het gemaal te plaatsen. De ligging van de dijk ten opzichte van het gemaal is getekend in dwarsprofiel 2 op tekening ZL384.71.2231 in bijlage XI.

Ontwerp duiker

Het ontwerp van de duiker is opgenomen in het rapport Technisch Ontwerp [lit. 41.]. Het ontwerp is opgesteld volgende de vigerende leidraden. Voor de aansluiting op het grondlichaam zijn in het ontwerp kwelschermen opgenomen.

Ontwerp stabiliteitsscherm

Door de ligging van de Molenkolk ten zuiden van het gemaal is de stabiliteit van meerdere faalmechanisme niet voldoende. Door het grote verval en de kleine afstand tussen de spuikolk in de bypass en de Molenkolk bestaat het gevaar voor piping en heave. Daarnaast is het afschuifvlak van de dijk naar de Molenkolk niet voldoende stabiel.

Om de stabiliteit van het grondlichaam van de bypassdijk veilig te stellen wordt op 7 m uit de gevel van het gemaal een damwand in de berm van de dijk geplaatst met een lengte van 13 m. De damwand heeft meerder functies:

- voorkomen piping en heave;
- voorkomen afschuiving van het dijklichaam;
- voorkomen dat grote zettingen van het dijklichaam de fundering en standzekerheid van het gemaal beïnvloedt.

De ontwerpberekeningen en ontwerpuitgangspunten van de damwand zijn opgenomen in bijlage XXIII.

6.11.2. Gemaal Zwartendijk

Net als het gemaal Kamperveen heeft het gemaal Zwartendijk een waterkerende functie. Het ontwerp van het gemaal is nog niet opgesteld. De raakvlakken zijn daarom nog niet ontworpen. Belangrijk is dat het gemaal en de aansluitingen voldoen aan de Leidraad kunstwerken [lit. 69.].

6.11.3. Landhoofden kunstwerk Nieuwendijk

Algemene uitgangspunten

Bij het geometrisch ontwerp van de aansluiting zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- de aansluiting verloopt vloeiend, hoogteverschillen tussen bypassdijken en het landhoofd worden met de taluds 1:12 overbrugd;
- de vorm van de aansluiting is stroomgeleidend, zodat geen verdere opstuwing ontstaat bovenstrooms van de bruggen;
- door beperkte lichtinval zal gras zich slecht ontwikkelen onder en direct naast de brug;
- bekledingen en tracé mogen geen knik vertonen.

Geometrische uitgangspunten

De geometrie van de landhoofden is overgenomen uit het Technisch Ontwerp van de Nieuwendijkse brug [lit. 41.].

Ontwerpresultaat

De kruinhoogte van de landhoofden is NAP +5,33 m. De kruinhoogte van de aansluitende bypassdijken wijkt hier van af: De hoogteverschillen tussen de dijk en het landhoofd wordt met taluds 1:12 overbrugd (zie doorsnede A-A op ZL384.195.2022 en 2023 in Bijlage XI).

Binnentalud en binnenberm grondlichaam

De grondlichamen van de landhoofden hebben in dwarsrichting ten opzichte van de dijk een zeer flauw talud (1:20). De stabiliteit van het binnentalud en van de berm van de dijken verslechtert bijgevolg niet ter hoogte van de aansluiting.

Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Het talud van het landhoofd aan de buitenzijde van de waterkering kan invloed hebben op de waterkeringsveiligheid. De stabiliteit van het landhoofd aan de buitenzijde is echter geborgd door de aanwezige fundatie van het betonnen landhoofd.

Piping en heave

In de toeritten van de brug zijn kwelschermen aangebracht om achterloopsheid en bijgevolg piping te voorkomen. Het ontwerp van deze kwelschermen is opgenomen in het Technisch Ontwerp [lit. 41.].

Bekleding buitentalud

De taludbekleding van de dijken is onveranderd ter hoogte van de aansluiting. Een aandachtspunt is wel de ontwikkeling van de grasmat in gebieden onder en naast de brug met weinig zonlicht. In het ontwerp is een bekleding met klinkers en doorgroeienden opgenomen om de grasmat lokaal te versterken.

Bekleding binnentalud

Het profiel van de bypassdijken is ongewijzigd. De taludbekleding aan de binnenzijde is bestand tegen 1,0 l/s/m golfoverslag. Het binnentalud van de landhoofden wordt niet hydraulisch belast.

Hoeveelheden

De grondhoeveelheden zijn meegenomen in de hoeveelheidsbepaling van de dijken. De hoeveelheden voor de aanpassingen aan de bekleding zijn op de detailtekening vermeld (tekening ZL384.195.2022 en 2023).

6.11.4. Kade/aanlegsteiger stationsbuurt Kampen

In de inrichting van het gebied in fase 1 wordt rekening gehouden met een (toekomstige) afmeerlocatie met steigers. Afgesproken is voor het deel bij de stationsbuurt dat er een gewone oever met taluds 1:3 wordt ingericht. De ruimte tussen de buitenteen van de dijk en een mogelijk later aan te leggen steiger wordt verhoogd tot circa NAP +1 m. De afstand tussen de dijk en de insnijding van de oever is minimaal 10 m. Dit is voldoende om de stabiliteit van het voorland niet negatief te beïnvloeden (zie bijlage XIV, dijkvak N3). Het plaatsen van een steiger wordt in een later stadium eventueel ingevuld door gemeente Kampen. Waarschijnlijk gebeurt dit nog niet in fase 1.

6.11.5. Landhoofden N50 en Hanzelijn

De N50 en de Hanzelijn zijn ter hoogte van de centrale kruising recent opnieuw aangelegd. In het ontwerp van de kruising is reeds rekening gehouden met de toekomstige bypass. Voor de weg en de spoorlijn zijn bruggen opgenomen ter hoogte van de kruising met de toekomstige vaargeul en er zijn kwelschermen in de landhoofden opgenomen ter hoogte van de toekomstige aansluiting van de bypassdijken. Een tekening van de huidige situatie is opgenomen in bijlage I.

De dijk kruist in een rechte lijn de landhoofden en sluit aan op de kwelschermen in de landhoofden (zie bijlage XV).

Algemene uitgangspunten

Bij het geometrisch ontwerp van de aansluiting zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- de aansluiting verloopt vloeiend, hoogteverschillen tussen bypassdijken en het landhoofd worden met de aanwezige taluds overbrugd (de grondlichamen worden op elkaar ingesneden);
- de vorm van de aansluiting is stroomgeleidend, zodat geen verdere opstuwing ontstaat bovenstrooms van de bruggen;
- door beperkte lichtinval zal gras zich slecht ontwikkelen onder en direct naast de brug;
- bekledingen en tracé mogen geen knik vertonen.

Geometrische uitgangspunten

De geometrie van de knooppunten is overgenomen uit aangeleverde as-built tekeningen van de landhoofden en de daarin geplaatste kwelschermen.

Ontwerpresultaat

De kruinhoogte van de landhoofden is tussen NAP +5,2 m en NAP +5,5 m. De kruinhoogte van de aansluitende bypassdijken wijkt hier van af. De kwelschermen in de landhoofden hebben een hoogte van NAP +4 m.

Tabel 6.23. Hoogte aangrenzende bypassdijken fase2 bij 1,0 l/s/m

dijkvakken	aansluiting	kruinhoogte dijklichaam [m + NAP]	hoogte landhoofd knoop [m + NAP]	hoogteverschil [m]
Z8	zuid-west	5,10	5,2	0,10
Z9+Z10	zuid-oost	5,20	5,55	0,35
N3+N4	noord-oost	4,55	5,55	1,00
N5+N6	noord west	4,50	5,2	0,70

De hoogteverschillen worden opgelost in grond met een talud van 1:2 (het aanwezige talud van de landhoofden). Een bovenaanzicht en langsdoorsnede zijn gegeven in bijlage XV.

Binnentalud en binnenberm grondlichaam

De waterkeringen hebben een constant profiel in aansluiting op de landhoofden (de grondlichamen worden recht op elkaar ingesneden). De grondlichamen van de landhoofden hebben in dwarsrichting ten opzichte van de dijk een zeer flauw talud. De stabiliteit van het binnentalud en van de berm van de dijken verslechtert bijgevolg niet ter hoogte van de aansluiting.

Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Analoog aan het binnentalud is de geometrie van de dijken ongewijzigd en kan het talud van het landhoofd aan de buitenzijde van de waterkering invloed hebben op de waterkeringsveiligheid. De stabiliteit van het landhoofd aan de buitenzijde is geborgd door de aanwezige fundatie van het betonnen landhoofd.

Piping en heave

In de toeritten van de brug zijn kwelchermen aangebracht om achterloopsheid en bijgevolg piping te voorkomen (tekening ZL384.195.2024).

Bekleding buitentalud

De taludbekleding van de dijken is onveranderd ter hoogte van de aansluiting. Een aandachtspunt is wel de ontwikkeling van de grasmat in gebieden onder en naast de brug met weinig zonlicht. In het ontwerp is een bekleding met klinkers en doorgroeistenen opgenomen om de grasmat lokaal te versterken.

Bekleding binnentalud

Het profiel van de bypassdijken is ongewijzigd. De taludbekleding aan de binnenzijde is bestand tegen 1,0 l/s/m golfoverslag. Het binnentalud van de landhoofden wordt niet hydraulisch belast.

Hoeveelheden

De grondhoeveelheden zijn meegenomen in de hoeveelheidsbepaling van de dijken. De hoeveelheden voor de aanpassingen aan de bekleding zijn op de tekening opgenomen (tekening ZL384.195.2024).

6.11.6. Aansluitingen verkeersknoop Zwartendijk, Slaper, Nieuwendijk

De verkeersknoop ter hoogte van de Zwartendijk is getekend op tekening ZL384.195.2023 in bijlage XI. Het verkeerskundige ontwerp is opgesteld door gemeente Kampen. De veiligheid voor fietsers is leidend in dit ontwerp.

Om voldoende ruimte te bieden aan deze verkeersknoop is de kruin van de dijk lokaal verbreed tot maximaal 34 m. Er zijn twee detailberekeningen opgesteld voor de stabiliteit van het verkeersplateau, één net ten oosten van de aansluiting met de brug Nieuwendijk en één direct ten westen. Om de stabiliteit van de dijk veilig te stellen ter hoogte van deze brede kruin is de sloot aan de binnenzijde verlegd tot aan de Slaper. De berm loopt door tot aan de sloot. De lengte van deze berm varieert van 14 m ter hoogte van het verkeersplateau tot maximaal 31 m aan de oostzijde van het verkeersplateau. De hoogte van de berm varieert aan het binnenwaartse knikpunt tussen NAP +1,4 m en NAP +1,5 m.

Vanaf het verkeersplateau is er in westelijk richting een fietsafrit die aansluit op de slaper. In noordelijke richting wordt een trap geplaatst voor voetgangers. Deze trap wordt op het talud aangebracht, buiten het waterkeringsprofiel van de dijk. De weg loopt in oostelijke richting omlaag en komt met de Slaper en de Zwartendijk samen op een binnendijkse rotonde.

6.11.7. Aansluiting dijkvak N11 op categorie C kering

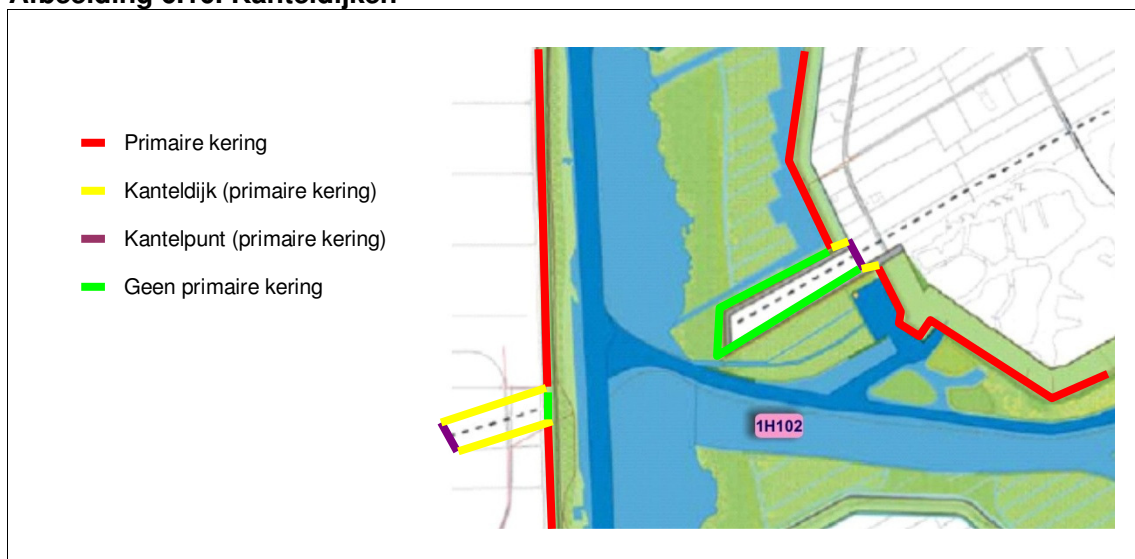
In het noorden sluit de bypassdijk in fase 1 aan op de huidige cat-C kering. Deze aansluiting is getekend op tekening ZL384.195.2028 in Bijlage XI. Tussen de bypassdijk en de kering Roggebot blijft gedurende fase 1 een deel van de C-kering intact. Voor dit deel van de C-kering is een toetsing uitgevoerd om te zien of dit deel van de kering aan alle waterke-

ringseisen voldoet voor fase 1. Deze toetsing is opgenomen in bijlage XXIV. Dit deel van de kering voldoet. In fase 2 zal bypassdijk worden aangesloten op de Vossemeerdijk aan de oostzijde van het Vossemeer. Een schetsontwerp van deze aansluiting is gegeven in tekening ZL384.195.2029.

6.11.8. Kanteldijken Drontermeertunnel

Aan beide zijden van het Drontermeer zijn rond de tunnelbak kanteldijken opgeworpen. Deze dijken omringen de toeritten vanaf het kantelpunt (hoogste punt in het tracé) tot aan de eigenlijke tunnel. De kanteldijken aan de oostzijde dienen formeel alleen om de tunnel droog te houden en maken als zodanig geen onderdeel uit van de primaire waterkering, met uitzondering van de twee dijkdelen tussen het kantelpunten en de bypass/klimaatdijk. De kanteldijken aan de westzijde maken wel onderdeel uit van de primaire kering en vormen als zodanig een onderdeel van de nadere uitwerking van de Drontermeerdijk.

Afbeelding 6.10. Kanteldijken



De kantelpunten van de Hanzelijn voldoen niet aan de ontwerpnorm die gehanteerd wordt voor het ontwerp van de dijken. De kantelpunten hebben een kruinhoogte op NAP +3,4 m (oostzijde) en NAP +3,6 m (westzijde).

In de ontwerpnorm wordt een zichtperiode van 50 jaar gehanteerd en is robuustheid ingebouwd. Bij ingebruikname van de bypass zal de belasting die de dijken op dat moment moeten kunnen weerstaan (de toetsnorm), lager zijn. De kanteldijken zullen naar verwachting voldoen bij ingebruikname van de bypass, maar zullen eerder dan de bypassdijken versterkt moeten worden.

De kanteldijken ter bescherming van de tunnelbak hebben een hoogte van NAP +4,0 m (oostzijde) en NAP +4,25 m (westzijde). De kanteldijken zijn lager dan de ontwerphoogte voor fase 2. Ook voor deze dijken geldt het onderscheid tussen toets- en ontwerpnorm. Het feit dat de kanteldijk niet aan de ontwerphoogte voldoet, betekent niet dat de kanteldijk al direct bij ingebruikname van de bypass onvoldoende is.

Voor de kanteldijken en het kantelpunt zal binnen de zichtperiode die voor de bypassdijken wordt gehanteerd, een aanpassing noodzakelijk zijn. Hierbij valt te denken aan een dijkversterking/verhoging, een bijzonder calamiteitenprotocol met bijvoorbeeld zandzakken etc.

Voor toekomstige verzwaringen is in de inrichting van het gebied tussen de kanteldijken en het fietspad een zone van 5 m vrijgehouden.

6.12. Legger/KEUR zonerings

De legger en KEUR-zonering is uitgewerkt in bijlage II.

6.13. Zettingsanalyse

Algemeen

Een uitgebreide beschrijving van de uitgevoerde zettingsanalyse is opgenomen in bijlage XXII. De belangrijkste uitgangspunten en resultaten zijn in deze paragraaf overgenomen.

Uitgangspunten zettingsanalyse

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd bij het opstellen van de zettingsanalyse (zie ook bijlage XXII):

- restzetting in de gebruiksfase is maximaal 0,50 m;
- 5 % klink in het ophoogmateriaal;
- 0,05 m autonome zetting;
- de bodemopbouw is overgenomen uit de geotechnische lengteprofielen;
- gemiddelde grondwaterstand is overgenomen uit de polderstreefpeilenkaart (zie bijlage V).

Grondparameters

Uit het grondonderzoek volgt een zeer grote spreiding in de resultaten van de samendrukingsproeven. In veel gevallen is de spreiding dermate groot dat hier middels statistiek geen representatieve waarde voor vastgesteld kan worden. In die gevallen is op basis van tabel 1 uit de NEN 6740 een inschatting gemaakt van de zettingsparameters. Daarbij is het volumiek gewicht gebruikt als ingang van de tabel. Dit was mogelijk aangezien de spreiding in de bepaling van het volumiek gewicht veel kleiner was.

Tabel 6.24. Geotechnische parameters voor de verschillende grondsoorten

grondsoort	$\gamma / \gamma_{\text{sat}}$	ϕ'	c'	RR [-]	CR	$C\alpha$	C_v
[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[m ² /s]
veen	10/10	15,0	1	0,1533	0,4600	0,023	1x10 ⁻⁷
Klei, humeus	13/13	15,0	0	0,1022	0,3067	0,0153	5x10 ⁻⁸
Klei, schoon, slap	14/14	17,50	0	0,1095	0,3286	0,0131	1x10 ⁻⁸
Klei, siltig	15/15	22,5	0	0,0767	0,2300	0,0092	5x10 ⁻⁶
klei, schoon matig	17/17	17,5	5	0,0511	0,1533	0,0061	1x10 ⁻⁸
zand, schoon los	17/19	30,0	0	0,0038	0,0115	0	gedraineerd
zand, schoon matig	18/20	32,5	0	0,0013	0,0038	0	gedraineerd

Geometrie

Bij het dijkontwerp wordt onderscheid gemaakt in drie verschillende geometrieën:

- Zuiddijk: lage buitenberm (NAP +1,5 m) en hoge kruin (circa NAP +4,8 m);
- Noorddijk: hoge buitenberm (NAP +3,3 m) en lage kruin (circa NAP +4,5 m);
- Klimaatdijk: gelijke hoge buitenberm, de binnenberm is niet aanwezig.

De binnenzijde van de klimaatdijk zal niet worden beschouwd. In het ontwerp is de kruinhoogte doorgezet in het achterland, zodat eventuele woningbouw kan worden gerealiseerd.

Om de zettingen te bepalen is een indeling gemaakt op basis van de dikte van de samendrukbare lagen. In Tabel 6.25 is deze indeling van de dijkvakken weergegeven.

Tabel 6.25. Indeling dijkvakken op basis van dikte samendrukbare lagen

zettingscategorie	dikte samendrukbare lagen [m]	dijkvakken noord	dijkvakken zuid	dijkvakken klimaatsdijk
A	> 6 m	N8	Z4, Z5, Z6	
B	tussen de 4 en 6 m	N2, N3, N4, N6	Z9, Z10, Z11	
C	tussen de 2 en 4 m	N7, N9, N10	Z1, Z2, Z3	KD2
D	< 2 m	N1,N5	Z7, Z8	KD1

Resultaten

In Tabel 6.26 en Tabel 6.27 zijn de resultaten van de zettingsanalyse weergegeven voor de kruin van de maatgevende profielen. De zettingen voor zettingscategorie D zijn gelijk genomen aan de zettingen voor categorie C. In de tekeningen van bijlage XI is de totale zettingscompensatie van het dijkprofiel weergegeven.

Tabel 6.26. Resultaten zettingsberekeningen ter plaatse van de kruin

categorie	zetting na 2 jaar [m]	zetting na 52 jaar [m]	restzetting [m]	toets restzetting [-]
A noord	1,39	2,81	1,42	onvoldoende
A zuid	1,30	3,45	2,15	onvoldoende
B noord	0,95	2,02	1,07	onvoldoende
B zuid	1,91	2,46	0,55	onvoldoende
C / klimaatsdijk	1,50	1,71	0,21	voldoende

Tabel 6.27. Zettingscompensatie

categorie	binnenberm [m]	kruin [m]	buitenberm [m]	totale zettingscompensatie [m3/m']
A noord	1,40	2,80	1,85	95
A zuid	1,80	3,45	1,70	128
B noord	1,30	2,00	1,55	78
B zuid	1,20	2,50	1,60	88
C / klimaatsdijk	n.v.t.	1,71	1,50	37

Maatregelen om restzetting te beperken

De berekende restzettingen voor de categorieën A en B zijn groter dan de gestelde restzettingseis. Maatregelen zullen genomen moeten worden om deze restzetting te verkleinen. Gedacht moet worden aan:

1. grondverbetering door middel van afgraven en vervangen;
2. grondverbetering door middel van soil mixing;
3. langere bouwfase (meer consolidatie);
4. voorbelasting door middel van overhoogte.

In Tabel 6.28 zijn de verschillen tussen de vier maatregelen weergegeven. Welke methode het beste in te passen is in de uitvoering, is een keuze voor de aannemer. In het waterkeringsplan is ten behoeve van de kostenraming (voorlopig) gekozen voor voorbelasten. Voor de zettingscategorieën C en D is een voorbelasting nodig van circa 2 tot 3 m. Het aanvullend grondtransport dat hiervoor nodig is, is zeer beperkt. De grond die benodigd is voor de berm en voor de kleiafdekking, zijn samen voldoende om een tijdelijke overhoogte tussen de 2 à 3 m te creëren. Door deze grond te gebruiken als voorbelasting is bij het herprofilen een extra inspanning nodig, maar blijven de extra grondstromen beperkt.

Van de andere opties om restzetting te beperken is het vergroten van de aanlegfase als mogelijke optie in het uitvoeringsplan meegenomen, grondverbetering is naar verwachting onevenredig duur. Voor het beperken van restzetting bevelen we aan het toepassen van verticale drainage in overleg met Waterschap Groot Salland nader te onderzoeken.

Tabel 6.28. Maatregelen om restzettingen te beperken.

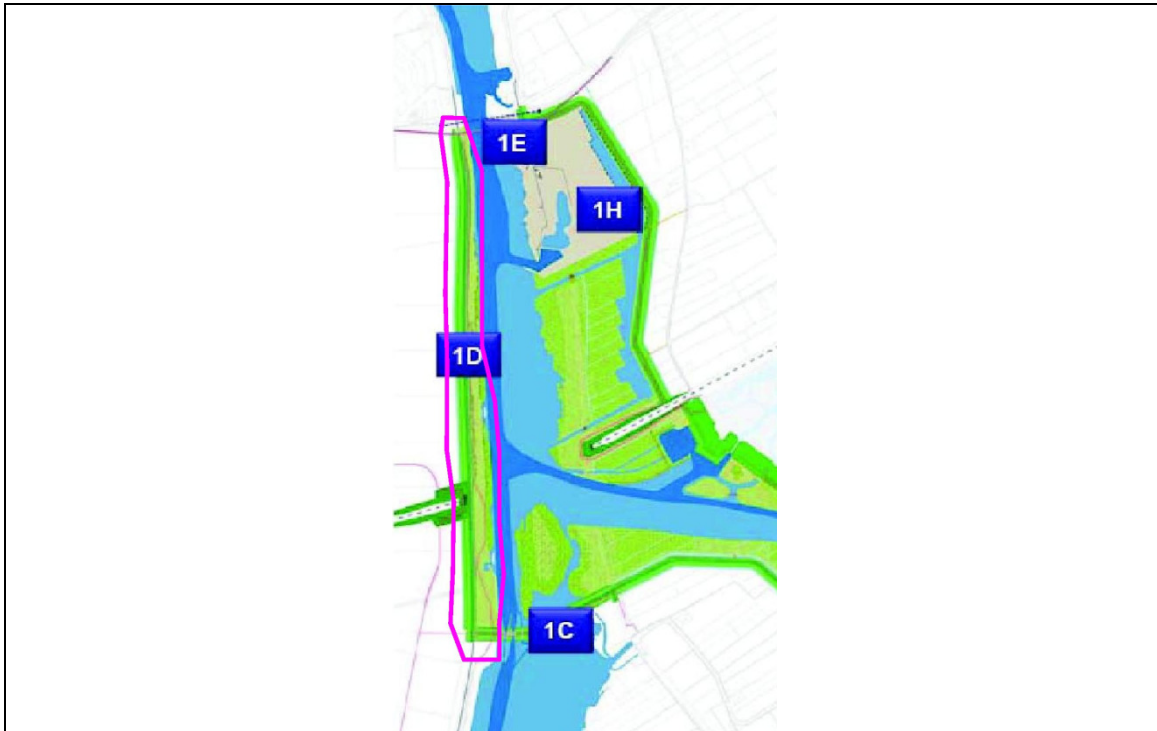
maatregel	grondbalans	ruimtebeslag	efficiency	bouwtijd	kosten
afgraven	--	0	++	0	-
soil mixing	++	+	++	+	--
langere bouwfase	++	++	++	--	++
voorbelasten	-	-	-	-	+

6.14. Hoeveelheden

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

7. 1D2 DRONTERMEERDIJK (FASE 1 EN 2)

7.1. Beschrijving object



Naam object	Drontermeerdijk
Objectnummer	1D2
Fasering	fase 1 en 2
Ontwerplevensduur	2015-2065
Normering	1/4000
Maatgevende belasting	bypass fase 2

De Drontermeerdijk is een onderdeel van de primaire waterkering van dijkkring 8, Flevoland. De Drontermeerdijk loopt van de Roggebotsluis tot het Veluwestrand bij Elburg. De dijk heeft een totale lengte van 10,2 km. Voor circa 3 km tussen dijkpaal 0,0 en 2,8 wordt voor fase 1 getoetst of de sterkte voldoende is om belastingen uit de bypass te kunnen weerstaan. Voor fase 2 wordt een versterking ontworpen ten gevolge van de belastingen in fase 2.

De huidige dijk heeft een vrij constant dwarsprofiel met een kruin tussen NAP +2,75 m en NAP +2,85 m. De taluds aan de binnen- en de buitenzijde zijn gemiddeld 1:3. De kern van de dijk is van zand. Van km 0,0 tot km 0,2 sluit het voorland aan op het sluisplateau en de sluiscolk. Vanaf km 0,2 tot km 0,6 grenst de dijk direct aan het water (de vaargeul) en is op het buitentalud vanaf de teen een klinkerglooiing aanwezig tot het aanwezig fietspad op het buitentalud. Boven het fietspad tot aan de kruin bestaat de bekleding uit een kleidek met daarop een grasbekleding. Vanaf km 0,6 begint het voorland waarvan de breedte toeneemt richting het water. De begrenzing van het voorland met het zuiden is bekleed met een stortsteenbekleding welke vol met riet staat. De aanwezige klinkerbekleding op het buitentalud loopt door tot km 0,7 waarna de bekleding overgaat in het asfaltfietspad op het buitentalud. Op de kruin van de dijk bevindt zich een tweebaans provinciale weg (N306).

Aangezien de Drontermeerdijk in de toetsing onvoldoende is bevonden op het toetsspoor hoogte, is een dijkversterkingsmaatregel voorzien in de periode 2012-2015. Het ontwerp van deze dijkversterking wordt door het waterschap Zuiderzeeland opgesteld. In de eerste plaats wordt dit ontwerp opgesteld voor de situatie dat de bypass niet wordt aangelegd. De ontwerpbelastingen worden in die situatie bepaald door het watersysteem van het huidige Drontermeer. Door de realisatie van IJsseldelta-Zuid veranderen de belastingen op de Drontermeerdijk ter hoogte van het bypassgebied.

In fase 1 wordt het bypassgebied afgesloten van het Randmerensysteem. Het maatgevend hoogwater op de bypass treedt in die situatie niet meer op door stormopzet uit het randmerensysteem, maar door inzet van de bypass om het hoogwater op de IJssel te verlagen.

In fase 2 wordt het maatgevend hoogwater veroorzaakt door opstuwung uit het IJsselmeer bij een noordwesten wind. Voor deze nieuwe belastingsituaties is bepaald of aanvullende maatregelen noodzakelijk ten opzichte van de reguliere versterking. Eventuele maatregelen die nodig zijn om deze belastingen veilig te keren, zullen worden uitgevoerd als onderdeel van het project IJsseldelta-Zuid. Omdat er nog veel onduidelijkheid is over de vorm van de reguliere verzwarening en de gewenste vorm van de verzwarening ten behoeve van IJsseldelta-Zuid, worden in het voorliggende rapport nog meerdere varianten uitgewerkt. Een detailuitwerking zal mogelijk pas in een later stadium, gelijktijdig met de reguliere versterking, worden uitgewerkt.

7.2. Algemene uitgangspunten

- de normfrequentie van de Drontermeerdijk blijft ongewijzigd 1/4.000 per jaar;
- maatregelen aan de dijk zijn ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2065, dit komt overeen met een levensduur van 50 jaar.

7.3. Geometrische uitgangspunten

7.3.1. Dijkvakken

De Drontermeerdijk is opgedeeld in vier zones. Aangezien de ligging niet onderscheidend is de indeling gebaseerd op de aanwezige voorlandlengte en de ondergrond. In de eerste 600 m ten zuiden van Roggebot is er weinig voorlandlengte aanwezig en is er relatief veel cohesief materiaal aanwezig in de bovenste lagen. Dit heeft met name invloed op de stabiliteit van het voorland en de macrostabiliteit. Daarnaast beïnvloedt de beperkte voorlandlengte de mogelijkheden voor een buitenwaartse versterking. In het dijkvak DD1 is nagenoeg geen voorland aanwezig of zal deze na buitenwaartse versterking verdwijnen (geen voorland). In dijkvak DD2 zal in geval van een buitenwaartse versterking een tekort aan voorlandlengte ontstaan (minder dan 20 m). Het onderscheid tussen dijkvak DD3 en DD4 is gemaakt gezien de aanwezigheid van de kanteldijken en de aanwezigheid van een diepe kleilaag in dijkvak DD4.

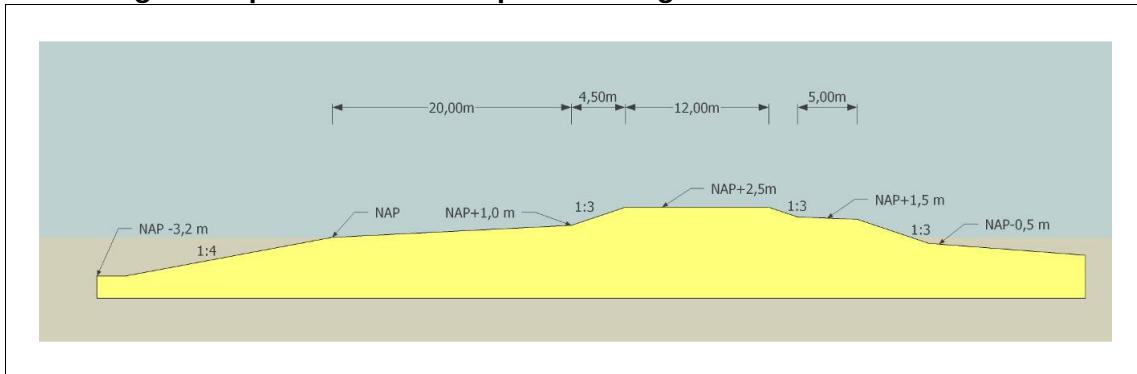
De resulterende dijkvakindeling is gegeven in Tabel 7.1. Een tekening met de dijkvakindeling is opgenomen in bijlage XII.

7.3.2. Representatieve profielen

Er is een digitaal terrein model (DTM) beschikbaar van de huidige situatie van de dijk. Op basis van dit model zijn dwarsprofielen bepaald. Voor de bepaling van de hoeveelheden is het DTM gehanteerd, voor bepaling van de huidige geometrie zijn ingemeten dwarsprofielen gebruikt die zijn opgenomen in bijlage XXI. De representatieve profielen zijn opgeno-

men in Tabel 7.1. Voor de beeldvorming is een representatief profiel van de Drontermeerdijk weergegeven in Afbeelding 7.1. Het Drontermeer bevindt zich aan de rechterzijde van de afbeelding.

Afbeelding 7.1. Representatief dwarsprofiel huidige situatie



Tabel 7.1. Dijkvakken en representatieve dwarsprofielen per faalmechanisme

zone	dijkvak	van [km]	tot [km]	representatief dwarsprofiel [km]	representatieve locatie macrostabiliteit [km]	representatieve locatie piping en heave [km]
zone IV west	DD1	0	0,57	0,4	0,12	0,12
zone IV west	DD2	0,57	0,72	0,6	0,72	0,72
zone IV west	DD3	0,72	1,98	1,6	1,73	1,73
zone IV west	DD4	2,11	2,80	2,2	2,66	2,66

7.3.3. Geuldiepte

De diepte in het Drontermeer is gebaseerd op de ontwerptekening. Hierin is een bodemhoogte van NAP -3,2 m gegeven [lit. 24.]. De diepte van de vaargeul in het Drontermeer bedraagt circa NAP -4,0 m met lokale verdiepingen tot NAP -5,0 m [lit. 78.]. In verband met de grote afstand tot de vaargeul is voor de beoordeling van de stabiliteit voorland de diepte van NAP -3,2 m maatgevend.

7.4. Hydraulische uitgangspunten fase 1

Maatgevende waterstand

De maatgevende waterstand is voor alle dijkvakken in fase 1 gelijk aan de huidige belasting bij een zuidwester storm (NAP +2,3 m tot NAP +2,4 m). Wanneer de bypass wordt ingezet als hoogwatergeul is de waterstand ter hoogte van de Drontermeerdijk maximaal NAP +1,70 m. Het inlaatwerk in de IJsseldijk zal in fase 1 worden gereguleerd om overschrijding van deze waterstand te voorkomen.

Ontwerp golfbelasting fase 1 voor DD1 en DD2 blijft gelijk

De strijklengtes veranderen niet voor de vakken DD1 en DD2 na aanleg van de bypass. Voor deze vakken verandert de golfbelasting niet ten opzichte van de huidige situatie. Deze golfbelasting is bepaald met Hydra-Q_c (zie Tabel 7.2).

Ontwerp golfbelasting fase 1 DD3 en DD4 neemt toe

De vakken DD3 en DD4 hebben een voorland. De golfbelasting op het voorland zal lokaal toenemen door de aanwezigheid van de vaargeul in het bypassgebied. De strijklengte in

oost tot zuidoostelijke richting is lokaal maximaal 1.700 m. Bij een maximale windsnelheid van 20 m/s uit het oosten (kans van voorkomen < 1/4000 per jaar) neemt de loodrecht invallende golf op het voorland toe.

De belasting van het boventalud voor de vakken DD3 en DD4 is in fase 1 kleiner. De zwaarste belasting in fase 1 treedt op wanneer de bypass meestroomt met de IJssel in combinatie met een maatgevende oostenwind. Er wordt voor deze combinatie rekening gehouden met een storm van eens per 4 jaar.

Combinatie storm en hoogwater

De terugkeertijd voor de gecombineerde storm is bepaald op basis van het uitgangspunt dat een situatie van meestromen in combinatie met een storm niet mag leiden tot een overschrijding van de normomstandigheden. Hiervoor is een factor 10 op de veiligheidsnorm van 1/4000 jaar gehanteerd. Ofwel als de overschrijdingskans van de combinatie kleiner is dan 1/40.000 jaar, zal deze de normbelasting niet overstijgen. Dit is het geval bij een combinatie van eens per 1 jaar storm en een 1/1250 jaar afvoer met een reductie factor van 5/182 (hoogwater kan 5 dagen aanhouden tijdens winter halfjaar).

Deze eens per 4 jaar storm uit richting 60 tot 120 graden heeft een snelheid van 14 m/s. De effectieve strijklengte is 5 km bij een waterdiepte van 3,7 m. De golfhoogte H_s is dan 0,58 m en de piekperiode T_p 3,0 s. Deze is lager dan de ontwerpbelasting uit HRC2006.

Tabel 7.2. Vergelijking golfbelasting huidig en fase 1 vak DD1- DD4

dijkvakken	HR locatie	dijk normaal [° t.o.v. noord]	talud niveau [m + NAP]	wind richting [° t.o.v. noord]	significante golfhoogte huidig H_s [m]	piek periode huidig T_p [s]	significante golfhoogte fase 1 H_s [m]	piek periode fase 1 T_p [s]
DD1-DD2	D10	90	-0,5	120	0,41	2,3	0,41	2,3
			0,3	150	0,56	2,8	0,56	2,8
			0,5	180	0,69	3,1	0,69	3,1
			1,5	180	0,66	3,0	0,66	3,0
DD3-DD4	D9	90	-0,5	150/110	0,50	2,7	0,55	2,87
			0,3	150/110	0,55	2,8	0,55	2,87
			0,5	180/110	0,68	3,1	0,55	2,87
			1,5	180/100	0,66	3,0	0,58	3,0

7.5. Hydraulische uitgangspunten fase 2

De hydraulische ontwerpparameters voor fase 2 zijn gegeven in Tabel 7.3. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in [lit. 45.] en bijlage IV en V.

Tabel 7.3. Hydraulische ontwerpparameters fase 2

dijkvakken	HR-locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	ontwerppeil + toeslagen [m + NAP]	significante golfhoogte H_s [m]	piekperiode T_p [s]
DD1	IV west 1	90	180	3,90	0,57	2,61
DD2	IV west 1	90	180	3,90	0,57	2,61
DD3	IV west 2	90	30	3,95	0,46	1,88
DD4	IV west 3	90	30	3,95	0,39	2,13

7.6. Geotechnische uitgangspunten

Het geotechnisch laboratoriumonderzoek voor de Drontermeerdijk [lit. 10.] heeft bestaan uit:

- classificatie van 7 ongeroerde monsters;
- 7 bepalingen van volumiek gewicht en watergehalte;
- 6 triaxiaalproeven ter bepaling van de schuifweerstand.

Op basis van deze data is voor veen een sigma-tau relatie afgeleid en het volumiek gewicht bepaald. De sterkteparameters voor de overige grondsoorten zijn bepaald aan de hand van NEN6740 [lit. 22.].

7.6.1. Bodemopbouw

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld voor de Drontermeerdijk. Dit lengteprofiel is opgenomen in bijlage VI. Voor de ontwerpberoevingen is per dijkvak de maatgevende grondopbouw bepaald voor het faalmechanisme macrostabiliteit en voor het faalmechanisme piping. De maatgevende grondopbouw is gegeven in bijlage XIII.

7.6.2. Volumiek gewicht

Op basis van laboratoriumonderzoek is het gemiddelde volumieke gewicht bepaald voor de veenlaag in het projectgebied. De volumieke gewichten voor de overige grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740 [lit. 22.].

Tabel 7.4. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_{rep} [kN/m ³]	$\gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
zand slap (los gepakt)	17	19
klei top	18	18
veen	10,3	10,3
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	19	21
klei, zwak zandig, matig	18	18
Pleistoceen zand	19	21

7.6.3. Schuifsterkte

Voor de natuurlijke veenlaag in het gebied is de schuifsterkte bij verschillende grondspanningen bepaald op basis van triaxiaalproeven (voor de methode zie paragraaf 3.3.2). De rekenwaarden voor de sigma-tau-relaties zijn weergegeven in Tabel 7.5. Voor de overige grondsoorten zijn de rekenwaarden voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving bepaald op basis van NEN6740 (zie Tabel 7.5).

Tabel 7.5. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk veenlaag

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	6,0	13,7	33,6

Tabel 7.6. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen	3,3	14,7
zand slap (los gepakt)	0	25,7
klei (top) organisch, matig	3,3	19,0
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
klei, zwak zandig, matig	3,3	19,0
Pleistoceen zand	0	30,3

7.6.4. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de bypassdijken verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor 1,11 indien hoogwater gecorreleerd,
1,05 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,10 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op deze factoren is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2 [lit. 44.] (zie bijlage XX). Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 6.6. Er is niet ontworpen op zone 3, hiervoor zijn daarom geen stabiliteitsfactoren opgenomen. Stabiliteit buitenwaarts is alleen onderzocht met het Bishop rekenmodel.

Tabel 7.7. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/4000)	SF Uplift Van (1/4000)
binnenwaarts zone 1	1,22	1,28
binnenwaarts zone 2	1,16	1,21
binnenwaarts zone 3	-	-
buitenwaarts	1,16	-

7.7. Waterspanningen

7.7.1. Freatische lijn stabiliteit binnenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken op basis van het blackbox model uit bijlage I.

7.7.2. Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch rapport waterkerende grondconstructies [lit. 65.]. Voor de Drontermeerdijk is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Volgens de leidraden treedt dit waterstandverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de Drontermeerdijk, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische

lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam).

7.7.3. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Voor de berekening van de stijghoogte in het watervoerende pakket is het vereenvoudigde model uit bijlage I van het technisch rapport waterspanningen bij dijken toegepast.

7.7.4. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In MStab kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 %. De maatgevende belasting treedt pas op in fase 2 van het project. Na tien jaar zijn de slappe lagen geconsolideerd. Omdat is besloten voor de Drontermeerdijk meerdere varianten uit te werken op een lager detail niveau is de niet-geconsolideerde stabiliteit niet verder onderzocht.

7.8. Maatregelen fase 1

7.8.1. Toetsrandvoorwaarden vs belastingen bypass fase 1

Voor het bepalen van de maatregelen die nodig zijn bij het inzetten van de bypass in fase 1, zijn de belastingen uit de bypass fase 1 vergeleken met de toetsrandvoorwaarden uit HRC2006. Wanneer de belastingen bij inzet van de bypass groter zijn dan de toetsrandvoorwaarden, is gekeken of aanvullende versterking van de dijk noodzakelijk is bovenop de reguliere versterking.

Maatgevende waterstand

De maximale waterstand die optreedt in het bypassgebied in fase 1 treedt niet op als gevolg van meestromen van de bypass. Maatgevend blijft opstuwning vanuit het Drontermeer bij een zuidwester storm. De maatgevende waterstand is in fase 1 gelijk aan de huidige situatie (NAP +2,3 m en NAP +2,4 m).

Golfbelasting

Voor de vakken DD1 en DD2 zijn golftrandvoorwaarden voor de toetsing gelijk aan de golven in fase 1 (zie paragraaf 7.4). Voor de vakken DD3 en DD4 zijn de ontwerptrandvoorwaarden fase 1 zwaarder dan de toetsparameters.

7.8.2. Hoogte grondlichaam

In de huidige situatie, in de reguliere versterking en in fase 1 is een maatgevende waterstand in combinatie met afluende wind maatgevend voor de hoogte. De minimaal vereiste hoogte van de Drontermeerdijk is opgebouwd uit een toets- of ontwerpwaterstand met een minimale waakhogte. Een ondergrens voor deze dijkhoogte is de toetswaterstand NAP +2,3 m plus een waakhogte van 0,5 m (NAP +2,8 m). Deze hoogte is een ondergrens omdat (ontwerp)toeslagen op de waterstand voor onder andere robuustheid niet zijn meegenomen.

Bij inzet van de bypass in fase 1 als stroomgeul wordt het hydraulisch belastingniveau voor de hoogte van Drontermeerdijk gevormd door een combinatie van maximale rivierafvoer door de bypass en oostenwind. Bij een overslagcriterium van maximaal 1 l/m/s dient de kruin minimaal een hoogte te hebben van NAP +2,45 m. De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

De hoogte die vereist is in de huidige situatie en bij de reguliere versterking, is gelijk aan de eis die volgt uit de belastingen bij inzet van de bypass fase 1. Ten behoeve van fase 1 zijn bijgevolg geen aanvullende hoogtemaatregelen noodzakelijk ten opzichte van de reguliere versterking.

7.8.3. Piping en heave

Het verhang over de dijk is leidend in het ontwerp van eventuele pipingmaatregelen. Doordat de maatgevende waterstand in fase 1 gelijk is aan het toetspeil zijn er geen aanvullende pipingmaatregelen nodig.

7.8.4. Macrostabieliteit grondlichaam

Stabiliteit binnenwaarts

Het verhang over de dijk is bij een gelijke geometrie bepalend in het ontwerp van eventuele stabiliteitsmaatregelen. Doordat de maatgevende waterstand in fase 1 gelijk is aan het toetspeil, zijn er als gevolg van de inzet van de bypass in fase 1 geen aanvullende maatregelen nodig voor binnenwaartse macrostabieliteit (ten opzichte van de toetsing en de reguliere versterking).

Stabiliteit buitenwaarts

Voor buitenwaartse macrostabieliteit zijn drie scenario's van belang:

- val na hoogwater;
- extreme neerslag;
- extreem laagwater.

De grootte van de val na hoogwater is bij inzet van de bypass in fase 1 onveranderd ten opzichte van het huidige Randmerensysteem. Zowel de maatgevende hoogwaterstand als de gemiddelde waterstand na afloop van een hoogwater zijn gelijk.

De opbolling in de dijk kern bij regen is voor beide situaties gelijk. De buitenwaterstand die in combinatie met de opbolling wordt gehanteerd voor het bepalen van de buitenwaartse macrostabieliteit, de gemiddelde laagwaterstand, is eveneens gelijk.

Het extreem laagwater dat kan optreden in het huidige Randmerensysteem blijft zo goed als onveranderd.

Voor buitenwaartse macrostabieliteit zijn geen aanvullende maatregelen noodzakelijk.

7.8.5. Stabiliteit bekleding

De maatgevende golfbelastingen voor de dijksecties DD1 en DD2 zijn na inzet van de bypass volledig gelijk aan de toetsrandvoorwaarden.

Voor de dijksecties DD3 en DD4 neemt de golfbelasting toe en zijn mogelijk aanvullende maatregelen noodzakelijk. Aanvullende maatregelen voor het buitentalud van de Drontermeerdijk worden ontworpen volgens het Addendum bij de leidraad rivieren [lit. 6.]. Doordat

de maximale golfbelasting niet groter is dan $H_s = 0,65$ m, voldoet een graszode van goede kwaliteit zonder erosiebestendige onderlagen (grasbekleding op zandige ondergrond). Bij deze bekleding moet extra aandacht besteedt worden aan de ontwikkeling van een goede kruidenrijke vegetatie. Zeker in de eerste drie tot vijf groeiseizoenen moeten aanvullende maatregelen worden genomen.

De grasbekleding op de Drontermeerdijk is in de laatste veiligheidstoetsing onvoldoende beoordeeld. Het verbeteren van de grasbekleding is bijgevolg een onderdeel van de reguliere versterking. De minimale versterking is het verbeteren van de graskwaliteit (aangepast mengsel, aangepast beheer). Omdat een goede grasbekleding conform de Leidraad Rivieren ook voldoende is voor de belastingsituatie bij inzet van de bypass, zijn de eisen die gesteld worden aan de grasbekleding vanuit de bypass fase 1 en vanuit de reguliere versterking niet onderscheidend.

Ten opzichte van de reguliere versterking zijn geen aanvullende maatregelen nodig voor stabiliteit bekleding.

7.8.6. Stabiliteit voorland

De stabiliteit van het voorland is afhankelijk van de geometrie, de grondopbouw en de waterstand. De stabiliteit van het voorland verschilt niet bij de verschillende belastingsituaties.

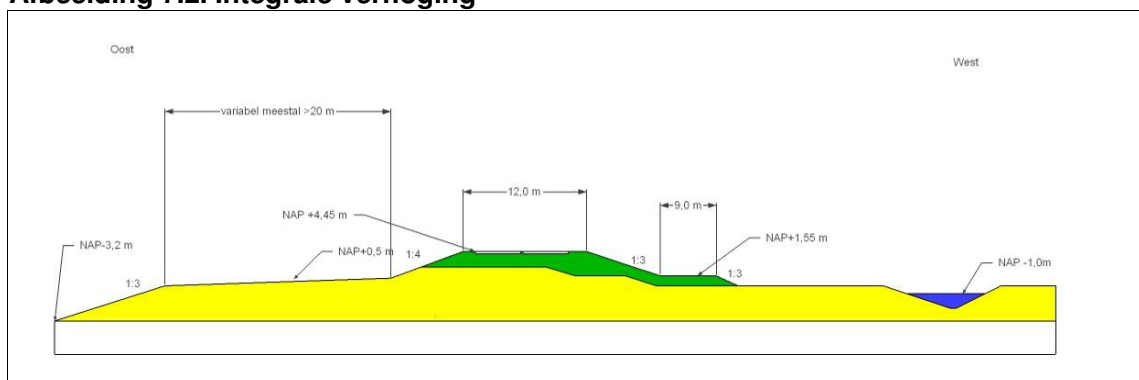
Voor het behoud van de huidige geometrie dient erosie van het voorland te worden voorkomen. De optredende stroomsnelheden zijn in fase 1 lager dan in fase 2. Voor beide fasen zijn geen aanvullende erosiebeschermende maatregelen noodzakelijk behalve ter hoogte van Roggebotsluis (zie hoofdstuk 13 en bijlage XVIII).

7.9. Maatregelen fase 2

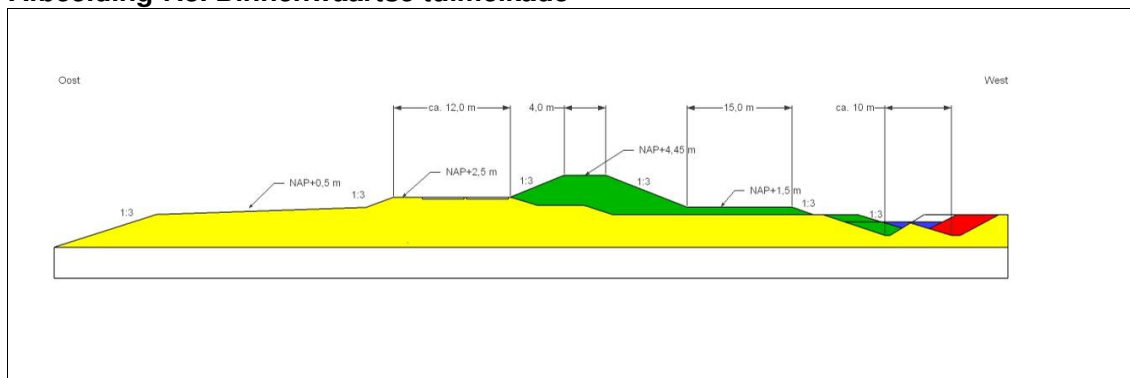
Varianten

In het waterkeringsplan zijn twee varianten uitgewerkt voor de versterking van de Drontermeerdijk: een integrale verhoging en een binnenwaartse tuimelkade. Een schets van deze versterkingen is weergegeven in Afbeelding 7.2 en Afbeelding 7.3. Ten behoeve van de aanvulling MER [lit. 53.] zijn daarnaast twee buitenwaartse varianten onderzocht. Deze varianten zijn ter onderbouwing van de bestemmingsplanwijziging van de gemeente Dronten. Deze varianten zijn in overleg met de Provincie Overijssel niet opgenomen in het Waterkeringsplan.

Afbeelding 7.2. Integrale verhoging



Afbeelding 7.3. Binnenwaartse tuimelkade



De belangrijkste voor en nadelen zijn opgesomd in de onderstaande Tabel 7.8.

Tabel 7.8. Voor en nadelen versterkingsvarianten

maatregel	voordelen	nadelen	knelpunten	aandachtspunten
integrale verhoging	- landschappelijke eenheid met rest van dijk	- dure reconstructie weg - veel grondgebruik		- wegontwerp moet bij reconstructie voldoen aan huidige normen - toename gronddruk tunneldak Hanzelijn
binnenwaartse tuimelkade	- minder grondverzet - behoud van provinciale weg - goedkoper	- wateroverlast op weg bij hoogwater - aanpassing weg voor afwatering - lastiger beheer - teensloot verplaatst - 10 m (gevolg grondaankoop Flevopolder nodig)	- aansluiting op de Reevedam kruist de weg;	- beheerweg (verhard of halfverhard) op kruin tuimelkade - technische maatregelen met betrekking tot afwatering van de weg (afschot richting Drontermeer)

7.9.1. Hoogte grondlichaam

De minimale dijktafelhoogte is NAP +4,45 m. Deze is bepaald als het maximum van twee situaties:

- ontwerppeil (+toeslagen) plus een golfploophoogte die overeenkomt met een gemiddeld overslagdebiet van 1 l/m/s;
- ontwerppeil (+toeslagen) plus een minimale waakhogte van 0,5 m.

De toeslagen bij het ontwerppeil zijn toegelicht in paragraaf 0 en 3.2.4. Voor de Drontermeerdijk is een waakhogte van 0,5 m maatgevend doordat de maatgevende waterstand optreedt bij aflandige wind en golven.

Maatgevende golven treden op bij oostenwind, waarbij tevens afwaaiing ontstaat op het IJsselmeer en de waterstand in de bypass afneemt. Het hydraulisch belastingsniveau in deze situatie is lager dan de aangegeven dijktafelhoogte.

Tabel 7.9. Benodigde kruinhoogte

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	waterstand [m + NAP]	significante golfhoogte H _s [m]	piekperi- ode T _p [s]	Benodigde kruinhoogte [m]
DD1	IV west 3	90	330 (120)	3,95	0,39	2,13	4,45

Ten behoeve van de ruimtereservering is ook een ontwerp opgesteld voor een zichtperiode van 100 jaar. In 2115 neemt de maatgevende waterstand met 0,3 m toe, de golftrandvoorwaarden blijven gelijk (zie voor toelichting [lit. 45.]). De kruinhoogte is bijgevolg evenredig met 0,3 m verhoogd voor het ontwerp van de ruimtereservering.

Bij een integrale verhoging van de Drontermeerdijk bevindt de provinciale weg zich op de kruin van dijk. Vanuit het Waterschap Zuiderzeeland is vereist dat het wegcunet zich boven de kerende hoogte van de dijk bevindt. De bovenkant van het wegdek ligt bijgevolg hoger dan NAP +4,45 m.

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

7.9.2. Binnentalud en binnenberm grondlichaam

Uit de stabiliteitsberekening volgt dat een binnentalud met helling 1:3 voldoet. De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn gegeven in bijlage VIII. De ontworpen geometrie is gegeven in Tabel 7.10.

Tabel 7.10. Dimensies stabiliteitsberm

maatregel	hoogte berm 2065 t.o.v. mv	hoogte berm 2065	lengte berm 2065	hoogte berm 2115 t.o.v. mv	hoogte berm 2115	lengte berm 2115
	[m]	[m+NAP]	[m]	[m]	[m+NAP]	[m]
Integrale verhoging	2,05	1,55	9	2,70	2,20	12
binnenwaartse tuimelkade	2,05	1,50	13	2,70	2,20	n.t.b.

7.9.3. Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Het buitentalud is aangepast ten opzichte van de huidige situatie om voldoende weerstand te bieden tegen afschuiving bij val na hoogwater. Hierbij is gekozen om het talud te verflauwen tot 1:4 bij een integrale verhoging. Bij een binnenwaartse tuimelkade volstaat een talud van 1:3.

7.9.4. Pipingberm

Voor piping is de teen van de dijk gecontroleerd op opdrijven en opbarsten. Vervolgens is de kwelweglengte van de dijklichamen bepaald met behulp van de regel van Bligh ($C_{creep}=15$) en met de regel van Sellmeijer. De maximaal berekende kwelweglengte is in het ontwerp opgenomen.

Een binnenwaartse tuimelkade vergroot de kwelweg ten opzichte van de variant met verhoging. Er zijn in beide gevallen geen aanvullende maatregelen nodig om het falen van de waterkering door piping te voorkomen.

Tabel 7.11. Resultaten opbarsten en piping berekeningen

maatregel	veiligheid tegen opdrijven 2065 [-]	aanwezige kwelweglengte 2065 [m]	vereiste kwelweglengte Bligh 2065 [m]	aanwezige kwelweglengte 2115 [m]	vereiste kwelweglengte Bligh 2115 [m]
Integrale verhoging	0,45	>93*	67,5	>93	76,5

* Bij een tuimelkade wordt de kwelweglengte vergroot of hij blijft ongewijzigd, afhankelijk van de benodigde slootverplaatsing.

7.9.5. Bekleding buitentalud

Het buitentalud van de Drontermeerdijk is ontworpen volgens het Addendum bij de leidraad rivieren [lit. 6.]. Doordat de maximale golfbelasting niet groter is dan $H_s = 0,65$ m, voldoet een graszode van goede kwaliteit zonder erosiebestendige onderlagen (grasbekleding op zandige ondergrond). Dit komt overeen met de huidige bekleding van de Drontermeerdijk.

Bij deze bekleding moet extra aandacht besteedt worden aan de ontwikkeling van een goede kruidenrijke vegetatie. Zeker in de eerste drie tot vijf groeiseizoenen moeten aanvullende maatregelen worden genomen.

Op aangeven van het Waterschap Zuiderzeeland is ook gekeken naar een bekleding volgens de Leidraad Zee- en Meerdijken. Een goede grasbekleding kan onder de heersende conditie een belastingduur van 11,9 uur weerstaan. Dit is voldoende. Volgens de Leidraad zee en meerdijken is een kleilaag nodig van categorie 3 met een maximum zandgehalte van 50 % ($0,2 < 4 \cdot H_s \cdot \tan \alpha < 0,7$). De dikte van de kleilaag is afhankelijk van het afschuifcriterium. Voor dit schetsontwerp is uitgegaan van een dikte van 0,8 m.

7.9.6. Bekleding binnentalud

Bij het bepalen van de kruinhoogte is rekening gehouden met een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m. Bij dit overslagdebiet volstaat de erosiebestendigheid van een goed ontwikkelde grasmat niet zonder kleibekleding (zie afbeelding b5 van [lit. 61.]).

Voor de erosiebestendigheid en om het afschuiven van de grasmat te voorkomen bij verzadiging van het talud is onder de grasbekleding een kleilaag van 0,6 m dik toegepast. Deze bekleding voldoet bij een talud 1:3 ook aan de eisen voor microstabiliteit.

De bekleding van het binnentalud is doorgezet op de berm en het maaiveld tussen de teen van de berm en de kwelsloot. Het uittredepunt van de kwelstroom ligt zo gedwongen in de kwelsloot.

7.9.7. Lengte voorland

In de ondergrond zijn grondlagen aanwezig van los gepakt zand. Hierdoor bestaat het gevaar voor zettingsvloeiing van het voorland. Dit mechanisme is dominant over het mechanisme afschuiven van het voorland.

Op basis van de geometrie van het dijkontwerp en de diepteligging van het huidige Drontermeer (bijlage XIX) is de minimale lengte van het voorland bepaald (zie bijlage XIV). De resultaten zijn opgenomen in Tabel 7.12.

Tabel 7.12. Minimale lengte voorland

dijkvakken	hoogteligging voorland 2065		minimale lengte voorland [m]
	[m+NAP]		
DD1	0,5		26

7.10. Niet-waterkerende objecten (NWO's)

Bebouwing

Langs de Drontermeerdijk bevindt zich ter hoogte van de bypass geen bebouwing.

Begroeiing

Op het profiel van de Drontermeerdijk bevinden zich in het buitentalud verschillende bomen en boomgroepen. Bij de veiligheidstoetsing van de Drontermeerdijk zijn alle bomen op de waterkering onvoldoende bevonden. De bomen die in het beoordelingsprofiel staan zullen daarom verwijderd moeten worden.

Wegen en fietspaden

Doordat de ligging en opbouw van de weg en van fietspaden afhangt van de gekozen oplossing zijn deze objecten niet nader uitgewerkt.

Kabels en leidingen

De enige kabels en leidingen bevinden zich ter hoogte van de Drontermeertunnel. In de beschermingszone van de Drontermeerdijk bevindt zich in de nieuwe situatie één waterleiding (32 mm) parallel aan de dijk. Deze wordt veilig aangebracht in een overhoogte op het dijktaalud.

7.11. Legger/KEUR zonerings

Een nauwkeurige bepaling van de vereiste zonerings heeft pas zin nadat een variant is gekozen.

7.12. Zettingsanalyse fase 2

Voor de zettingsanalyse van de Drontermeerdijk fase 2 zijn dezelfde uitgangspunten gehanteerd als voor de zettingberekeningen van de bypassdijken (zie paragraaf 6.13). De zettingsberekening is alleen uitgevoerd voor een integrale verhoging en met een grotere onnauwkeurigheid dan bij de Bypassdijken. De resultaten van de zettingsberekeningen zijn gegeven in Tabel 7.13.

Tabel 7.13. Resultaten zettingsanalyse

Zone		zetting		zet. compensatie*		restzetting		consolidatie (2 jaar)		consolidatie (10 jaar)	
		berm	dijk	berm	dijk	2 jaar	10 jaar	klei	Veen	klei	Veen
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
IV	west	0,1	0,15	0,35	0,35	0,01	0	100	100	100	100


* in zettingscompensatie is eveneens autonome zetting en klink verwerkt

7.13. Hoeveelheden fase 2

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

8. 1H12 KLIMAATDIJK WOONGEBIED (FASE 1)

8.1. Beschrijving object



Naam object	Klimaatdijk
Objectnummer	1H12
Fasering	fase 1, fase 2 en fase 3
Ontwerplevensduur	2015-2115+
Normering	1/2000
Maatgevende belasting	bypass fase 3

Ten noordwesten van de bypass is in het voorkeursalternatief een klimaatdijk beschreven die als groene plint in het landschap ligt. Met de term 'klimaatdijk' wordt hier een breed grondlichaam bedoeld dat minimaal op kerende hoogte wordt gebracht. De klimaatdijk wordt expressief vormgegeven, waarbij deze plaatselijk hoger wordt aangelegd dan vanuit veiligheid noodzakelijk is. De rand krijgt een technische uitstraling [lit. 38.].

De klimaatdijk wordt van west naar oost opgedeeld in drie delen:

- nederzetting;
- bewoonde boomweide;
- landelijk gebied.

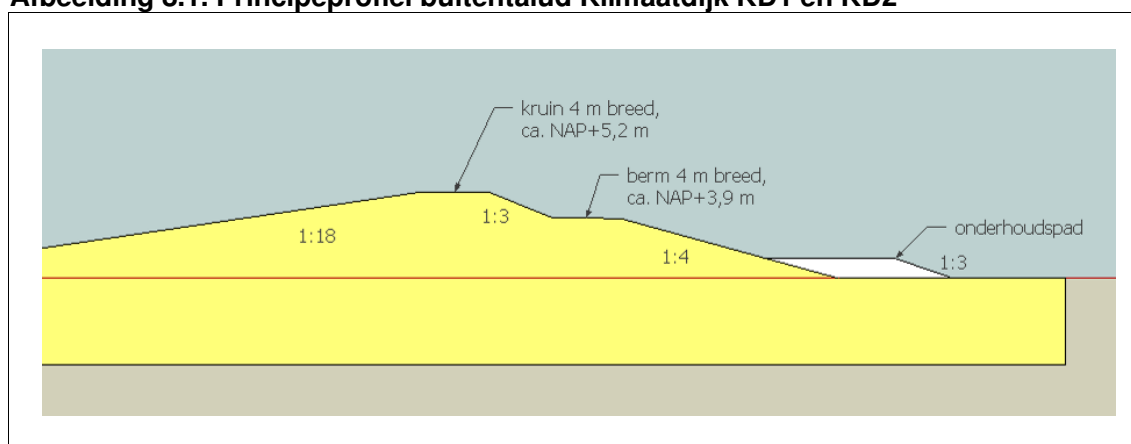
8.2. Algemene uitgangspunten

- de normfrequentie van de Klimaatdijk wordt gelijk genomen aan de bypassdijken 1/2000 per jaar;
- de maatregelen aan de dijk zijn ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2115 en een winterpeilstijging van 1,5 m, overeenkomend met een levensduur van 100+ jaar;
- de klimaatdijk is de hoogste dijk in het plangebied, zowel vanwege het gewenste veiligheidsniveau als vanwege de maatschappelijke context. De klimaatdijk is immers de meest robuuste en veilige dijk en herbergt meerdere maatschappelijke functies;
- door het grondlichaam van het woongebied achter de dijk kunnen de faalmechanismen piping en heave, macrostabiliteit binnenwaarts en micro-instabiliteit niet optreden.

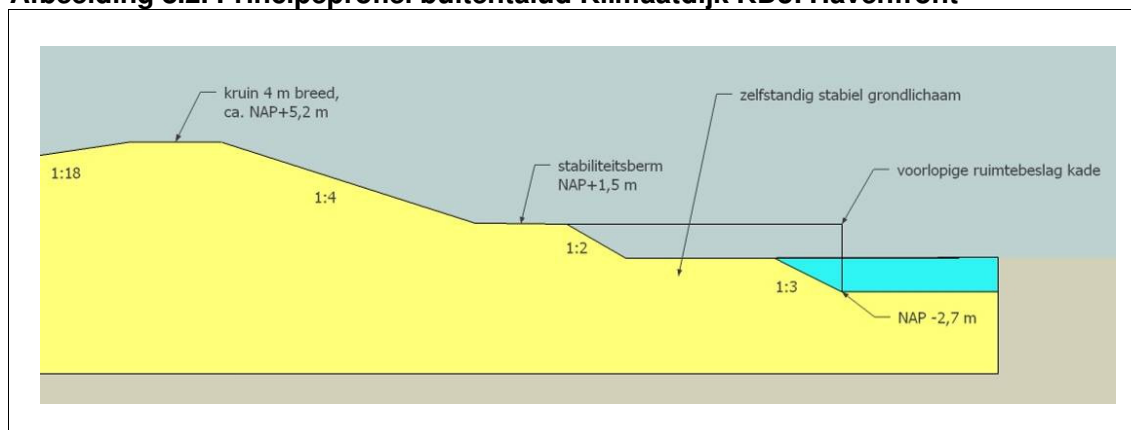
8.3. Geometrische uitgangspunten

In de aanloop naar dit waterkeringsplan zijn een verkennend schetsontwerp en een voorontwerp opgesteld van de dijklichamen langs de bypass. Deze ontwerpen zijn geïntegreerd met het Inrichtingsplan. Daarbij zijn zaken afgestemd als het ruimtegebruik van de dijken en de inpassing in het landschapsbeeld. Voor de klimaatdijk heeft dat geleid tot een streefbeeld gelijk aan de noordelijke bypassdijken. In Afbeelding 8.1 is een schets opgenomen met het gewenste principeprofiel.

Afbeelding 8.1. Principeprofiel buitentalud Klimaatdijk KD1 en KD2



Afbeelding 8.2. Principeprofiel buitentalud Klimaatdijk KD3: Havenfront



Voor het havenfront (KD3) zijn enkele specifieke randvoorwaarden opgesteld, waardoor het principeprofiel anders is dan KD1 en KD2:

- de gemeente Kampen heeft de wens om een havenfront te realiseren, waarbij een recht talud, zonder buitenbermen wordt gerealiseerd, bij aanleg van een kade op NAP +1,5 m;
- waterschap Groot heeft aangegeven dat de kering ter plaatse van de kade zelfstandig stabiel moet zijn, zodat de kadeconstructie geen deel uitmaakt van de primaire waterkering.

Op het voorland van KD1 en KD2 wordt vanwege maai-beheer rekening gehouden met een onderhoudspad aan de teen. Dit onderhoudspad ligt op een verhoging om voldoende drooglegging te garanderen en te voorkomen dat het materieel wegzakt in de drassige bodem.

De hoogteligging van het voorland en de geuldiepte is gebaseerd op het Inrichtingsplan (zie bijlage XVII).

8.3.1. Dijkvakken en representatieve profielen

De klimaatdijk is op basis van oriëntatie, landschap en ondergrond onderverdeelt in drie dijkvakken (zie Tabel 8.1).

Tabel 8.1. Dijkvakken en representatieve dwarsprofielen

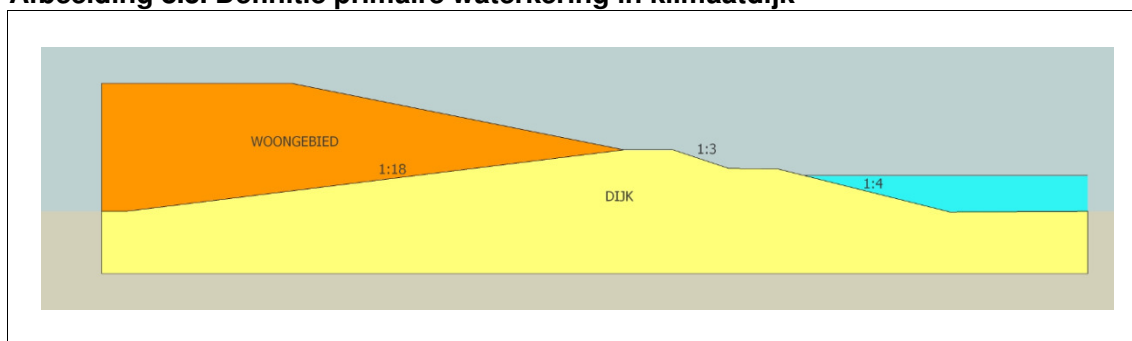
zone	dijkvak	van [km]	tot [km]	representatief dwarsprofiel macrostabiliteit [km]
zone III noord	KD1	3,635 N	4,790 N	3,775 N
zone III noord	KD2	4,790 N	5,250 N	4,750 N
zone III noord	KD3	5,250 N	5,694 N	5,500 N

8.3.2. Definitie van de kering

Niet de hele klimaatdijk is een primaire waterkering. Het leggerprofiel wordt begrensd door:

- buitentalud;
- kruinbreedte 4 m;
- binnentalud (talud 1:18).

Afbeelding 8.3. Definitie primaire waterkering in klimaatdijk



8.4. Hydraulische uitgangspunten

De hydraulische ontwerpparameters zijn gegeven in Tabel 8.2. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in [lit. 45.] en bijlage IV en V.

Tabel 8.2. Hydraulische ontwerpparameters

dijkvakken	HR-locatie	dijknormaal [° t.o.v. noord]	windrichting [° t.o.v. noord]	waterstand [m + NAP]	significante golfhoogte H_s [m]	piekperiode T_p [s]
KD1	III noord 3	150	270 (120)	4,15	0,53	3,33
KD2	III noord 2	240	270 (30)	4,1	0,84	2,93
KD3	III noord 2	240	270 (30)	4,1	0,84	2,93

8.5. Geotechnische uitgangspunten

8.5.1. Bodemopbouw

Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek is een geotechnisch lengteprofiel opgesteld voor alle dijken rondom de bypass. Dit lengteprofiel is opgenomen in bijlage VI. Voor de ontwerpberekeningen is de maatgevende grondopbouw bepaald voor het faalmechanisme macrostabiliteit. De maatgevende grondopbouw is gegeven in Tabel 8.3 en Tabel 8.4. Voor de macrostabiliteitsberekening is KD1 representatief gekozen.

Tabel 8.3. Maatgevende grondopbouw KD1

grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
klei top	0,19	- 1,1
veen	- 1,1	-3,0
zand slap	- 3,0	- 13,6
zand matig	- 13,6	->

Tabel 8.4. Maatgevende grondopbouw KD2 en KD3

grondsoort	van [m + NAP]	tot [m + NAP]
klei top	0,1	- 0,4
klei diep	- 0,4	- 1,4
veen	- 1,4	- 2,9
zand slap	- 2,9	-10
zand matig	- 10	->

8.5.2. Volumiek gewicht

Op basis van laboratoriumonderzoek is het gemiddelde volumieke gewicht bepaald voor de slappe lagen in het projectgebied (klei en veen). De volumieke gewichten voor de overige grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740 [lit. 22.].

Tabel 8.5. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_{rep} [kN/m ³]	$\gamma_{sat;rep}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
klei (diep)	16,5	16,5
klei toplaag	17	17
klei humeus	13	13
klei zandig	17,6	18,6
veen	9,7	9,7
zand slap (lost gepakt)	17	19
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	18	20
Pleistoceen zand	19	21

8.5.3. Schuifsterkte

Voor de natuurlijke klei- en veenlagen in het gebied is de schuifsterkte bij verschillende grondspanningen bepaald op basis van triaxiaalproeven (zie paragraaf 3.3.2). De reken-

waarden voor de sigma-tau relatie zijn weergegeven in Tabel 8.6. Voor de overige grondsoorten zijn de rekenwaarden voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving bepaald op basis van NEN6740 (zie Tabel 8.7).

Tabel 8.6. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig	5,8	18,3	74,9

Tabel 8.7. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen / toplaag	3,3	14,7
zand slap (lost gepakt)	0	25,7
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
Pleistoceen zand	0	30,3

8.5.4. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de bypassdijken verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor 1,09 indien hoogwater gecorreleerd,
1,03 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,10 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op hoe deze factoren tot stand komen is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2 [lit. 44.]. Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 8.8.

Het uitgangspunt van de klimaatdijk is dat deze voldoende robuust is om eventuele normwijzigingen te doorstaan. Deze robuustheid is ingevuld in een extreme ontwerpwaterstand. In de schadefactor wordt daarom gerekend met de huidige norm.

Tabel 8.8. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/2000)	SF Uplift Van (1/2000)
binnenwaarts zone 1	1,20	1,26
binnenwaarts zone 2	1,13	1,19
binnenwaarts zone 3	-	-
buitenwaarts	1,13	-

8.6. Waterspanningen

8.6.1. Freatische lijn

De freatische lijn bij val na hoogwater is geschematiseerd met behulp van het technisch rapport waterspanningen bij dijken op basis het blackbox model uit bijlage I.

8.6.2. Freatische lijn stabiliteit buitenwaarts

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [lit. 65.]. In de schematisatie is rekening gehouden met opbolling van de freatische lijn ten gevolge van de woonterp. Voor zee- en meerdijken is een val na hoogwater (van MHW naar het gemiddeld hoogwater dan wel het streefpeil) maatgevend voor de stabiliteit buitenwaarts. Volgens de leidraden treedt dit waterstandverschil op in een halve stormduur. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de Klimaatdijk, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand. Bij het schematiseren van de freatische lijn is daarom uitgegaan van een instantane daling (geen aanpassing van de waterstanden in het dijklichaam).

8.6.3. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Voor de klimaatdijk is de stijghoogte alleen van belang voor stabiliteit buitenwaarts. De stijghoogte is daarbij gelijk aan de buitenwaterstand.

8.6.4. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In MStab kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 % (eindsituatie). De maatgevende belasting die wordt gehanteerd in de ontwerpberekeningen, treedt pas 10 jaar na aanleg op. Consolidatie van de grondlagen heeft dan volledig plaatsgevonden. De consolidatie en de stabiliteit bij niet volledige consolidatie is nader uitgewerkt in hoofdstuk 14.

8.7. Ontwerpresultaat

8.7.1. Hoogte grondlichaam

Voor de bepaling van de maatgevende combinatie van een hoge waterstand en hoge golven is de maatgevende hoogwaterstand gecombineerd met golfcondities die resulteren in de grootste golfoploop.

Bij het bepalen van de benodigde kruinhoogte is een overslagdebiet gehanteerd van 10 l/s/m. Door het hoge grondlichaam van het woongebied achter de dijk is dit overslagdebiet ter hoogte van de kruin geen gevaar voor de veiligheid.

Tabel 8.9. Benodigde kruinhoogte bij een overslagdebiet van 10,0 l/s/m

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal	windrichting	waterstand	significante	piekperi-	Benodigde
		[° t.o.v. noord]	[° t.o.v. noord]	[m + NAP]	golfhoogte H _s	ode T _p	
					[m]	[s]	[m]
KD1	III noord 3	150	270 (120)	4,6	0,53	3,33	5,1*
KD2	III noord 1	240	270 (30)	4,55	0,84	2,93	5,2
KD3	III noord 1	240	270 (30)	4,55	0,84	2,93	5,2

* = minimale waakhoogte 0,5 m

De hoogte van de klimaatdijk is vanwege landschappelijke overwegingen en in overeenstemming met de wens van het waterschap Groot Salland en gemeente Kampen constant gehouden op NAP +5,20 m.

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

8.7.2. Buitentalud en buitenberm grondlichaam

Voor het buitentalud met onderhoudspad en de (tijdelijke) buitenberm is gecontroleerd of het landschappelijk streefbeeld voldoende stabiel is na het optreden van de maatgevende waterstand en een snelle waterstanddaling (val na hoogwater). Dit is voor de klimaatdijk berekend en onvoldoende bevonden.

Een nadere analyse van de waterstanden levert naar verwachting geen verbetering op van de belastingssituatie. De dikke pakketten klei categorie 1 of 2 die worden toegepast op het buitentalud van de klimaatdijk, houden het water vast bij een snelle daling van de waterstand (volledige daling binnen één dag). Daarom is naast het onderhoudspad een (tijdelijke) buitenberm noodzakelijk ten behoeve van macrostabiliteit buitenwaarts.

Tabel 8.10. Bermlengte buitenberm

dijkvakken	hoogte berm 2115	lengte berm 2115
	[m+NAP]	[m]
KD1	1,5	15
KD2	1,2	13

De aanleg van een tijdelijke buitenberm is voor wat betreft beeldkwaliteit geen gewenste optie. Een alternatief zou gelegen zijn in het plaatsen van een geotextiel onder de aan te brengen verhoging (als sterkte-element in je dijk). Andere alternatieven zijn te vinden in de innovatieve grondverbeteringstechnieken. Het is aan te bevelen deze vrijheid te laten aan de aannemer. Ten behoeve van de kostenraming is op dit moment rekening gehouden met een geotextiel.

8.7.3. Bekleding buitentalud

Het buitentalud van de Klimaatdijk is ontworpen volgende het Addendum bij de leidraad rivieren [lit. 6.]. Daarin staan twee principeprofielen met een kleiwig in het buitentalud in combinatie met een grasbekleding. De principedoorsneden zijn gegeven in Afbeelding 6.8. Deze profielen zijn afdoende voor de ontwerp golfhoogten in het bypassgebied. In het ontwerp is voor zowel de onder- als de toplaag van de wig gerekend met klei categorie 2. De kleiwig is weergegeven in de ontwerp tekeningen in bijlage XI.

8.7.4. Lengte voorland

In de ondergrond zijn grondlagen aanwezig van los gepakt zand. Hierdoor bestaat het gevaar voor zettingsvloeiing van het voorland. Dit mechanisme is dominant over het mechanisme afschuiven van het voorland.

Op basis van de geometrie van het dijkontwerp, de inrichting van het bypass gebied en de diepteligging van de recreatiegeul is de minimale lengte van het voorland bepaald (zie bijlage XIV). De resultaten zijn opgenomen in Tabel 8.11.

De hoogteligging van het voorland is gebaseerd op het Inrichtingsplan (zie bijlage XVII).

Tabel 8.11. Resultaten controle op zettingsvloeiing

dijkvakken	hoogteligging voorland [m+NAP]	minimale lengte voorland [m]
KD1	0	15
KD2	0	10
KD3	0	10

8.8. Niet-waterkerende objecten (NWO's)

Begroeiing

Binnen het waterkeringsprofiel van de klimaatdijk is geen houtige begroeiing toegestaan. Op de overhoogte die gecreëerd wordt voor het woongebied (oranje deel Afbeelding 8.3) is houtige begroeiing toegestaan, wanneer dit meer dan 1,0 m boven het minimumprofiel (gele deel Afbeelding 8.3) ligt.

Wegen en fietspaden

Op de klimaatdijk is een fietspad op de buitenberm voorzien en een wandelpad op de kruin.

Het pad op de kruin van de dijk bevindt zich boven de ontwerpwaterstand. De bovenkant van de verharding is ongeveer gelijk aan de kerende hoogte van de dijk. De toegepaste verharding moet bestand zijn tegen een golfoverslag van 10 l/m/s. Er dient speciale aandacht uit te gaan naar de aansluiting van het pad op de kleiafdekking van de dijk.

Het fietspad op de buitenberm van de klimaatdijk staat bij maatgevende omstandigheden onder water. Het beton dient bestand te zijn tegen golfaanval, omdat het fietspad lokaal de erosiewerende functie van het gras en een deel van de kleibekleding (m.n. het zandcunet onder het pad) overneemt. Dit is in het werp van de verhardingen gecontroleerd. Ook bij het fietspad is de aansluiting op de gras/kleibekleding van belang.

Kabels en leidingen

Een uitgebreide beschrijving van de kabels en leidingen in het projectgebied is opgenomen in het Verleggingsplan [lit. 46.]. In de buurt van de Klimaatdijk liggen twee gasleidingen die de bypass kruisen. (zie Tabel 8.12).

Tabel 8.12. Kabels en leidingen Klimaatdijk

leiding	eigenschappen	ligging	opmerkingen
gasleidingen (2)	-	kruising in westelijk deel bypass	nieuwe horizontaal gestuurde boring op voldoende diepte

De bovenstaande leidingen voldoen aan de veiligheidseisen voor plaatsing nabij een waterkering. Dit is verder uitgewerkt in het Verleggingsplan [lit. 46.].

8.9. Raakvlakken constructies en kunstwerken

Verkeersknoop

Het ontwerp van de klimaatdijk heeft raakvlakken met andere objecten in het gebied. De belangrijkste is de aansluiting op de verkeersknoop Zwartendijk, Slaper, Nieuwendijk. Het ontwerp van dit knooppunt is weergegeven op tekening ZL384.195.2023 in bijlage XI.

Woongebied

Het ontwerp van de Klimaatdijk dient nader afgestemd te worden met de definitieve inrichting van het woongebied. De nadere detaillering van de aansluiting tussen de dijk en het woongebied volgt in een later stadium, wanneer er meer bekend is over het woongebied.

Voor het woongebied bestaan plannen om gebouwen op grote verhogingen aan te leggen in de vorm van lobben. Deze verhogingen hebben mogelijk invloed op de stabiliteit van de Klimaatdijk. Er is onderzocht welke taluds de lobben maximaal mogen hebben om de veiligheid van de dijk niet nadelig te beïnvloeden. Voor verhoging boven NAP +14 m geldt een maximale steilheid van 1:3 (wanneer uitgevoerd in zand), voor lagere verhogingen een maximale steilheid van 1:2.

In het ontwerp van de klimaatdijk is er vanuit gegaan dat de geplande verhogingen tot minimaal de kruinhoogte van de dijk zijn uitgevoerd op het moment dat de ontwerpwaterstand kan optreden (fase 2).

8.10. Legger/KEUR zonering

De legger en KEUR-zonering is uitgewerkt in bijlage II.

8.11. Zettingsanalyse

Voor de zettingsanalyse van de Klimaatdijk zijn dezelfde uitgangpunten gehanteerd als voor de zettingberekeningen van de bypassdijken (zie paragraaf 6.13). De klimaatdijk behoort volgens deze zettingsanalyse tot zettingscategorie C (zie paragraaf 6.13). De resultaten van de zettingsberekeningen zijn gegeven in Tabel 8.13. In de tekeningen van bijlage XI is de totale zettingscompensatie van het dijkprofiel weergegeven.

Er is een toets uitgevoerd van de restzettingseis. De toets bekijkt of aan de restzettingseisen wordt voldaan zonder aanvullende maatregelen te nemen. In vier gevallen wordt niet voldaan aan de restzettingseis en zal dus overhoogte moeten worden toegepast in de aanlegfase. Voor de klimaatdijk zijn bij een aanlegduur van 2 jaar geen aanvullende maatregelen nodig om aan de restzettingseis te voldoen.

Tabel 8.13. Resultaten zettingsberekeningen ter plaatse van de kruin

categorie	zetting na 2 jaar	zetting na 52 jaar	restzetting	toets restzetting
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
A noord	1,39	2,81	1,42	onvoldoende
A zuid	1,30	3,45	2,15	onvoldoende
B noord	0,95	2,02	1,07	onvoldoende
B zuid	1,91	2,46	0,55	onvoldoende
C / klimaatdijk	1,50	1,71	0,21	voldoende

Tabel 8.14. Zettingscompensatie

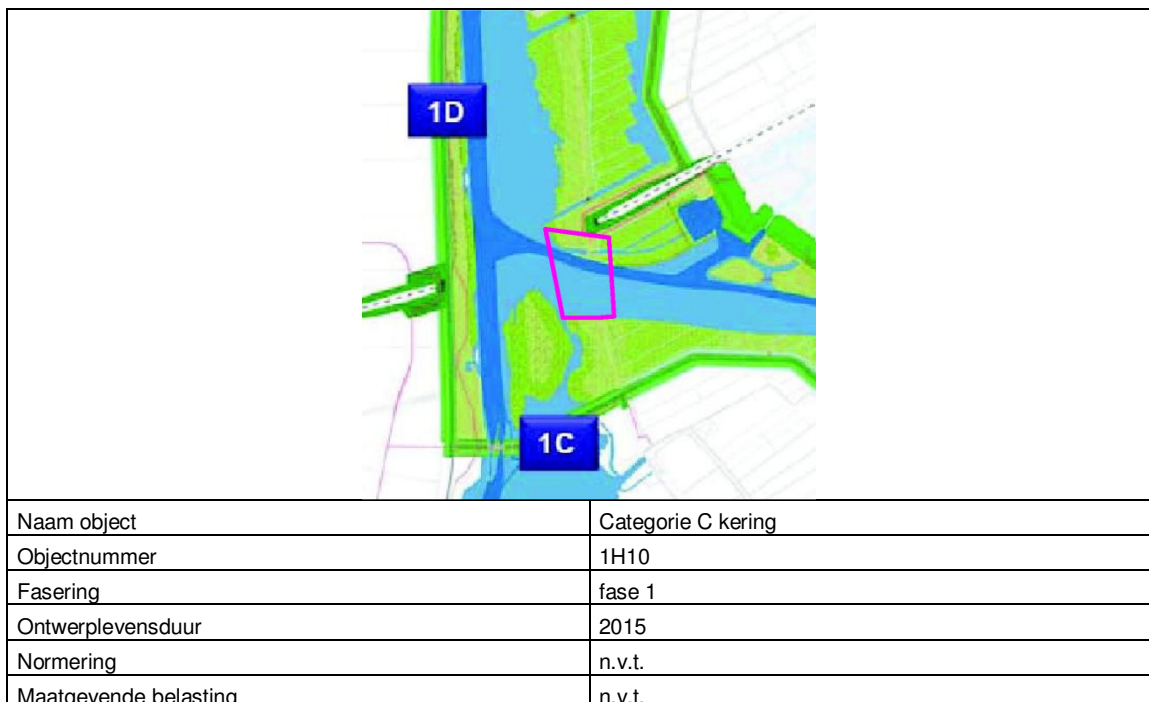
categorie	binnenberm	kruin	buitenberm	totale zettingscompensatie
[-]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]
A noord	1,40	2,80	1,85	95
A zuid	1,80	3,45	1,70	128
B noord	1,30	2,00	1,55	78
B zuid	1,20	2,50	1,60	88
C / klimaatdijk	n.v.t.	1,71	1,50	37

8.12. Hoeveelheden

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

9. 1H10 CATEGORIE C KERING (FASE 1)

9.1. Beschrijving object



De huidige oostelijke dijk van het Drontermeer is geclassificeerd als categorie c-kering. Het is een primaire waterkering die dijkkring 11 beschermt tegen overstromingen vanuit het Drontermeer. Om een verbinding te creëren tussen het bypassgebied en het Drontermeer zal deze kering tussen de Bypassdijken volledig worden verwijderd voor fase 1.

9.2. Algemene uitgangspunten

- de huidige norm van de waterkering is 1/2.000 per jaar. Bij het gereedkomen van de bypassdijken vervalt de waterkerende functie van de categorie C-kering en is er geen norm meer van toepassing;
- in het noordelijke bypassdeel voldoet de dijk als waterscheidende verhoging in zijn huidige vorm.

9.3. Geometrische uitgangspunten

De categorie C-kering is een verhoging in het maaiveld met flauwe taluds. Dit zijn de restanten van een oude oeverwal, er is maar beperkt sprake van een herkenbare dijk.

9.4. Ontwerp bekleding

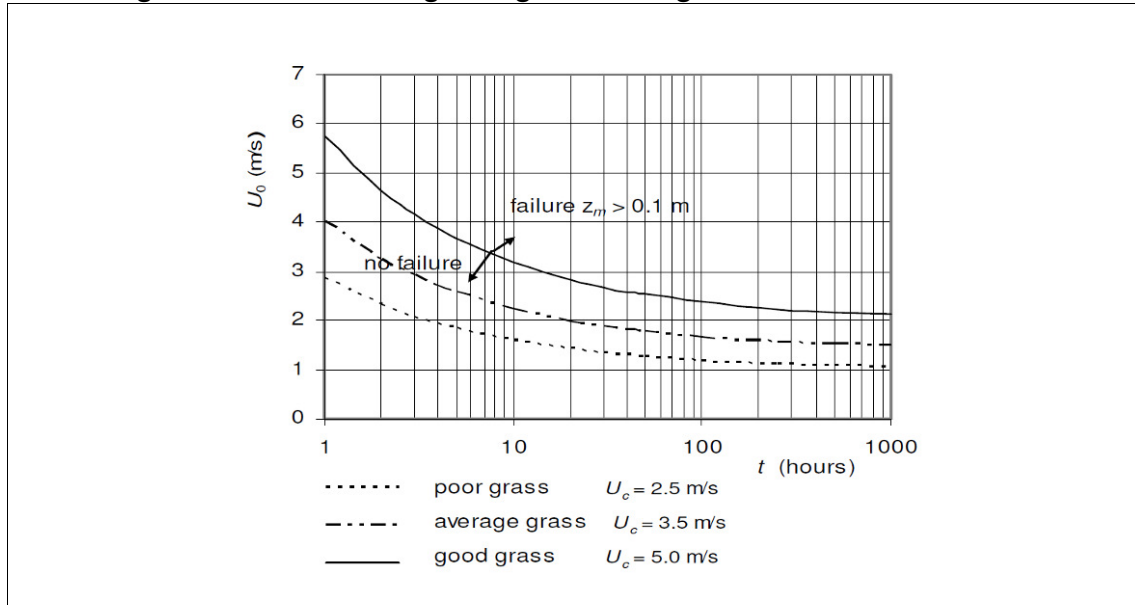
Bij het verwijderen van de C-kering dienen het maaiveld en de oevers langs de geul opnieuw te worden afgewerkt. Het gaat om de volgende taluds:

- boventalud noordzijde;
- ondertalud noordzijde (oever van de vaargeul);
- boventalud zuidzijde;
- ondertalud zuidzijde.

Boventaluds

De beide boventaluds krijgen een zeer flauwe helling gelijk aan de helling van de huidige kering (circa 1:10). Deze taluds worden ingezaaid met gras. Flauwe taluds met een grasbekleding kunnen stroomsnelheden tot 1,5 m/s weerstaan (zie Afbeelding 9.1). In fase 1 zal deze stroomsnelheid langs de oevers niet worden overschreden. De stroomsnelheden in fase 2 zijn ter hoogte van de C-kering maximaal 0,75 m/s (zie bijlage XVIII).

Afbeelding 9.1. Weerstand van gras tegen stroming



Bron: antwoord vraag 0911-0037 helpdesk waterkeren (1 maart 2010)

Ondertaluds

Het ondertalud aan de noordzijde grenst direct aan de vaargeul en wordt met een breuksteenbestorting afgewerkt om erosie te voorkomen. De oever wordt bekleed met breuksteen 5-40 kg (zie [lit. 41.]).

Het ondertalud aan de zuidzijde krijgt zowel een flauw talud van 1:5 voor de ondiepe wateroever (tot NAP -0,70 m), 1:10 daarboven. De oever wordt afgewerkt als een natuurvriendelijke oever met begroeiing. De taludhelling van 1:10 is flauwer dan een gemiddeld afslagprofiel. Met de flauwe taluds is de oever door de begroeiing voldoende beschermd tegen stroming en golven.

9.5. Waterkeringsveiligheid


Het verwijderen van een primaire waterkering is niet toegestaan. Het is daarom in de fase-ring van de uitvoering van belang dat eerst de bypassdijken, de Reevedam en de nieuwe IJsseldijk gereed zijn en de functie van primaire waterkering hebben overgenomen.

9.6. Hoeveelheden

Het betreft een ontgraving waarvoor de hoeveelheden direct worden bepaald in het kader van vrijkomende gronden in het grondstromenplan.

10. 1C1 DIJK DRONTERMEER-VOSSEMEER (FASE 1)

10.1. Beschrijving object



Naam object	Dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam)
Objectnummer	1C1
Fasering	fase 1
Ontwerplevensduur	2025-2065
Normering	1/4000
Maatgevende belasting	noordzijde: bypass fase 2 zuidzijde: Drontermeer fase 2

De dijk Drontermeer-Vossemeer verbindt de huidige Drontermeerdijk met de nieuwe bypassdijk ten zuiden van de bypass. Deze verbinding wordt al in fase 1 aangelegd en dient als verbindende waterkering tussen dijkkring 8 en 11. De dam zal een totale lengte hebben van circa 830 m. Deze primaire kering categorie b beschermt in fase 1 het randmerensysteem af van de invloed van de bypass (en dus indirect van de IJssel). In fase 2 neemt de Reevedam de verbindende functie van de Roggebotsluis over en beschermt het achterliggende water tegen een maatgevende belasting vanuit het IJsselmeer/Ketelmeer.

In fase 1 komen in de dam twee keersluizen op de toekomstige locatie van de schutsluis en van de spuivoorziening. De keersluizen zijn eenzijdig kerend. Ze schermen in extreme situaties het randmerensysteem af van de bypass. Bij inzet van de bypass als een hoogwaterafvoergeul wordt de sluis/kering in de Reevedam gesloten. Een migratievoorziening is niet noodzakelijk omdat de keersluis tijdens dagelijkse omstandigheden geopend is. Op de dam komt een onderhoudsweg voor de keersluis. Het ontwerp en de aansluiting met het damlichaam is ontworpen als onderdeel van het technisch ontwerp [lit. 40.] In fase 1 wordt op de dam nog geen fietspad aangelegd. Omdat de keersluizen onder normale omstandigheden geopend zijn is geen doorgaande verbinding mogelijk.

De vaargeul wordt in fase 1 voorzien van een lokale bypass, zodat scheepvaart via twee keersluizen kan passeren. De huidige vaargeul wordt in combinatie met de westelijke keersluis gebruikt voor het noord-zuid verkeer. De bypass (lokale verbreding) wordt in combinatie met de oostelijke keersluis gebruikt voor het zuid-noord verkeer.

In fase 2 komt in de dijk een schutsluis, een spuivoorziening en een migratievoorziening. De westelijke en oostelijke keersluis uit fase 1 zullen in fase 2 onderdeel uitmaken van res-

pectievelijk de schutsluis en de spuivoorziening. Aan de zuidzijde van de dam komt een verharding die dienst doet als fietspad. De verbinding van het fietspad loopt over de deuren van de sluis in de dam.

In de dijk is een ruimtereservering aangehouden voor een gemaal. Dit gemaal is in de toekomst mogelijk nodig om het spuien naar het IJsselmeer bij een eventuele peilstijging van het IJsselmeer mogelijk te maken.

Aan de dijk wordt behalve met de naam dijk Drontermeer-Vossemeer, ook gerefereerd met de naam Reevedam.

10.2. Algemene uitgangspunten

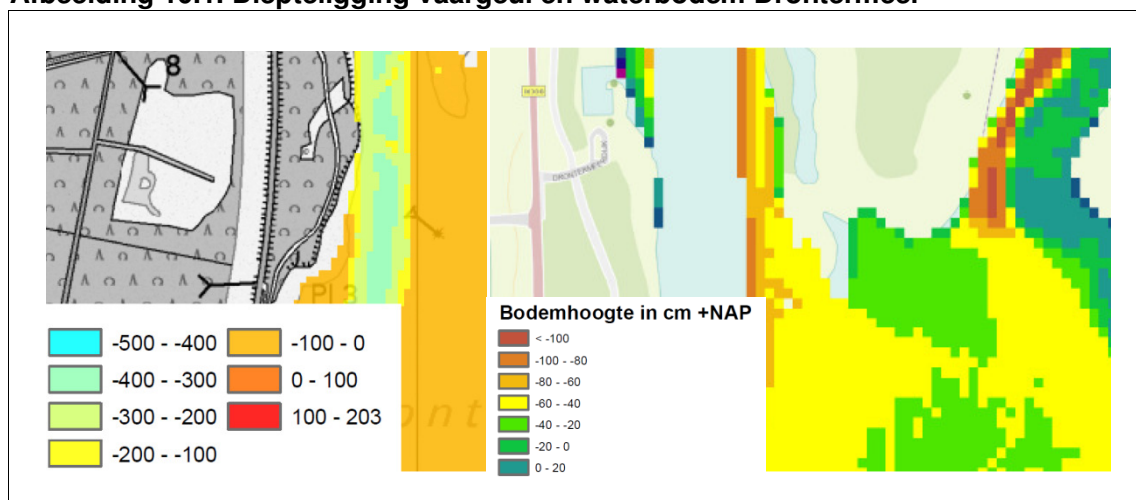
- de Dijk Drontermeer-Vossemeer vormt in fase 1 en fase 2 een verbindende waterkering tussen de primaire waterkeringen van dijkkring 8 en dijkkring 11b. Het voorkomt dat het hoogwater van de IJssel en het IJsselmeer doordringt op het nieuwe Drontermeer. De norm van de verbindende waterkering wordt bepaald door de hoogste norm langs het achterliggende water. In dit geval is dat de norm van dijkkring 8, 1/4000 per jaar;
- de maatregel aan de dijk is ontworpen voor een planperiode van 50 jaar (tot het jaar 2065);
- de Dijk Drontermeer-Vossemeer heeft in fase 2 een dubbelkerende functie. De dijk kan worden belast vanuit het Drontermeer en vanuit de bypass. Dit houdt in de dat alle faalmechanismes vanuit twee richtingen zijn beschouwd.

10.3. Geometrische uitgangspunten

10.3.1. Bodemligging Drontermeer

De dieptegegevens zijn overgenomen uit een peiling van het Drontermeer, uitgevoerd door Rijkswaterstaat in 2006. In afbeelding 9.1 is af te lezen dat de vaargeul een bodemdiepte heeft van circa NAP -4,0 m. De diepteligging van de bodem van het Drontermeer buiten de vaargeul, ter plaatse van de Dijk Drontermeer Vossemeer (Reevedam) bedraagt minimaal NAP -0,6 m.

Afbeelding 10.1. Diepteligging vaargeul en waterbodembodem Drontermeer



10.3.2. Dijkvakken en representatieve profielen

De dijk Drontermeer-Vossemeer wordt aangelegd in fase 1. De dijk wordt ontworpen tot het niveau van een voorontwerp. Voor het ontwerp zijn twee dwarsprofielen beschouwd. Eén dwarsprofiel is genomen naast de huidige vaargeul (DV1) en één dwarsprofiel is genomen in de huidige vaargeul (DV2).

Tabel 10.1. Kilometrerings en representatieve dwarsprofielen

representatief dwarsprofiel	van [km]	tot [km]
DV1	0,00	0,15
DV2	0,15	0,22
DV1	0,22	0,85

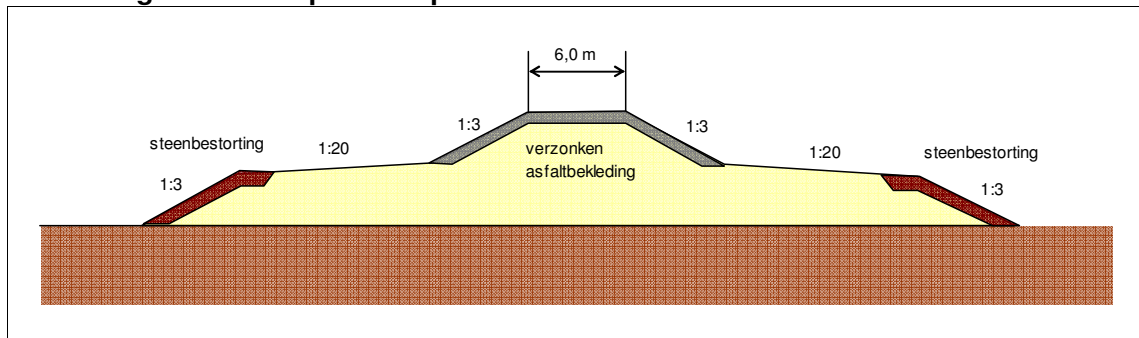
Vanuit een landschappelijke wens zal het ontwerp zoveel mogelijk worden vormgegeven als een groene dam met rechte taluds en een steenbekleding aan de teen ter plaatse van de waterlijn.

10.3.3. Principe dwarsprofiel

Vanuit landschappelijke overwegingen en vanwege de functies die door de Reevedam moeten worden vervuld, is het principeprofiel aangehouden, dat is weergegeven in Afbeelding 10.2.

Als uitgangspunt voor de berekeningen is uitgegaan van een kruinhoogte van NAP +4,6 m met een breedte van 6 m. Voor het talud van de kruin is uitgegaan van 1:3. Op de kruin bevindt zich een onderhoudsweg. Op de zuidelijke berm bevindt zich in fase 2 een fietspad.

Afbeelding 10.2. Principe dwarsprofiel



10.4. Hydraulische uitgangspunten

De hydraulische ontwerpparameters zijn gegeven in Tabel 10.2. Een onderbouwing van deze parameters is gegeven in de [lit. 45.] en bijlage IV en V. Voor de waterstand aan de binnenzijde van de dam is een schatting gemaakt van de afwaaiing [lit. 45.]. De afwaaiing op het Drontermeer bedraagt bij een noordwester storm (hoogwater op de bypass) 0,5 m. De afwaaiing op de bypass bedraagt bij een zuidwester storm (hoogwater op het Drontermeer) 1,0 m.

Tabel 10.2. Hydraulische ontwerpparameters

dijkvakken	HR-locatie	dijknormaal	windrichting	ontwerpwa-	significante	piekperi-	binnenwa-
		[° t.o.v. noord]	[° t.o.v. noord]	terstand	golfhoogte H _s	ode	terstand
				[m + NAP]	[m]	T _p	[m+NAP]
						[s]	
DV1+2	Reve noord	330	330 (0)	4,00*	0,78	2,50	-0,8
DV1+2	Reve zuid	30	-	2,45	-	-	-1,4

* ontwerpwaterstand + toeslagen

10.5. Geotechnische uitgangspunten

10.5.1. Bodemopbouw

Voor de schematisatie van de ondergrond is verschillend grondonderzoek geraadpleegd:

1. DINO-loket;
2. geotechnisch lengteprofiel (bijlage VI);
3. resultaten grond- en laboratoriumonderzoek ten behoeve van de dijkverbetering Geldersesluis - Reeve te Noordeinde (Wiertsema & Partners, d.d. 20 oktober 2010).

Uit het DINO-loket zijn boringen B21C0166, B21C1243, B21C1244 en B21C1246 geraadpleegd. Deze zijn aan de westelijke oever uitgevoerd. Het geotechnische lengteprofiel bevindt zich ten oosten van het Drontermeer waar de Bypassdijken worden aangelegd. Het grondonderzoek van Wiertsema & Partners (d.d. 29 oktober 2010) bevindt zich tevens ten oosten van het Drontermeer nabij de Geldersesluis.

Het beschikbare grondonderzoek toont een homogeen beeld van de ondergrond. Boven het pleistocene zand wordt een veenlaag aangetroffen met een dikte variërend tussen 0,8 en 1,9 m. Boven de veenlaag is een zandige kleilaag of kleiig zand aanwezig volgens het geotechnische lengteprofiel. De boringen uit het DINO-loket tonen een zandlaag boven het veenpakket.

Op basis van het beschikbare grondonderzoek is de bodemopbouw van de ondergrond geschematiseerd volgens Tabel 10.3.

Tabel 10.3. Maatgevende grondopbouw

grondsoort	van	tot
	[m + NAP]	[m + NAP]
OA	maaiveld (wisselende hoogte)	-1,5
veen	-1,5	-3,5
zand los	-3,5	->

Bij het ontgraven van de vaargeul in het Drontermeer zijn ter hoogte van het eiland Reeve oude boomresten (boomstobben) gevonden in de bodem. Mogelijk bevinden deze zich ook ter hoogte van de dijk Drontermeer-Vossemeer. Deze boomresten kunnen de aanleg van de dam bemoeilijken/vertragen. Bij het ramen van de uitvoeringskosten moet hiervoor een risicopost worden opgenomen.

10.5.2. Geotechnische parameters

De waarden van de geotechnische parameters zijn overgenomen uit de proevenverzameling van de bypassdijken (zie paragraaf 6.5). De rekenwaarden van de parameters zijn gegeven in Tabel 10.4, Tabel 10.5 en Tabel 10.6.

Tabel 10.4. Rekenwaarden volumiek gewicht

grondsoort	γ_d [kN/m ³]	$\gamma_{sat,d}$ [kN/m ³]
zand antropogeen	18	20
klei antropogeen	17	17
klei (diep)	16,5	16,5
klei toplaag	17	17
klei humeus	13	13
klei zandig	17,6	18,6
veen	9,7	9,7
zand slap (lost gepakt)	17	19
zand matig (matig gepakt)	18	20
zand vast (vast gepakt)	18	20
Pleistoceen zand	19	21

Tabel 10.5. Rekenwaarden sterkteparameters natuurlijk klei- en veenlagen

grondsoort	τ_d voor $\sigma=5$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=30$ [kN/m ²]	τ_d voor $\sigma=150$ [kN/m ²]
veen	2,4	7,8	29,8
klei (diep)	3,3	14,2	52,1
klei humeus	2,2	11,2	48,1
klei zandig	5,8	18,3	74,9

Tabel 10.6. Rekenwaarden sterkteparameters overige grondsoorten

grondsoort	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
zand antropogeen	0	28
klei antropogeen / toplaag	3,3	14,7
zand slap (lost gepakt)	0	25,7
zand matig (matig gepakt)	0	28
zand vast (vast gepakt)	0	30,3
Pleistoceen zand	0	30,3

10.5.3. Stabiliteitsfactor grondlichamen

De veiligheid tegen afschuiven is voor de dijk Drontermeer-Vossemeer verwerkt in de volgende factoren:

- materiaalfactoren: reeds verwerkt in de rekenwaarden voor de sterkteparameters;
- modelfactor: 1,00 voor Bishop en 1,05 voor Uplift Van;
- schadefactor 1,11 indien hoogwater gecorreleerd,
1,05 indien niet hoogwater gecorreleerd;
- schematiseringsfactor: 1,1 (zie paragraaf 3.3.3).

Een toelichting op deze factoren is gegeven in de Memo uitgangspunten en randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en fase 2. Op basis van de bovenstaande factoren gelden de stabiliteitsfactoren zoals opgenomen in Tabel 10.7.

Tabel 10.7. Stabiliteitsfactoren per zone en model

zone	SF Bishop (1/4000)	SF Uplift Van (1/4000)
binnenwaarts zone 1	1,22	1,28
binnenwaarts zone 2	1,16	1,21
binnenwaarts zone 3	-	-
buitenwaarts	1,16	-

10.6. Waterspanningen

10.6.1. Freatische lijn

De freatische lijn is geschematiseerd met behulp van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 56.] op basis het model uit bijlage I.

10.6.2. Stijghoogte eerste watervoerende pakket

Voor de berekening van de stijghoogte in het watervoerende pakket is het vereenvoudigde model uit bijlage I van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken toegepast. In de berekening met methode Bishop zijn de sterkteparameters c en ϕ van het kleipakket in de binnenteen van de dam gereduceerd tot 0 in verband met opdrijven/opbarsten van de top-laag.

10.6.3. Consolidatiegraad slecht doorlatende lagen

Het tijdsafhankelijke verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen is van belang bij de beoordeling van de macrostabiliteit. In D-Geo Stability kunnen wateroverspanningen worden gemodelleerd door het aangeven van de consolidatiegraad (aanpassingspercentage) in elke laag ten opzichte van de aangebrachte bovenbelasting.

Voor de beoordeling van de macrostabiliteit is het aanpassingspercentage voor alle grondlagen gelijk genomen aan 100 % (eindsituatie). Het aanpassingspercentage als gevolg van een tijdelijke verkeersbelasting is voor de zandlagen gelijk genomen aan 100 %. Voor de cohesieve grondlagen is gerekend met een aanpassingspercentage van 0 % bij tijdelijke belasting.

10.7. Uitvoeringsmethode

Er is een haalbaarheidsanalyse uitgevoerd om te beoordelen welke materialen geschikt zijn om de kering in het Drontermeer te construeren. Hiertoe is een materiaalinventarisatie gedaan. Op basis van deze materialen zijn ontwerpvarianten opgesteld. Van deze varianten is op kwalitatieve wijze de haalbaarheid beoordeeld.

10.7.1. Beschikbare materialen

De in de waterbouw gekende materialen zijn:

- zand;
- klei;
- keileem

- mijnsteen;
- stortsteen;
- geokunststoffen, wiepen, vlas;
- beton;

10.7.2. Varianten

Voor deze materialen is een voorselectie van alternatieven uitgevoerd op basis van de materiaaleigenschappen, zoals:

- waterdichtheid (klei is waterdicht, zand niet);
- maakbaarheid (klei kan niet onder water aangebracht worden, bij (kei)leem kan dit wel mits met zorg behandeld, het nadeel van keileem is dan weer de lange consolidatietijd en lastige verdichting);
- mogelijke taludhelling (zand onder water aanbrengen zonder te verdichten is mogelijk onder een taludhelling van circa 1:6, stortsteen 1:3);
- zand en klei zijn in de omgeving beschikbaar (stortsteen moet van ver worden aangevoerd);
- kosten (stortsteen is relatief duur, klei en zand minder).

Afbeelding 10.3. Stortsteendam, kleidam, zanddam, zanddam met stortsteen (v.l.n.r.)



De vier varianten zijn:

- stortsteendam;
- kleidam;
- zanddam;
- gecombineerde zand en stortsteendam.

10.7.3. Analyse

Om de bovenstaande varianten te kunnen beschouwen is systematisch gekeken naar de huidige en beoogde situatie ten aanzien van:

- geometrie;
- waterdichtheid;
- beschikbaarheid;
- erosiebestendigheid.

Geometrie

De huidige geometrie is een vlakke bodem. De waterdiepte bepaald de lengte van het onderwatertalud. Hoe dieper het Drontermeer, hoe meer onderwatertalud. De dieptemetingen die door Rijkswaterstaat beschikbaar gesteld zijn laten zien dat de waterdiepte buiten de vaargeul zeer gering is. De bodemdiepte ligt op NAP -0,6 m.

Bij diep water is een zanddam ongunstig, omdat onderwatertaluds uit zand erg flauw zijn. Omdat het water ondiep is, is een zanddam in dit geval wel een gunstige (goedkopere) oplossing dan bijvoorbeeld stortsteen. Voor de aanvoer van het materiaal zal gezien de geringe waterdiepte gewerkt moeten worden vanaf de kant, waarbij door dumpers/vrachtwagens een landhoofd gevormd wordt. Doordat het water ondiep is kunnen grote/hoge dumpers door het water rijden Wanneer de vaargeul bereikt wordt kan materiaal per kraanschep worden overgeslagen. Belangrijk aandachtspunt voor de uitvoering is dat de vaargeul tijdens de uitvoering niet gestremd mag worden. Hier moet bij de bouwfasering van de Reevedam en het ontwerp van de Reevesluis rekening mee gehouden worden.

Waterdichtheid

Een kleidam is waterdicht. Dit is gunstig voor de ligging van de freatische lijn tijdens een hoogwater, maar ongunstig voor piping. Een stortsteendam is volledig doorstroombaar en dient alleen als golfbreker. De waterstand op het Drontermeer ten zuiden van de Dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam) zou tijdens een hoogwater op de IJssel te sterk toenemen bij het toepassen van een doorstroombare dam.

Een zanddam is gunstig vanuit het oogpunt van piping. Piping kan alleen optreden langs de onderzijde van cohesieve lagen in de ondergrond en niet direct onder een zanddam op een zandige ondergrond. Daarnaast heeft zand boven water goede sterkte-eigenschappen tegen afschuiven. Een gecombineerde zand/stortsteendam zou een oplossing zijn als een groot deel van de dam onder het wateroppervlak zou liggen, aangezien dit niet het geval is, ligt een zanddam met teenbestorting meer voor de hand.

Beschikbaarheid

Vanwege de aanleg van de zomerbed verlaging en het ontgraven van de bypass, is zowel klei als zand in de nabijheid voorhanden. Stortsteen zal moeten worden aangevoerd.

Erosiebestendigheid

Zand is weinig erosiebestendig. Bij golfbelasting kan zand in transport komen. Daarnaast kan zand bij verwerking leiden tot vertroebeling van het water. Gezien de geringe waterdiepte zijn beide effecten niet op grote schaal te verwachten. Tevens is zand bij de aanleg van de Drontermeertunnel gebruikt, zoals te zien in Afbeelding 10.3. Bij de beheerder van het oppervlaktewater zijn van dat project geen onacceptabele nadelige effecten op de omgeving bekend.

Een volledige stortsteendam is erosiebestendig, wanneer de filterregels nageleefd worden bij de dimensionering van de opbouw van de dam. Door de dam op te bouwen met zand en

stortsteen kan het onderwatertalud steiler opgetrokken worden en kan uitspoeling van zand worden verminderd. De stortsteen kan in de eindsituatie dienstdoen als bekleding.

Een kleidam of keileemdams is uit zich zelf erosiebestendig, maar kan golven weerstaan tot een beperkte golfhoogte. Bovenop de keileem zal alsnog een erosiebestendig bekleding aangebracht moeten worden. Asphalt zal dan lastig te verdichten zijn, wat nadelige effecten heeft (doorgroei van riet, bros worden en erosie).

Waterstandsverschillen tijdens de uitvoering treden beperkt op door de gelijktijdige aanleg van twee keersluizen. De afwezigheid van grote waterstandsverschillen maakt dat deze sluiting waarschijnlijk zonder moeite gerealiseerd kan worden.

10.7.4. Conclusie uitvoeringsmethode

Op basis van bovenstaande analyse zijn meerdere uitvoeringsmethodes mogelijk. De klei/keileemdams lijkt technisch het minst waarschijnlijk in verband met de verwerking onder water.

Op basis van bovenstaande analyse is gekozen om een voorontwerp op te stellen van een zanddam met een teenbestorting. Gezien de geringe waterdiepte is niet echt sprake van een onderwatertalud. Door toepassing van een kraagstuk (geotextiel met een filterconstructie en stortsteen bekleding) zijn de voordelen van een onderwatertalud van stortsteen ook benut.

10.8. Ontwerpresultaat

In deze paragraaf is het ontwerp van een zanddam met bestorte vooroever uitgewerkt.

10.8.1. Hoogte grondlichaam

Kruinhoogte

Voor de bepaling van de maatgevende combinatie van een hoge waterstand en hoge golven is de maatgevende hoogwaterstand gecombineerd met golfcondities die resulteren in de grootste golfloop. De belasting vanaf het IJsselmeer is maatgevend voor de hoogte van de dam.

De benodigde kruinhoogte is bepaald bij een maximaal overslagdebiet van 10 l/m/s. De kruinhoogte die resulteert uit de overslagberekeningen bij dit overslagdebiet, is lager dan de omringende keringen.

In het IJsselmeergebied kunnen extreme oscillaties optreden ([lit. 13.] en [lit. 14.]). Dit fenomeen is nog niet volledig begrepen, maar kan een risico vormen voor de dijkveiligheid in het bypassgebied. Doordat de Reevedam lager wordt aangelegd dan de omringende keringen kan de Reevedam functioneren als demping voor de oscillerende waterstand. Hierdoor wordt mogelijk de overslag en overloop van de categorie a keringen in de bypass beperkt.

Het overslagdebiet van 10 l/m/s kan op het nieuwe Drontermeer worden geborgen. Bij een overslagduur van circa 23 uur en damlengte van circa 800 m, is de maximale hoeveelheid water die over de dijk slaat 700.000 m³. Het bergend oppervlakte van het Nieuwe Drontermeer bedraagt circa 60 km². Het overslagdebiet leidt maximaal tot een toename van de gemiddelde waterstand met 1 cm.

Tabel 10.8. Benodigde kruinhoogte

dijkvakken	HR locatie	dijknormaal	windrichting	waterstand	significante golfhoogte H_s	piekperi- ode T_p	Benodigde kruinhoogte
		[° t.o.v. noord]	[° t.o.v. noord]	[m + NAP]	[m]	[s]	[m+NAP]
DV1	Reve noord	330	330 (0)	4,00	0,78	2,50	4,6

De basisgegevens en de berekeningsresultaten van PC-overslag zijn opgenomen in bijlage XVI.

Overslag bij oscillaties

Het effect van een tijdelijk hogere waterstand door slingering van het IJsselmeerbekken op de overslagsituatie bij de Reevedam en de gevolgen voor het Drontermeer, zijn in deze fase onderzocht met enkele schattende berekeningen. Daarbij is gekeken naar stijging van het ontwerppeil met 1 m gedurende 5 minuten. Dit leidt tijdelijk tot een overloop situatie. Met behulp van overlaatformules is voor deze situatie het debiet berekend. Dit komt overeen met een totaal debiet over de Reevedam van 640 m³/s. In vijf minuten bedraagt dit 192.000 m³ overloop. Op het nieuwe Drontermeer leidt dit tot een waterstandstijging van 3,2 mm. Een stijging van 3 mm is binnen de nauwkeurigheid van de methodes voor waterstandbepaling.

Om de gevoeligheid te onderzoeken is ook gekeken naar een langere waterstandstijging van 30 minuten met een gemiddelde toename van de waterstand met 0,5 m. Dit leidt tot een overloopdebiet van 17,5 m³/s gecombineerd met een golfoverslag van 0,25 m³/s. De totale hoeveelheid overslag en overloop die in deze situatie optreedt, is minder (circa 32.000 m³).

10.8.2. Taluds en bermen grondlichaam

Het ontwerp is opgesteld voor profiel DV1 (zie bijlage XI, tekening ZL384.195.2011) dat als maatgevend is beschouwd. Profiel DV1 ligt ten oosten van de vaargeul. Het ontwerp van DV1 is overgenomen in profiel DV2 (ter hoogte van de vaargeul) waarbij onderwatertaluds zijn toegepast van 1:6.

Aan de noordzijde (Vossemeerzijde) is een berm voorzien met een lengte van 18 m die aangrijpt op de dijk op een hoogte van NAP +2,0 m. Aan de zuidzijde (Drontermeer zijde) grijpt de berm eveneens aan op een hoogte van NAP +2,0 m. De berm aan deze zijde is 22 m lang.

Tabel 10.9. Resultaten berekeningen

profiel	situatie	zone	norm [-]	veiligheidsfactor [-]
DV1	MHW Drontermeer	STBI zone 1	1,22	1,39
		STBI zone 2	1,16	1,17
		STBU	1,16	1,73
DV2	MHW Vossemeer	STBI zone 1	1,22	1,34
		STBI zone 2	1,16	1,18
		STBU	1,16	1,52
DV2	MHW Drontermeer	STBI zone 1	1,22	1,64
		STBI zone 2	1,16	1,64
		STBU	1,16	1,63

profiel	situatie	zone	norm [-]	veiligheidsfactor [-]
	MHW Vossemeer	STBI zone 1	1,22	1,27
		STBI zone 2	1,16	1,27
		STBU	1,16	1,41

De stabiliteitsberekeningen zijn te vinden in bijlage VIII. Het ontwerp van de doorsnede is gegeven in bijlage XI.

Pipingberm

De dijk is gelegen op een ondergrond van losgepakt zand. Bij een hoogwatersituatie zal daardoor een kwelsituatie ontstaan met relatief grote grondwaterstromsnelheden.

In de huidige vaargeul ligt de zandkern van de dam direct op de zandige ondergrond. Daardoor kan daar geen piping ontstaan.

In profiel DV1 bevindt zich een zandige kleilaag. De potentiaal onder de binnenteen van de dijk kan hierdoor stijgen. Opdrijven en opbarsten is echter niet aan de orde.

Op de overgang tussen DV1 en DV2 is opbarsten wel mogelijk en kan mogelijk piping ontstaan. Voor deze situatie is de minimaal vereiste kwelweglengte van de dijklichamen bepaald met behulp van de regel van Bligh en Sellmeijer.

Tabel 10.10. Resultaten opbarsten en piping berekeningen

belasting	aanwezige kwelweglengte 2065 [m]	vereiste kwelweglengte Bligh 2065 [m]	vereiste kwelweglengte Sellmeijer 2065 [m]
	DV1 (noord)	85	69
DV1 (zuid)	85	46	41

Door de aanwezigheid van de flauwe taluds is de aanwezige kwelweglengte voldoende.

Taludbekleding

Aan beide zijdes zal de dam bekleed worden met een harde bekleding om weerstand te bieden tegen golfaanval en stroming.

Op de onderzijde van het talud (tot aan de berm) zal een steenbekleding worden aangebracht bestaande uit breuksteen. Voor de maatgevende golfaanval is de minimale gradering berekend op een breuksteen sortering 10-60 kg op een geotextiel (zinkstuk). De berekening is opgenomen in bijlage XXV.

Op het boventalud is een verzonken steenasfalt bekleding (0,1 m) aangebracht op een laag zandasfalt (0,1 m). Deze bekleding is bestand tegen golfaanval vanaf de bypass en tegen de grote stroomsnelheden die ontstaan bij een tijdelijk overloopsituatie (als gevolg van oscillaties van het IJsselmeer). Daarnaast is de bekleding voldoende doorlatend om verzadiging van het gras- en teelaardepakket onder dagelijkse omstandigheden te voorkomen. De sterkte-analyse van de bekleding is opgenomen in bijlage XXV.

10.8.3. Lengte voorland

Het niveau van de geulbodem ligt op NAP -4,0 m (bijlage XXX). Bij toepassing van taluds met een helling van 1:6 onder de beëindiging van de stortsteen bekleding wordt de afstand van de kruinlijn tot aan de geul aan de noordzijde 62,5 m en aan de zuidzijde 65 m. Deze afstand is voldoende voor een stabiel voorland.

10.8.4. Ecologische migratie

Voor de ecologische migratie van kleine knaagdieren van de westzijde van het Drontermeer naar de oostzijde en andersom, is aan de noordzijde van de Dijk Drontermeer-Vossemeer een zone voorzien langs de waterlijn. In deze zone wordt op het einde van de berm op de bestaande leeflaag van 0,30 m teelaarde met gras hoog gras en struikgewas toegestaan.

Deze zone grenst direct aan het water met flauwe taluds (1:5) zodat knaagdieren een deel van de migratie door het water kunnen doen (onder andere ter hoogte van de kunstwerken). Na het optreden van hoogwater op de bypass zal indien nodig een deel van de migratiezone worden hersteld.

10.9. Raakvlakken constructies en kunstwerken

Het ontwerp van de grondlichamen van de dam heeft raakvlakken met andere objecten in het gebied. De belangrijkste zijn:

- tijdelijke keersluizen (fase 1) dijk Drontermeer-Vossemeer;
- aansluiting op de te versterken Drontermeerdijk;
- spuivoorziening dijk Drontermeer-Vossemeer;
- migratievoorziening dijk Drontermeer-Vossemeer;
- schutsluis dijk Drontermeer-Vossemeer ('Reevesluis');
- gecombineerd fietspad en onderhoudsweg op de kruin (inclusief aansluitingen).

Deze raakvlakken zijn afgestemd met het technisch ontwerp en het Inrichtingsplan. De raakvlakken zijn in de tekeningen vorm gegeven (zie bijlage XI).

10.10. Zettingsanalyse

Voor de dijk Drontermeer-Vossemeer is een zettingsanalyse uitgevoerd. De uitgangspunten voor deze analyse zijn gerapporteerd in bijlage XXII. De belangrijkste resultaten zijn gegeven in Tabel 10.11.

Tabel 10.11. Resultaten zettingsanalyse dijk Drontermeer-Vossemeer


resultaat	waarde	eenheid
zettingscompensatie kruin	1,0	m
zettingscompensatie zijbermen	0,75	m
totale zettingscompensatie	59	m ³ /m'
theoretische aanleghoogte kruin	5,6	m + NAP

10.11. Hoeveelheden

De benodigde hoeveelheden zijn vermeld op de ontwerptekeningen in bijlage XI.

11. 1E1-1 DIJK ROGGEBOT (FASE 1)

11.1. Beschrijving object



Naam object	Dijk Roggebot fase 1
Objectnummer	1E1-1
Fasering	fase 1
Ontwerplevensduur	2015-2025
Normering	zuidzijdek: n.v.t. (standzekerheidseis) noordzijde: 1/4000 (relatie met veiligheid dijkkring 8)
Maatgevende belasting	noordzijde: Vossemeer fase 1 zuidzijde: bypass fase 1

De Roggebot is in fase 1 het bepalende punt van het gehele bypasssysteem. Het maximale debiet in de bypass wordt bepaald door het debiet dat gespuid kan worden door de huidige schutsluis. Dit bepaalt tevens de maximaal optredende waterstand in de bypass tijdens inzet van het inlaatwerk.

De Roggebotkering is een primaire waterkering categorie b. De kering keert in fase 1 hoogwater vanuit het IJsselmeer-Ketelmeer-Vossemeer. De dijken langs de bypass zijn in fase 1 nog niet berekend op een maatgevende stormsituatie vanuit het IJsselmeer. Daarom dient de Dijk Roggebot in fase 1 water vanuit het IJsselmeer te keren. In de huidige situatie en in fase 1 is voor de Roggebotkering geen toetspeil aan de zuidzijde gedefinieerd. Het falen van de waterkering bij een belasting aan de zuidzijde is geen direct gevaar voor de waterkeringsveiligheid. De kans dat een hoogwater aan de zuidzijde direct wordt gevolgd door een hoogwater aan de noordzijde is klein. Hierdoor is er voldoende tijd (nood)maatregelen te treffen mocht een calamiteit zich voordoen.

De Roggebotsluis en het aangrenzende grondlichaam zijn in de tweede ronde toetsing op veiligheid afgekeurd. Op dit moment wordt daarom een versterking uitgevoerd van de Roggebotsluis en van de noordzijde van de grondlichamen [lit. 12.].

In fase 1 treedt er tijdens het spuien een verval op over de Roggebotkering. Voor de standzekerheid van het landhoofd is daarom noodzakelijk te controleren of de aangrenzende grondlichamen bij de Roggebotsluis hiertegen bestand zijn.

11.2. Algemene uitgangspunten

Voor een belasting vanuit het Drontermeer is voor de Roggebotkering geen normfrequentie bepaald. De standszekerheid is beoordeeld aan de hand van de optredende stabiliteitsfactor.

11.3. Geometrische uitgangspunten

De geometrie van de grondlichamen is beschreven in het projectplan van de lopende versterking van de Roggebotkering [lit. 12.].

Maatgevend dwarsprofiel

Dwarsprofiel 4 van tekening 44A-58472/44A-58473 is als maatgevend beschouwd. Zowel de situatie met en zonder de geplande versterking is getoetst.

Onderwatertalud

De geometrie onder de waterlijn (circa NAP -0,4 m) is onbekend. Voor dit gedeelte is daarom een veilige aanname gedaan. Het onderwatertalud is geschematiseerd met een helling 1:3 tot een niveau van NAP -2,5 m. Tot 5 m uit de teen is een 1 m dikke laag stortsteen geschematiseerd.

In uitvoering zijnde versterking

De versterking is beschreven in het projectplan dijkversterking [lit. 12.]. De volgende versterkingen zijn voorgenomen:

- de sluis, (stormvloeddeuren, bovenlandhoofden van de schutsluis et cetera);
- ophogen van aanwezige grondlichaam;
- verbeteren bekleding op buitentalud.

De versterking van de sluis vindt niet plaats ter hoogte van de maatgevende doorsnede en heeft daarom geen invloed op de beoordeling van de grondlichamen en is daarmee niet relevant voor de toetsing van de aansluitende dijk Roggebot (fase 1).

Het versterkingsontwerp voor het grondlichaam bestaat uit:

- het verhogen van de tuimelkade tot NAP +5,20 m;
- het aanbrengen van een berm aan de noordzijde op circa NAP +3,4 m;
- het bestorten van het noordelijk talud met breuksteen;
- ter plaatse van de uitstroom van het gemaal zal een stalen damwand worden aangebracht in verband met het ruimtebeslag.

11.4. Hydraulische uitgangspunten

Freatische lijn

De freatische lijn is geschematiseerd conform het Technisch rapport waterspanningen bij dijken.

Waterstanden

Gedurende dagelijkse omstandigheden bevindt het waterpeil zich op een niveau van NAP -0,4 m. Het maatgevend hoogwater op het Drontermeer treedt op bij een zuidwester storm. De waterstand neemt dan toe tot NAP +2,2 m.

De waterstand aan de zuidzijde van de dijk op het moment dat de bypass wordt ingezet als stroomgeul, is gelijk aan NAP +1,70 m.

Op het Vossemeer (buitenzijde) is een waterstand van NAP-0,4 m aangehouden (zie Systeemanalyse, H3. en Hydraulica en Veiligheid paragraaf 6.3).

Golven

De golfbelasting is in fase 1 gelijk aan de golven in de huidige situatie.

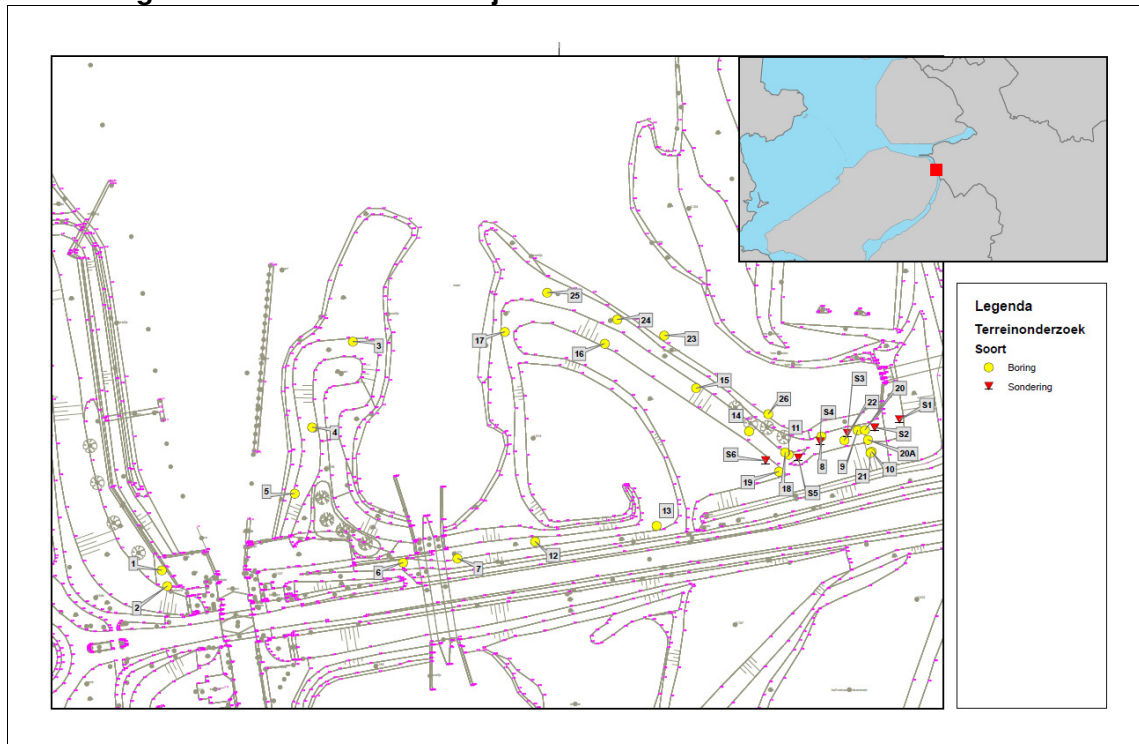
11.5. Geotechnische uitgangspunten

11.5.1. Beschikbaar grondonderzoek

Direct ten oosten van de Roggebotkering bevinden zich drie sonderingen (7000 t/m 7002) en een boring (24-04). Dit grondonderzoek laat een homogene ondergrond zien.

Van RWS is het grondonderzoek dat is verzameld ten behoeve van de versterking van de Roggebotsluis ontvangen. Dit grondonderzoek dateert uit meerder jaren. Er zijn 10 diepe boringen en 6 sonderingen beschikbaar aan de oostzijde van de Roggebotkering. Naast dit onderzoek zijn er nog 3 ondiepe boringen in de dijk beschikbaar (6, 7 en 12) nabij het maatgevende profiel nabij de Roggebotsluis.

Afbeelding 11.1. Grondonderzoek Rijkswaterstaat



11.5.2. Geotechnisch profiel

Het beschikbare grondonderzoek toont een veenlaag tussen NAP -2,5 m en NAP -4,8 m. In onderstaande tabel is de dikte van de veenlaag per boring/sondering gegeven.

Tabel 11.1. Dikte veenlaag

Boring	Bovenkant [m +NAP]	Onderkant [m +NAP]	Laagdikte [m]
18	-2,85	-4,10	1,25
19	-3,17	-4,17	1,00
23	-3,45	-4,75	1,30
24	-3,20	-4,50	1,30
25	-2,81	-4,11	1,30
26	-3,60	XX	XX
S1	-3,2	-4,3	1,1
S2	-3,7	-4,5	0,8
S3	-3,4	-4,7	1,3
S4	-3,3	-4,5	1,2
S5	-3,0	-4,2	1,2
S6	-3,0	-4,4	1,4
7000	-2,5	-3,8	1,3
7001	-2,5	-3,8	1,3
7002	-2,5	-4,0	1,5

Direct boven de veenlaag bevindt zich in enkele boringen/sonderingen een laag humeuze klei, die overgaat in een laag kleilig zand/zandige klei. In de overige boringen/sonderingen bevindt deze zandige kleilaag zich direct boven het veenpakket. Aan de onderkant van de veenlaag bevindt zich slap zand tot een diepte van ongeveer NAP -12 m. Hieronder bevindt zich matig vast zand.

De drie ondiepe boringen nabij de Roggebotsluis tonen enkel zand. De boringen zijn op 1 m diepte ten opzichte van het maaiveld genomen en het maaiveldniveau bevindt zich rondt NAP +3,5 m.

11.5.3. Maatgevende bodemopbouw

Boring 7002 is als maatgevend beschouwd. De veenlaag ligt hier relatief hoog. De in enkele boringen/sonderingen gevonden humeuze kleilaag ligt niet of nauwelijks hoger dan de veenlaag in boring 7002. Op basis van drie ondiepe sonderingen nabij het maatgevend profiel is de dijk als zanddijk geschematiseerd. Er is gekozen voor een veilige schematisatie vanwege de beperkte hoeveelheid lokaal grondonderzoek.

11.6. Beoordeling stabiliteit

11.6.1. Macrostabieliteit

In Tabel 11.2 zijn de resultaten weergegeven van de berekeningen van de binnenwaartse macrostabieliteit. In Tabel 11.3 zijn de resultaten weergegeven van de berekeningen van de buitenwaartse macrostabieliteit bij een maatgevende waterstand op de bypass in fase 1. De berekeningsresultaten zijn opgenomen in bijlage XXV.

Vanwege de lage berekende veiligheidsfactoren is ook een analyse van de standzekerheid tijdens dagelijkse omstandigheden uitgevoerd met een waterstand aan beide zijden van de Roggebotkering gelijk aan de gemiddelde waterstand (GWS).

Tabel 11.2 Resultaten macrostabiliteit binnenwaarts

Situatie	Waterstand	norm [-]	toetsresultaat [-]
Huidig	GWS	-	1,04
	MHW	-	0,96
Met versterking	GWS	-	1,04
	MHW	-	0,97

Stabiliteit buitenwaarts voor het zuidelijk talud is gecontroleerd bij een val van maatgevend hoogwater op de bypass fase 1 naar de gemiddelde waterstand (GWS).

Tabel 11.3 Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts

Situatie	norm [-]	toetsresultaat [-]
Huidig	-	1,06
Met versterking	-	1,06

11.6.2. Kanttekening en aanbevelingen

Het toetsoordeel voor macrostabiliteit ligt bij een maatgevende belasting van NAP +2,20 m onder de norm van de omliggende dijken. Voor deze dijk is echter geen normfrequentie vastgesteld voor belasting van de zuidzijde. Het falen van de waterkering bij een belasting aan de zuidzijde is immers geen direct gevaar voor de waterkeringsveiligheid. De kans dat een hoogwater aan de zuidzijde direct wordt gevolgd door een hoogwater aan de noordzijde is klein. Hierdoor is er voldoende tijd (nood)maatregelen te treffen mocht een calamiteit zich voordoen.

Ook tijdens dagelijkse omstandigheden is de berekende veiligheidsfactor voor STBU laag. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat er weinig informatie is van de grondopbouw en de geometrie van het onderwatertalud. De mogelijk optredende waterstanden zijn in fase 1 na aanleg van de bypass gelijk aan de huidige situatie. Het toetsoordeel is conservatief.

Aanscherping van uitgangspunten zal leiden tot een betrouwbaar toetsoordeel en naar waarschijnlijk hogere veiligheidsfactoren.

Het verdient de aanbeveling om extra onderzoek te doen naar 'grijze' gebieden, om de uitgangspunten aan te scherpen:

- lokale bodemopbouw, inclusief onderzoek naar sterkteparameters (met name van de veenlaag). Op dit moment is een veenlaag geschematiseerd op basis van grondonderzoek naast de dijk bij gebrek aan een alternatief;
- materiaal in het dijklichaam. Er is op basis van beperkte informatie aangenomen dat de dijk een zanddijk betreft;
- profielgeometrie, met name het verloop onder de waterlijn is onduidelijk.

12. 1E1-2 DIJK ROGGEBOT (FASE 2)

12.1. Beschrijving object



Naam object	Dijk Roggebot
Objectnummer	1E1-2
Fasering	fase 2
Ontwerplevensduur	2025-2075
Normering	oostelijk landhoofd: n.v.t. (standzekerheidseis) westelijk landhoofd: 1/4000 (relatie met veiligheid dijkkring 8)
Maatgevende belasting	noordzijde: Vossemeer fase 2 zuidzijde: bypass fase 2

De Roggebotkering is in de huidige situatie een primaire waterkering categorie b. De kering keert hoogwater van het IJsselmeer-Ketelmeer-Vossemeer. Een onderdeel van waterkering Roggebot zijn een schutsluis en een spuivoorziening.

De Roggebotsluis en het aangrenzende grondlichaam zijn in de tweede toetsing op veiligheid afgekeurd. Op dit moment wordt daarom een versterking van de grondlichamen en van de Roggebotsluis voorbereid [lit. 12.].

In fase 2 zal de kering worden verwijderd zodat een open verbinding ontstaat tussen het IJsselmeersysteem en de bypass. Voor een kosteninschatting en het bepalen van de haalbaarheid is een schetsontwerp opgesteld van de afwerking van de grondlichamen die overblijven na het verwijderen van de sluis en de spuivoorziening. Deze grondlichamen hebben geen waterkerende functie meer.

12.2. Algemene uitgangspunten

- de huidige norm van de waterkering is 1/4.000 per jaar. In fase 2, bij het gereedkomen van de verbindende waterkering dijk Drontermeer-Vossemeer vervalt de waterkerende functie van de categorie b-kering en is er formeel geen norm meer van toepassing;
- na verwijderen dijk Roggebot zal de dijk aan de westzijde (Drontermeerdijk) op het voormalige aansluitpunt voldoende waterkerend moeten worden gemaakt. Ofwel het aansluitpunt krijgt de status van waterkering met een veiligheid van 1:4000 (Drontermeerdijk). Door met de versterking van de grondlichamen aan te sluiten bij deze normering wordt hieraan voldaan;
- de voorgenomen versterking voldoet.

12.3. Geometrische uitgangspunten

De geometrie van de schutsluis en de grondlichamen is beschreven in het projectplan van de versterking [lit. 12.].

Bij het verwijderen van de sluis in fase 2 zullen de constructies van de schutsluis, de bruggen en de spuivoorziening worden verwijderd met een deel van het huidige grondlichaam. Tijdens de sloop wordt een nieuwe brug aangelegd zodat het verkeer op de N307 continu doorgang vindt. De totale opening die ontstaat, is 100 tot 120 m breed aan de waterlijn tussen de westelijke teen van het nieuwe talud aan de westzijde en het weggegraven grondlichaam ten oosten van de huidige spuivoorziening. De opening ligt in het verlengde van de huidige vaargeul in het Drontermeer en in het Vossemeer.

De bruggen over de sluis worden vervangen door een meer zuidelijke gelegen, lage brug met klep (7 m hoog). Het grondlichaam van de toerit naar deze brug wordt aan de oostzijde gecombineerd met het dijklichaam van de bypassdijk. Het ontwerp van de brug en de exacte locatie zijn getekend op tekening ZL384.195.2029.

12.4. Hydraulische uitgangspunten

Voor het ontwerp van de taludafwerking van de resterende grondlichamen zijn de ontwerpbelastingen overgenomen uit het Projectplan Waterwet Verbindende Waterkering Roggebotsluis [lit. 12]:

- ontwerpwaterstand: NAP+3,92 m;
- stormduur: 23 uur.

Voor het ontwerpen van de bekledingen zijn drie situaties beschouwd:

- *Situatie 1*: Strekking direct westelijk en oostelijk van het sluiscomplex, met drie belastingssituaties:
 - orbitaalsnelheden ten gevolge van windgolven;
 - stroming ten gevolge van het manoeuvrerende schepen;
 - stroming ten gevolge van het spuien van de sluis;
- *Situatie 2*: Strekking tussen het westelijke einde van het voorland en oostelijke einde van het voorland, nabij het spuumiddel. Hierbij wordt verondersteld dat er een beperkte waterdiepte aanwezig is en er geen scheepvaart mogelijk is. De twee mogelijke belastinggevallen zijn:
 - orbitaalsnelheden ten gevolge van windgolven;
 - stroming ten gevolge van het spuumiddel;
- *Situatie 3*: Strekking nabij gemaal:
 - orbitaalsnelheden ten gevolge van windgolven;
 - stroming ten gevolge van het gemaal.

Dit zijn maatgevende condities voor een primaire waterkering. Voor het afwerken van de landhoofden is situatie 1 maatgevend.

In fase 2 beïnvloedt het resterende grondlichaam van de dijk Roggebot het watersysteem in de bypass. Daarom geldt voor dit grondlichaam een standzekerheidseis. Daarnaast dienen de aansluitpunten op de bestaande waterkeringen te voldoen aan de normen die aan de waterkering worden gesteld. De kwantitatieve uitwerking van deze eis zal bij de realisatie van fase 2 worden vastgesteld. Het ontwerp van taludafwerking dat is opgesteld voor de dijkversterking Roggebot voldoet aan de eisen voor een primaire waterkering (in de ontwerpwaterstand is een robuustheidstoetslag van 0,3 m verwerkt en 0,12 m ten gevolge van

peilstijging van het IJsselmeer). Dit ontwerp is naar verwachting voldoende robuust om aan de ontwerpeisen tegemoet te komen en het beheer en onderhoud te beperken.

12.5. Ontwerpresultaat

Westelijk landhoofd

Voor het westelijk landhoofd zijn meerdere opties bekeken:

- het in stand houden van de westelijke kolkwand van de spuisluis. Deze kolkwand kan dienst doen als afmeervoorziening;
- het verwijderen van de kolkwanden en het restant van de dijk in talud afwerken met een taludbescherming.

In de tekeningen in bijlage XI is de tweede variant uitgewerkt. Bij het toepassen van de eerste variant is het onzeker of de standzekerheid van de sluiswand voldoende is na het verwijderen van het oostelijk deel van de sluis. Daarbij is de sluis in de 1950 aangelegd voor een levensduur van 100 jaar. Dit betekent dat het einde van de levensduur bereikt zou worden binnen de zichtperiode van fase 2.

Aan de teen van de taludbescherming is een bodembescherming nodig in verband met stroming ten gevolge van de bypass en scheepsbewegingen. Het ontwerp van de bodembescherming is opgenomen in het volgende hoofdstuk.

Oostelijk landhoofd

Voor de afwerking van het oostelijk landhoofd is de berekende versterking uit het Projectplan Waterwet Verbindende Waterkering Roggebotsluis [lit. 12.] overgenomen.

Het ondertalud is bekleed met 0,7 m breuksteen 40-200 kg op een filterlaag van 0,2 m breuksteen 63/180 mm op een geotextiel. Het boventalud wordt bekleed met een kleibekleding erosieklasse 2 met een grasbekleding.

In bijlage XI zijn een bovenaanzicht en dwarsdoorsnede van het ontwerp opgenomen.

12.6. Uitvoeringsfasering

Het verwijderen van een primaire waterkering is niet toegestaan. Het is daarom in de fasering van de uitvoering van belang dat de schutsluis en spuisluis in de Reevedam gereed zijn en dat de bypassdijken en Drontermeerdijk volledig op sterkte zijn, vooraleer tot sloop kan worden overgegaan.

Door het verwijderen van de Roggebotsluis, neemt zonder extra maatregelen de inundatiefrequentie toe van het recreatiegebied grenzend aan het verlengde Vossemeer ten zuiden van de Roggebotsluis en ten noorden van de Hanzelijn. In het recreatiegebied zijn partyhotel 't Haasje, een camping, een jachthaven en een kanovereniging gevestigd. Op dit moment is het beschermingsniveau van het recreatiegebied 1/100 per jaar. In fase 2 wordt hetzelfde beschermingsniveau gehandhaafd. Dit betekent dat de camping en de jachthaven integraal zullen worden opgehoogd en dat voor partyhotel 't Haasje een maatoplossing wordt bedacht voor fase 2. Dit is verder uitgewerkt in het Technisch Ontwerp [lit. 41.].

12.7. Hoeveelheden

Voor het afwerken van het oostelijk landhoofd zijn de hoeveelheden bepaald (zie Tabel 12.1).

Tabel 12.1. Hoeveelheden oeverafwerking landhoofden dijk Roggebot

materiaal	hoeveelheid
klei categorie 2	488 m ³
breuksteen 40-200 kg	1.740 m ³
breuksteen 63/180 mm	498 m ³
geotextiel	2.485 m ²

13. 1E4 EROSIEMAATREGELEN DIJKEN (FASE 2)

13.1. Beschrijving object

Naam object	Erosiemaatregelen dijken
Objectnummer	1E4
Fasering	fase 2
Ontwerplevensduur	2025-2075
Normering	1/4000 (relatie met veiligheid dijkkring 8)
Maatgevende belasting	1/2000 rivierafvoer en schroefstraalstroming schepen

Wanneer de Roggebotsluis (met een deel van de grondlichamen) wordt verwijderd, zal de wegverbinding door een nieuwe brug worden overgenomen. Deze brug kruist de nieuwe uitstroomopening van de bypass, waarbij in het ontwerp rekening gehouden moet worden met grote stroomsnelheden langs de bodem. Voor de waterkeringen ten oosten en ten westen van de voormalige Roggebotsluis moet rekening worden gehouden met mogelijke erosie van de vooroever en de stabiliteit van het voorland.

Om erosie rond de brugpijlers en rond de vaargeul te voorkomen zal ter hoogte van de uitstroomopening een bodembescherming worden aangebracht.

13.2. Algemene uitgangspunten

- de bodembescherming wordt ontworpen voor een planperiode tot het jaar 2075, overeenkomende met een levensduur van 50 jaar;
- de basisoplossing van de bodembescherming is een bestorting met breuksteen.

13.3. Geometrische uitgangspunten

13.3.1. Bodemligging

De toekomstige bodemligging zal naar verwachting overeenkomen met de huidige bodemligging ten noorden en ten zuiden van de verbindende waterkering. De bodemdiepte varieert van NAP -1,0 m tot circa NAP - 4,0 m.

13.3.2. Breedte uitstroomopening

De vorm en breedte van de uitstroom zijn nog niet vastgesteld. De vorm zal met name bepaald worden door eisen vanuit hydraulica.

13.3.3. Nieuwe brug

De bruggen over de sluis worden naar verwachting vervangen door een meer zuidelijke gelegen, lage brug met klep. Een mogelijk alternatief is een ontwerp met twee bruggen. Het grondlichaam van de toerit naar deze brug(gen) wordt aan de oostzijde gecombineerd met het dijklichaam van de bypassdijk. Het ontwerp van de brug is weergegeven op tekening ZL384.195.2029.

13.4. Hydraulische uitgangspunten

13.4.1. Maatgevende situatie

Binnen dit project zijn er enkel stationaire berekeningen uitgevoerd tijdens stormsituaties [lit. 45.]. Deze berekeningen maken niet inzichtelijk wat er tijdens een storm gebeurt en hoe de windopzet groeit en de bypass binnenstroomt. Dergelijke berekeningen zijn niet noodzakelijk omdat eerdere studies uitwijzen dat de maximale stroomsnelheden die bij deze gebeurtenissen ontstaan lager zijn dan de maximale stroomsnelheden bij een extreme afvoer situatie waarin de bypass werkt als hoogwater geul.

In de hydraulica studie [lit. 45.] is onderzocht dat tijdens een 1/4000 jaar storm de stroomsnelheden in de opening bij Roggebot kunnen oplopen tot circa 1,3 m/s. Hierbij is aangenomen dat de waterstand in 15,5 uur 4,4 m opzet in combinatie met een slingering van 1 m (hoogste waterstand NAP +5,0 m).

Bij een stroomsnelheid van groter dan 0,5 m/s door de opening wordt de scheepvaart gestremd. Op basis van bovenstaande wordt ingeschat dat dit hoogstens enkele dagen per jaar zal voorkomen tijdens een paar fases van een jaarlijkse noordwester storm.

De bodembescherming is gedimensioneerd op de maximale stroomsnelheden die volgen uit schroefstroombelastingen door schepen. De maximale stroomsnelheden zijn daarbij hoger dan in het geval van hoge rivierafvoer of storm.

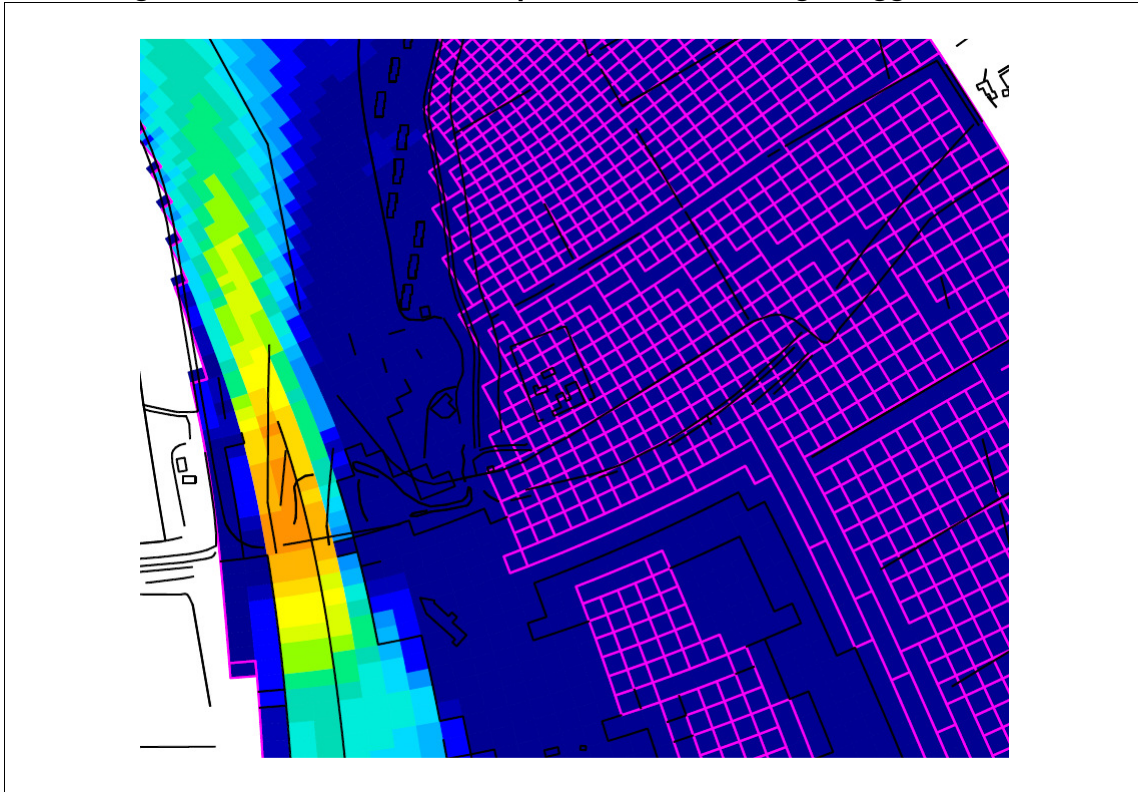
13.4.2. Waterstanden

Bij het ontwerpen van de bodembescherming is uitgegaan van de situatie met een maximale rivierafvoer op de IJssel en van een situatie bij minimale kielspeling. De overeenkomende waterstanden ter hoogte van Roggebot zijn in die situatie NAP +1,43 m en NAP -1,2 m.

13.4.3. Stroming

In dagelijkse omstandigheden stroomt het niet of nauwelijks in de randmeren. Voor een 1/2.000 jaar afvoer van de IJssel en daarmee van de bypass via Kampen is een stromingsberekening gemaakt. De bodembescherming voor het voorland van de Vossemeerdijk dient een standzekerheid te hebben bij een 1/4000 jaar situatie. Een eens op 4000 jaar hoogwatergolf kan echter niet doordringen op de bypass. In principe zou deze afvoergolf leiden tot inundatie van de polders langs de IJssel en door het inlaatwerk grotendeels worden tegengehouden. Er is wel een theoretische berekening gemaakt voor een afvoer van 18.000 m³/s bij Lobith. Dit leidde slechts tot een toename van de stroomsnelheden met 10 %. Ter plaatse van Roggebotsluis is een vernauwing, de berekende stroomsnelheden staan in een overzichtskaart (zie Afbeelding 13.1).

Afbeelding 13.1. Stroomsnelheden ter plaatse van het huidige Roggebotsluis



De dieptegemiddelde snelheid bedraagt bij de Roggebot-brug maximaal 1,75 m/s bij een waterstand van NAP +1,43 m (bodemhoogte NAP -2,7 m). De dieptegemiddelde snelheid neemt af tot 1,5 m/s op 200 m van de oorspronkelijke sluis.

13.4.4. Turbulentie

Door de lokale vernauwing ontstaat een hogere turbulentie in de stroom dan bij een recht stroomprofiel. Voor het ontwerpen van bodembescherming is uitgegaan van een turbulentiefactor $r=0,4$ (brugpijlers in stroming).

13.5. Geotechnische uitgangspunten

Voor het ontwerp van het filter onder de bodembescherming is aangenomen dat de bodem bestaat uit middelfijn zand ($D_{50} = 100 \mu\text{m}$).

13.6. Ontwerpresultaat

Een uitgebreide beschrijving van de berekeningen is opgenomen in bijlage XVIII.

Locatie bodembescherming

De lengte van de steenbestorting is berekend voor schroefstraalstroming en voor afvoerstroming. Het doel van het stortebed is niet het voorkomen van een ontgrondingskuil, maar om de ontgrondingskuil voldoende ver van de brug en de dijken te krijgen. Hiervoor geldt dat de inscharingslengte niet groter mag zijn dan $1/3$ van de totale lengte van de bodembescherming benedenstrooms.

De bestortingslengte voor schroefstraalstroming is op 172 m, voor afvoerstroming 225 m.

Breuksteen bestorting

Met behulp van de stabiliteitsregels van Pilarczyk is de minimale steenafmeting bepaald voor de bodembescherming. Deze afmetingen zijn gegeven in Tabel 13.1.

Tabel 13.1. Bevindingen steenbestorting

belasting	waterdiepte (m)	optredende stroomsnelheid [m/s]	benodigde no- minale steendi- ameter [m]	stroomsnelheid ge- geven $D_{n50} = 0,21$ m [m/s]	minimale lengte steenbestorting [m]
schroefstraal- stroming	1,5 (kielspeling)	2,2	0,21	2,2	172
afvoerstroming	4,1	1,8	circa 0,06	3,2	225
afvoerstroming achter pijler	4,1	1,8	circa 0,12	2,7	225

In bijlage XI is een tekening opgenomen met een dwarsdoorsnede van de bodembescherming en een bovenaanzicht met de locatie. In fase 1 wordt rondom de Roggebotsluis ook een bodembescherming geplaatst (zie [lit. 41.]). Deze valt aan de noordzijde binnen het hier gepresenteerde schetsontwerp. Bij het nader uitwerken van deze bodembescherming dient gekeken te worden of deze fase 1 bescherming kan blijven liggen en kan worden aangevuld of dat de bestorting kan worden hergebruikt

13.7. Hoeveelheden

Voor het beschermen van de bodem zijn de hoeveelheden bepaald (zie Tabel 13.2).

Tabel 13.2. Hoeveelheden bodembescherming dijk Roggebot

materiaal	hoeveelheid
breuksteen 10-60 kg	25.500 m ³
zinkstuk (incl. geotextiel)	46.000 m ²

14. UITVOERINGSPLAN

14.1. Uitvoeringsplan

Een uitgebreide beschrijving van de uitvoeringsmethode voor de aanleg van de dijken en de relaties met de uitvoering van andere objecten zijn gegeven in het uitvoeringsplan [lit. 47.].

Dijken bestaan in Nederland hoofdzakelijk uit grond. Voor de aanleg van de dijken is daarom vooral grondverzet van belang. In de onderstaande tabel zijn de belangrijkste punten uit de aanlegmethode samengevat.

Tabel 14.1. Bouwactiviteiten

fase	activiteit	stappen	materieel
1a	verwijderen huidige leeflaag	frezen leeflaag weggraven leeflaag afvoeren leeflaag	frees hydraulische kranen dumpers
1b	verwijderen natte leeflaag	nat verwijderen leeflaag afvoeren sliblaag	kraanpontons, baggermaterieel pontons voor slib, retourwater via leidingen naar niet eutroof water gevoelig gebied
2a	aanbrengen zandlagen (droog)	aanvoer zand profileren zand verdichten zand	dumpers hydraulische kranen, shovels, bulldozers, walsen, trilplaten
2b	aanbrengen zandlagen (nat)	aanvoeren zand profileren zand verdichten zand	baggermaterieel, leidingen bulldozers walsen, trilplaten
3	herprofileren zandkern	profileren zand verdichten zand	hydraulische kranen, shovels, bulldozers walsen, trilplaten
4	aanbrengen kleilagen	aanvoeren klei profileren klei verdichten klei	dumpers hydraulische kranen, shovels, bulldozers schapenpoot wals, rupsen
5	aanbrengen wegen		zie Technisch ontwerp [lit. 41.]
6	inzaaien grasbekleding	inzaaien	-

14.2. Planning

Bij de aanleg van de waterkeringen in het bypassgebied is het belangrijk dat de waterkering voldoet aan alle veiligheidseisen alvorens dat oude dijken (deels) worden verwijderd. Voor fase 1 betekent dit dat de bypassdijken, de klimaatdijk en de IJsseldijk op fase 1 sterkte moeten zijn, voordat de categorie C kering aan de westzijde van dijkkring 11 en de oude IJsseldijk worden verwijderd.

In fase 2 betekent dit dat de schutsluis en spuisuis in de Reevedam voltooid moeten zijn (en op sterkte) alvorens de sluis Roggebot wordt verwijderd en vooraleer de inlaat kan worden afgerond.

14.3. Stabiliteit bij aanleg

14.3.1. Mechanismebeschrijving

Bij de aanleg van grote ophogingen op een slappe ondergrond is het meestal niet mogelijk de hele ophoging in één keer aan te brengen. Door de ophoging ontstaan in de slecht doorlatende lagen namelijk wateroverspanningen die de sterkte van deze laag verlaagd. Deze

waterspanningen kunnen dusdanig hoog oplopen dat de stabiliteit van het grondlichaam in gevaar komt.

Om een veilige aanleg te verzorgen is het van belang dat de wateroverspanningen in de slappe grondlagen de tijd krijgen om af te stromen. In de praktijk wordt dit gerealiseerd door een ophoging over een lange periode in verschillende fases (ophoogslagen) aan te leggen. Door voldoende tijd tussen de verschillende ophoogslagen aan te houden is de wateroverspanning dusdanig afgenomen, dat de ophoging met voldoende veiligheid aangebracht kan worden. Zodra de afstroming echter zeer traag verloopt, is het niet meer mogelijk met uitsluitend een gefaseerde aanleg de ophoging te realiseren. De lengte van de tijd tussen de ophoogslagen wordt dan zo lang dat dit in onrealistische bouw tijden resulteert. In het geval dat een gefaseerde aanleg niet afdoende is voor een veilige opbouw, zijn aanvullende maatregelen benodigd. Deze maatregelen kunnen gericht zijn op het verhogen van de afstroomsnelheid of de verhoging van de sterkte van de ophoging en/of de ondergrond.

14.3.2. Aanlegfasering bypassdijken

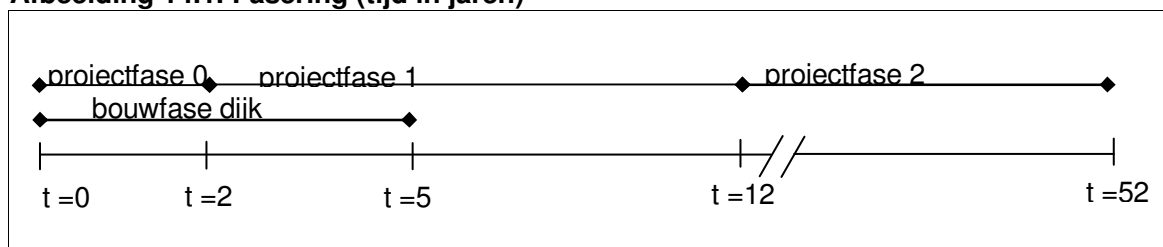
De aanleg van de bypassdijken is in drie projectfasen gesplitst:

- in fase 0 (2013-2015) wordt het project IJsseldelta Zuid aangelegd. Tijdens projectfase 0 is de dijk nog niet in gebruik;
- fase 1 duurt 10 jaar (2015-2025). In deze periode is de bypass in gebruik, maar is het ontwerppeil in de bypass (NAP +2,2 m tot maximaal NAP +2,4 m) minder hoog dan in de eindfase. Om deze waterstand te keren is in fase een minimale hoogte noodzakelijk van NAP +2,7 m tot maximaal NAP +3,4 m;
- fase 2 (2025-2065). In deze periode staat de bypass in open verbinding met het IJsselmeer en wordt maximaal belast.

De aanleg van de dijken is mogelijk in fase 0. Eventueel is een verlenging van de uitvoeringsduur mogelijk in de eerste drie jaar van fase 1 (behalve voor de Klimaatdijk, de IJsseldijk en de Bypassdijksecties N6 en N7). Daarmee bedraagt de totale bouw tijd maximaal 5 jaar.

De fasering is door middel van Afbeelding 14.1 verduidelijkt.

Afbeelding 14.1. Fasering (tijd in jaren)

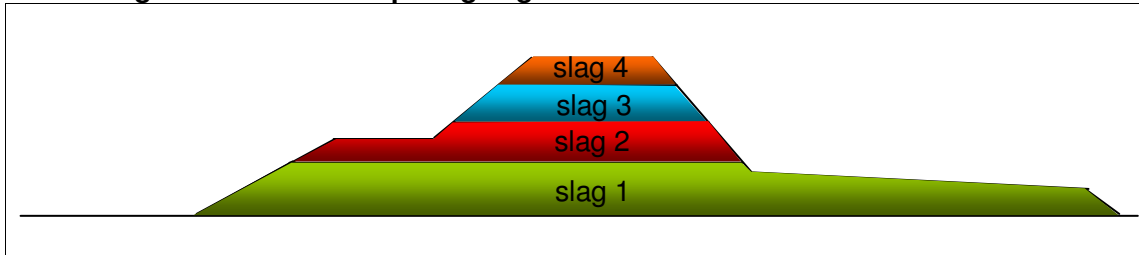


14.3.3. Methode stabiliteitsanalyse

Gedurende de aanlegfase van maximaal 5 jaar zullen de dijken worden opgebouwd in verschillende ophoogslagen (Afbeelding 14.2), waarbij tussen de ophoogslagen voldoende consolidatie moet kunnen optreden om de eerstvolgende ophoogslag veilig aan te kunnen brengen. De ophoogslagen zijn getoetst aan de eisen die behoren tot de projectfase waarin de ophoogslag gerealiseerd wordt, dit is per projectfase anders, zoals uitvoerig beschreven in bijlage XXII. Daarnaast is de stabiliteit bij het begin van projectfase 1 en 2 ook getoetst

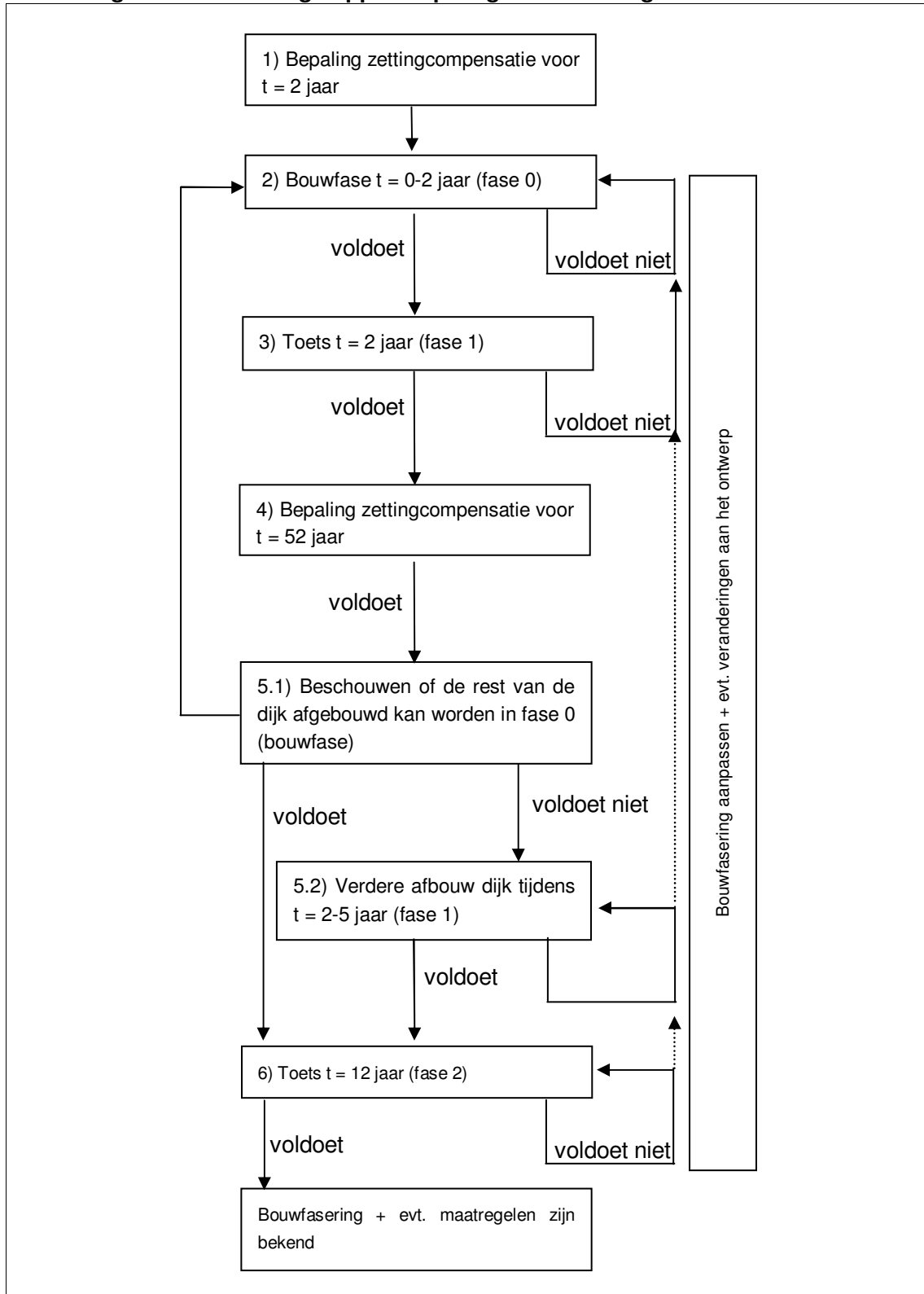
aangezien dit de tijdstippen zijn waarop de verandering van uitgangspunten en eisen van kracht worden.

Afbeelding 14.2. Voorbeeld ophoogslagen



In Afbeelding 14.3 is een schematische weergave gegeven van de berekeningstappen. Tussen haakjes is de fase waartoe de berekeningstap hoort weergegeven. Bij elke fase hoort een aparte stabiliteitseis en aparte hydraulische randvoorwaarden. Deze methode is nader uitgewerkt in bijlage XXII.

Afbeelding 14.3. Berekeningstappen bepaling bouwfasering



14.3.4. Resultaten analyse

Op basis van het bovenstaande stappenplan is voor vier categorieën (A, B, C en D) de bouwfasering vastgesteld. De indeling in vier categorieën is gebaseerd op de dikte van de slappe lagen in de ondergrond (zie paragraaf 6.13).

Benodigde maatregelen

Voor alle categorieën (A, B, C en D) geldt dat er maatregelen nodig zijn om voldoende stabiliteit te garanderen tijdens de bouw en tijdens de ontwerplevensduur van de waterkering. Hierbij zijn, naast het optimaliseren van de ophoogfasering (in zowel de hoogte van de ophooglagen als de tussentijden) de volgende maatregelen onderzocht:

- extra berm/berm verlengen (aanpassen geometrie);
- toepassen geotextiel;
- grondverbetering door middel van afgraven en vervangen.

De uiteindelijk benodigde maatregelen zijn in Tabel 14.2 gepresenteerd. Voor de categorieën C en D zijn er twee opties uitgewerkt (één met grond en één met geotextiel).

Tabel 14.2. Maatregelen per categorie

categorie	extra berm	verflauwing talud	geotextiel
A	ca. 10 m	n.v.t.	360 kN/m
B	ca. 7 m	n.v.t.	180 kn/m
C	ca. 2 m	talud buitenberm 1:4 (van toepassing op zuidelijke bypass secties)	OF 180 kn/m
D	n.v.t.	talud buitenberm 1:4 (van toepassing op zuidelijke bypass secties)	OF 180 kn/m

Het toepassen van een grondverbetering is voor categorie A en B beschouwd, omdat in deze secties een geotextiel wordt toegepast. Uit de berekeningen kan geconcludeerd worden dat de het toepassen van een grondverbetering leidt tot een beperkte reductie van de benodigde treksterkte van het geotextiel. Derhalve lijkt het toepassen van een grondverbetering geen economische oplossing.

De combinatie van geotextiel en extra berm is gekozen als beste oplossing, omdat tijdens de uitvoering geoptimaliseerd kan worden aan de hand van monitoringsgegevens. Een berm of taludhelling kan tijdens de uitvoering worden aangepast terwijl dit niet kan met een geplaatst geotextiel. De extra bermen in de bouwfase kunnen mogelijk verkleind worden in een latere fase (na de bouwfase). Doordat de consolidatie toeneemt in de tijd neemt ook de stabiliteit van de dijk toe en zijn na verloop van circa 15 jaar deze bermen niet meer nodig en kunnen ze verwijderd worden.

In deze analyse is met name gekeken naar de haalbaarheid van het ontwerp. Door voortschrijdend inzicht en wijzigingen in het systeem zijn de fase 1 waterstanden in de bypass meerdere malen gewijzigd in de loop van het ontwerpproces. In bijlage XXII is de uitvoeringsstabiliteit berekend met een gemiddeld MHW voor fase 1 van NAP +2,2 m en een minimaal vereiste kruinhoogte van 3,5 m. Doordat in de laatste systeemwijziging de keersluizen in de Reevedam eenzijdig kerend zijn gemaakt, nemen de waterstanden in fase 1 van het bypass-systeem toe tot NAP +2,2 m in het westen en NAP +2,7 m in het oostelijk deel van het bypassgebied. De benodigde kruinhoogte bedraagt NAP +3,4 m. Voor de uitvoeringsstabiliteit is bijgevolg met de juiste kruinhoogte gerekend, maar lokaal met een iets la-

gere waterstand. Het effect hiervan op de voorziene maatregelen is naar verwachting beperkt.

Een optimalisatie (ten behoeve van uitvoeringsduur en/of kosten) kan door de aannemer worden gedaan door een betere afstemming van de maatregelen (berm + geotextiel).

Relatie eerdere analyses

Ook in eerdere analyses van de uitvoeringsstabiliteit is naar voren gekomen dat voor een groot deel van de dijken aanvullende maatregelen nodig zijn in de aanlegfase. Hiervoor zijn in het ontwerp ruimtereserveringen opgenomen voor extra bermen en zijn in de kostenraming geotextielen opgenomen als versterkende elementen voor de eerste jaren.

Ten opzicht van eerdere analyses zijn de hier beschreven maatregelen zwaarder. Hiervoor zijn verschillende redenen:

- in deze analyse is de bouwfasering in meer detail beschouwd. Daarbij is ook de benodigde treksterkte van geotextielen bepaald. In het ontwerp is vervolgens rekening gehouden met de maximale treksterkte van de nu in de handel verkrijgbare geotextielen;
- het verlengen van de bouwfase (5 jaar) heeft een beperkt effect, omdat tijdens het bouwen van de dijk in projectfase 1 de bypass al als waterkering moet dienen.

14.3.5. Conclusies en aanbevelingen

Conclusies stabiliteitsanalyse

Door de grote dikte van het slappe lagen pakket en de lage sterkte van de venige grondlagen zijn (onrealistisch) grote maatregelen noodzakelijk om de stabiliteit tijdens de uitvoering en de eerste jaren na oplevering te garanderen.

Het verlengen van de uitvoeringsduur heeft slechts een beperkt positief effect door de trage consolidatie van de dikke slappe lagen en de eisen die aan de waterkering worden gesteld na ingang van fase 1.

Verticale drainage

Om de stabiliteit tijdens de uitvoering te verbeteren bevelen we aan verticale drainage toe te passen. Door het toepassen van verticale drainage verloopt het consolidatieproces vele malen sneller en is de dijk sneller op sterkte. Indien verticale drainage wordt toegepast is de verwachting dat het toepassen van overige maatregelen niet meer noodzakelijk is.

Aan het toepassen van verticale drainage kleven ook nadelen:

- het overspannen water dat naar boven door de drains afstroomt, veroorzaakt een extra opbolling van het freatisch water in de dijk (zandkern is immers afgesloten);
- er is een verhoogd risico op het optreden van kortsluiting met het eerste watervoerende pakket. Dit risico kan worden ondervangen door voldoende afstand te hanteren tussen de onderkant van de drains en de bovenkant van de zandlaag.

Het toepassen van verticale drainage wordt in Nederland veelvuldig toegepast onder grondophogingen. Er is ook voldoende ervaring met het toepassen van verticale drainage onder dijken. De detaillering van de dijk dient hier op te worden aangepast. Een aantal punten waar rekening mee gehouden moet worden zijn:

- in het ontwerp van de afsluitende kleilaag en bij het berekenen van de macrostabiliteit moet rekening gehouden worden met grotere waterdrukken in de dijk kern of zal een drainagemogelijkheid binnenwaarts gerealiseerd moeten worden;
- de filterlaag aan de bovenzijde van de verticale drainage mag niet onder de hele dijk doorlopen, omdat anders een (horizontale) kwelweg wordt geïntroduceerd;

- de verticale drainage mag niet tot aan de buitenteen van de dijk worden doorgezet, omdat anders een kwelweg (verticaal) kan worden geïntroduceerd vanuit de bypass naar de kleilagen. De waterspanningen in de kleilaag kunnen dan bij hoogwater op de bypass versneld toenemen.

Functionele eisen aannemer

De methode van uitvoering is uiteindelijk een keuze van de aannemer. In de bovenstaande analyse is onderzocht of voldoende stabiliteit bij de uitvoering met de huidige uitgangspunten en eisen haalbaar is. De conclusie is dat hierbij uitzonderlijke maatregelen noodzakelijk zijn.

Voor een kostenefficiënte aanleg van de bypassdijken is het daarom van belang dat de aannemer voldoende vrijheid krijgt om een meer geoptimaliseerde aanlegmethode toe te passen. Wij bevelen aan de aannemer de ruimte te geven om:

- de sterkteparameters nader te onderzoeken. Zoals aangegeven in paragraaf 16.3 is een verbetering van de sterkteparameters mogelijk bij het uitvoeren van aangepast grondonderzoek;
- verticale drainage toe te passen. Voor de waterkeringsveiligheid dienen aan het toepassen van verticale drainage bepaalde ontwerprandvoorwaarden te worden verbonden;
- het ontwerp bij te stellen op basis van zettingsmonitoring. De daadwerkelijke grootte en snelheid van het optreden van de zettingen is mede bepalend voor de bouwsnelheid en de daadwerkelijk benodigde extra maatregelen.

15. BEHEER EN ONDERHOUD

15.1. Beheer- en onderhoudsplan

Een uitgebreide beschrijving van het te voeren beheer- en onderhoud voor de objecten in de bypass is gegeven in het Beheer- en onderhoudsplan [lit. 48.]. In dit hoofdstuk is een samenvatting gegeven van de belangrijkste beheer- en onderhoudspunten voor de objecten uit het Waterkeringsplan. Daarbij is gefocust op de functie waterkeren. Voor het beheer- en onderhoud dat noodzakelijk is voor met name de natuurtechnische en recreatieve functies (bijvoorbeeld onderhoud fietspaden en ecologische zones) wordt verwezen naar het beheer- en onderhoudsplan.

15.2. Doel beheer- en onderhoud

In dit waterkeringsplan zijn verschillende ontwerpkeuzes gemaakt en zijn verschillende uitgangspunten vastgesteld om tot een veilig ontwerp van een dijk te komen. Een veilig ontworpen dijk voldoet aan zijn primaire functie: het keren van waterstanden en golven die een frequentie van voorkomen hebben gelijk aan de gestelde normfrequentie. Om gedurende de levensduur (voor dijken 50 jaar) aan deze functie te blijven voldoen, is beheer- en onderhoud noodzakelijk.

15.3. Beheerders

Voor de objecten in het waterkeringsplan zijn de toekomstige beheerders bepaald. De beheerders van de objecten uit het waterkeringsplan zijn (voor de functie waterkeren):

- voor de Drontermeerdijk (1D2): waterschap Zuiderzeeland;
- voor de Dijk Drontermeer-Vossemeer (1C1): Rijkswaterstaat IJsselmeergebied;
- voor dijk Roggebot fase 1 (1E1-1): Rijkswaterstaat IJsselmeergebied;
- voor de Erosiemaatregelen dijken fase 2 (1E4): Rijkswaterstaat;
- voor de Klimaatdijk (1H12) is waterschap Groot Salland beheerder van het waterkeringsprofiel. Het woongebied daarboven is in beheer van gemeente Kampen en de toekomstige bewoners.
- voor de overige objecten uit het Waterkeringsplan: waterschap Groot Salland;
- voor de fiets- en wandelpaden op en rond de dijken: gemeente Kampen.

Een gedetailleerd overzicht van alle beheerders is gegeven in tabel 3.1 van het Beheer- en onderhoudsplan [lit. 48.].

Bovenstaande beheerders zijn reeds verantwoordelijk voor het beheer van waterkeringen. In het beheer- en onderhoud van de objecten uit het waterkeringsplan zal zo veel mogelijk worden aangesloten bij het vigerende onderhoudsbeleid van de toekomstige beheerders.

15.4. Inspectie en toetsing primaire waterkeringen

De Waterwet (voorheen wet op de waterkering) verplicht beheerders van een primaire waterkering elke 6 jaar een 'toets op veiligheid' uit te voeren. Daarnaast vinden jaarlijks inspectie van de bekleding en staat van onderhoud plaats. Bij hoogwaterperioden wordt de inspectie tijdelijk opgevoerd.

De kruin van de dijk is voorzien van een inspectiepad (eventueel gecombineerd met fiets/wandelpad) dat bereikbaar is voor voertuigen van de beheerder. De digitale gegevens van de berekeningen, het 3D hoogtemodel van de dijken en de leggergegevens uit Bijlage II

worden bij het opleveren van het definitieve waterkeringsplan beschikbaar gesteld als input voor latere toetsingen.

15.5. Inspectie erosie maatregelen

Elke 5 jaar dient inspectie van de bodembescherming plaats te vinden door middel van lo-ding (multi-beam) om te bepalen of de bodembescherming nog in goede staat aanwezig is. Hierbij is het van belang om ook de bodemhoogte bij de overgang van waterbodem naar stortsteen te inspecteren. Deze locaties zijn erosiegevoelig. In de beginfase (eerste jaren) en na iedere storm zijn aanvullende inspecties noodzakelijk (circa 4 per jaar).

Door middel van monitoring van de bodembescherming voor en nadat de bypass volledig meestroomt, kan een nauwkeurig beeld verkregen worden van de effecten binnen de bypass.

15.6. Beheer dijkbekleding IJsseldijk, Bypassdijken en Klimaatdijk

Om de waterkerende functie te garanderen is het belangrijk dat de dijk taluds stabiel, erosiebestendig (voldoende dik kleidek) en goed te onderhouden zijn. Dit vraagt om een graszode die specifiek is aangebracht ten behoeve van de bescherming van waterkeringen. Bij de versterking van de dijk worden de taluds, met uitzondering van de binnenzijde van de klimaatdijk) ingezaaid met een speciaal grasmengsel.

Voor onderhoud van de vegetatie op de dijk worden de volgende activiteiten uitgevoerd:

- natuurtechnisch beheer; de grasbekleding wordt minimaal tweemaal per jaar gemaaid tussen vastgestelde data. Na de eerste maaibeurt (tussen 15 juni en 15 juli) wordt het gemaaide gewas geschud en binnen 7 dagen afgevoerd;
- in het vroege voorjaar wordt gesleept om onkruidhaarden zoveel mogelijk tegen te gaan;
- eens in de tien jaar moet doorgezaaid worden om de soortenrijkdom van de grasmat te herstellen;
- bij incidentele aantasting van de bekleding van het dijklichaam en voorland door golf-aanval moeten herstel- en reparatiewerkzaamheden uitgevoerd worden, vooral na een hoogwater- of stormperiode. Dit heeft ondermeer betrekking op het herstellen van het kleidek en grasmat, bijstorten van stortsteen en het inwassen van zetsteen met grind. Ook dient het drijvend vuil (veekrand) na een hoogwater periode te worden verwijderd.

Om de vorming van gangen in het grondlichaam van de waterkering te voorkomen is jaarlijkse ongediertebestrijding (mollen, beverratten, e.d.) noodzakelijk.

15.7. Beheer dijkbekleding dijk Drontermeerdijk

Om de waterkerende functie te garanderen is het belangrijk dat de dijk taluds stabiel, erosiebestendig (voldoende dik kleidek) en goed te onderhouden zijn. Dit vraagt om een taludbekleding die specifiek is aangebracht ten behoeve van de bescherming van waterkeringen. Bij de versterking van de dijk wordt een nieuw kleidek ingezaaid met een speciaal grasmengsel.

Voor onderhoud van de vegetatie op de dijk worden de volgende activiteiten uitgevoerd:

- de vegetatie op de dijk wordt jaarrond begraaasd met schapen;
- in het vroeg voorjaar wordt gesleept om onkruidhaarden zoveel mogelijk tegen te gaan;
- eens in de tien jaar moet doorgezaaid worden om de soortenrijkdom van de grasmat te herstellen;

- bij incidentele aantasting van de bekleding van het dijklichaam en voorland door golf-aanval moeten herstel- en reparatiewerkzaamheden uitgevoerd worden, vooral na een hoogwater- of stormperiode. Dit heeft ondermeer betrekking op het herstellen van het kleidek en grasmatt, bijstorten van stortsteen en het inwassen van zetsteen met grind. Ook dient het drijvend vuil (veekrand) na een hoogwater periode te worden verwijderd.

Om de vorming van gangen in het grondlichaam van de waterkering te voorkomen is jaarlijkse ongediertebestrijding (mollen, beverratten, en dergelijke) noodzakelijk.

15.8. Beheer dijkbekleding dijk Drontermeer-Vossemeer (Reevedam) en Roggebot

Om de waterkerende functie te garanderen is het belangrijk dat de dijktafsluitingen stabiel, erosiebestendig (voldoende dik kleidek) en goed te onderhouden zijn. Dit vraagt om een graszode die specifiek is aangebracht ten behoeve van de bescherming van waterkeringen. Bij de versterking van de dijk wordt het talud ingezaaid met een speciaal grasmengsel.

Om de waterkerende functie te garanderen is het belangrijk dat de dijktafsluitingen stabiel, erosiebestendig (voldoende dik kleidek) en goed te onderhouden zijn. Dit vraagt om een graszode die specifiek is aangebracht ten behoeve van de bescherming van waterkeringen. Bij de versterking van de dijk wordt het talud ingezaaid met een speciaal grasmengsel.

Voor onderhoud van de vegetatie op de dijk worden de volgende activiteiten uitgevoerd:

- de vegetatie op (het boventalud) van de dijk wordt viermaal per jaar gemaaid (interventieniveau >0,25 m hoogte). Er vindt geen nabeweidings plaats;
- houtige opgroei in de migratiezone van de Reevedam dient eenmaal per jaar te worden gesnoeid;
- eens in de tien jaar moet doorgezaaid worden om de soortenrijkdom van de grasmatt te herstellen;
- bij incidentele aantasting van de bekleding van het dijklichaam en voorland door golf-aanval moeten herstel- en reparatiewerkzaamheden uitgevoerd worden, vooral na een hoogwater- of stormperiode. Dit heeft ondermeer betrekking op het herstellen van het kleidek en grasmatt en het bijstorten van stortsteen. Ook dient het drijvend vuil (veekrand) na een hoogwater periode te worden verwijderd.

Om de vorming van gangen in het grondlichaam van de waterkering te voorkomen is jaarlijkse ongediertebestrijding (mollen, beverratten, e.d.) noodzakelijk (wildschadebeheer).

15.9. Beheer erosie maatregelen

Wanneer de bodembescherming deels is beschadigd, dient herstel door middel van aanstorten plaats te vinden. De bodembescherming wordt aangevuld middels een bestorting met stortsteen.

Wanneer er grote schade aan de erosiebeschermende objecten is, dient de locatie opnieuw beoordeeld te worden op erosiegevoeligheid en dient door middel van een geschikt zinkstuk nieuwe bescherming aangebracht te worden.

16. GEVOELIGHEIDSANALYSES

16.1. Inleiding

Aan het ontwerp dat is gepresenteerd in dit waterkeringsplan liggen een groot aantal uitgangspunten en rekenmodellen te grondslag. Naar aanleiding van de voortoets van het Waterkeringsplan door de Programma Directie Ruimte voor de Rivier, is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd om de robuustheid van het ontwerp in relatie tot deze uitgangspunten en rekenmodellen te onderzoeken.

In de gevoeligheidsanalyse zijn de minder zekere uitgangspunten onderzocht en is gekeken naar het effect van andere rekenmethoden. In overleg met belanghebbende partijen zijn de volgende punten onderzocht:

- invloed van bodemdaling op stabiliteit;
- invloed van sterkteparameters weinig materiaal op stabiliteit;
- invloed van ligging van de freatische lijn op de stabiliteit;
- ligging van de stijghoogtelijn;
- invloed van de indringingsdiepte op stabiliteit;
- effect ander zoneringsmodel;
- effect ander stabiliteitsmodel;
- invloed van zetting op stabiliteit;
- invloed van ligging freatisch vlak op zetting.

Het uiteindelijk doel van deze gevoeligheidsanalyse is te onderzoeken of het gepresenteerde ontwerp veilig is zonder overdreven robuust en bijgevolg duur te zijn. Aan het einde van dit hoofdstuk is het gecombineerde effect berekend indien de conclusies uit de verschillende analyses worden gecombineerd. Aan de hand van deze gecombineerde berekening is het totaaleffect bepaald indien de adviezen uit de voortoets worden verwerkt.

Aan het einde van dit hoofdstuk is een gevoeligheidsanalyse toegevoegd naar het effect van het kernmateriaal van de dijk. Deze analyse is bedoeld om optimalisaties in het grondstromenplan te verkennen.

16.2. Bodemdaling

Variatie uitgangspunt

Door oxidatie en klink van de slappe lagen is het mogelijk dat de polder daalt gedurende de levensduur van de dijk. Het dalen van het maaiveld aan de binnenzijde van de dijk resulteert in een afname van de sterkte, omdat de dijk aan de binnenzijde minder wordt gesteund.

In het waterkeringsplan is rekening gehouden met autonome NAP daling, maar niet met deze bodemdaling. Uit navraag bij het Waterschap Groot Salland kwam naar voren dat het oude veenweide gebied van Kamperveen naar verwachting weinig inklinkt. Harde gegevens om dit te onderbouwen zoals maaiveldmetingen of het historisch verloop van het polderpeil ontbreken.

Uitgevoerde analyses

Om het effect van bodemdaling in te schatten indien dit toch optreedt gedurende de levensduur van de waterkering, zijn voor vier dwarsprofielen berekeningen gemaakt. Twee van deze profielen hebben een relatief dun slappe lagenpakket, twee dwarsprofielen hebben een ondergrond met meer dan 4 m klei- en veenlagen.

De dikte van het slappe lagen pakket is van belang, omdat het van invloed is op de oprijfveiligheid van het maaiveld achter de dijk. Indien de oprijfveiligheid in de situatie zonder bodemdaling gelijk is aan 1,0, zal de bodemdaling een gering(er) effect hebben. Indien de oprijfveiligheid in de situatie zonder bodemdaling boven de 1,0 is en terugvalt naar 1,0 indien bodemdaling optreedt zal het effect naar verwachting groter zijn. In Tabel 5.11 zijn voor de bypassdijken de oprijfveiligheden gegeven zonder bodemdaling. Hieruit blijkt dat er in 2 dijksecties (sectie N6 en sectie N9) sprake is van een oprijfveiligheid groter dan 1,0. Deze zijn daarom ook nader geanalyseerd.

In de berekeningen is een maaiveld daling van 30 cm gemodelleerd voor 50 jaar. Dat is een relatief forse bodemdaling die in Nederland slechts in een beperkt aantal polders voorkomt (bijvoorbeeld Alblasserwaard). Het polderpeil is in de berekeningen eveneens met 30 cm verlaagd.

De analyse is uitgevoerd voor twee rekenmodellen (Bishop en Uplift Van). In het waterkeringsplan is alleen gerekend met Bishop. De resultaten van de berekeningen met het Uplift Van model zijn nader uiteengezet in paragraaf 16.8.

Resultaten

In Tabel 16.1 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren voor de situatie met en zonder bodemdaling. Daarbij is vooral gekeken naar glijcirkels die uittreden in de sloot of het achterliggende maaiveld. Op glijcirkels die uittreden in de berm heeft de bodemdaling immers geen effect. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

Tabel 16.1. Overzicht rekenresultaten bodemdaling

	Bishop		Uplift Van		Bermlengte [m]	Bermhoogte [m]
	SF zone 1	SF zone 2	SF zone 1			
	(eis 1,20) [-]	(eis 1,13) [-]	(eis 1,20) [-]			
Profiel N8-N10 (<4 m)						
maaiveld geen daling	1,44	1,18	1,19 (1,13)	23	1,5	
maaiveld 0,3 m daling	1,45	1,11	1,21 (1,15)	23	1,5	
Profiel Z9-Z10 (<4 m)						
maaiveld geen daling	1,28	1,15	1,11 (1,06)	29	1,7	
maaiveld 0,3 m daling	1,48	1,14	1,14 (1,08)	29	1,7	
Profiel Z5-Z6 (>4m)						
maaiveld geen daling	1,37	1,14	1,11 (1,05)	30	1,8	
maaiveld 0,3 m daling	1,36	1,1	1,11 (1,06)	30	1,8	
Profiel detail N6						
maaiveld geen daling	1,55	1,22	1,59 (1,51)			
maaiveld 0,3 m daling	1,55	1,22	1,52 (1,45)			
Profiel detail N9						
maaiveld geen daling	1,46	> 1,46	1,30 (1,23)	23	1,5	
maaiveld 0,3 m daling	1,43	> 1,43	1,26 (1,20)	23	1,5	

Conclusies en aanbevelingen

Uit de resultaten van de gevoeligheidsberekeningen volgt dat het effect van de bodemdaling op stabiliteit beperkt is. De stabiliteit van de berm neemt met circa 5 % af, terwijl de stabiliteit van de dijk kern toeneemt. Dit laatste wordt veroorzaakt door een lagere stijghoogte onder de dijk. Door de lagere ligging van het maaiveld daalt de grenspotential ter hoog-

te van de slootbodern. De slootbodern barst in het geval van hoogwater daardoor sneller op en trekt de waterdruk onder de dijk omlaag. Hierbij is het uitgangspunt gehanteerd dat het volumegewicht van de bovengrond gelijk blijft. De zeer lage volumegewichten van de slappe grondlagen in dit oude veenweidegebied rechtvaardigen deze aanname. Door het beperkte effect op de stabiliteit van de berm, het (zeer geringe) positieve effect op de stabiliteit van de dijk kern en de onzekerheid of bodemdaling in deze polder plaatsvindt, bevelen wij aan bodemdaling niet mee te nemen in de ontwerpberekeningen.

Naast een effect op stabiliteit zal de bodemdaling effect hebben op het faalmechanisme piping. Bij een bodemdaling van 0,3 m neemt het rekenkundig deel van de verticale kwelweglengte met 0,1 m af en neemt het verval met 0,3 m toe. Het rekenkundig verval neemt bijgevolg met 0,4 m toe, wat overeenkomt met een extra benodigde kwelweglengte van circa 6 m. Aangezien 0,3 m bodemdaling een veilige aanname is, betreft deze 6 m een bovengrens.

In het ontwerp is voor piping nu rekening gehouden met een kwelweglengte die volgt uit een maximum van de methode Bligh en de methode Lane. In twee vakken leidt dat nu tot maatregelen in het voorland (Z7 en N10). Dit zijn zeer zanderige vakken waarbij de lokale bodemdaling vele malen minder zal zijn dan 0,3 m. In de meeste overige vakken is een reservering gemaakt in het voorland waar in de toekomst niet mag worden gegraven. Het verlengen van deze reservering met maximaal 6 m heeft daardoor geen invloed op het ontwerp.

Voor de verificatie van het ontwerp van de secties Z7 en N10 en voor het definitief vaststellen van de KEUR-zoneringen rondom de bypassdijken, bevelen wij aan de bodemdaling nader in kaart te brengen en indien nodig de pipinganalyse bij te stellen. Voor deze nadere pipinganalyse bevelen wij tevens aan de ontwikkelingen rondom de nieuwe pipingregels zoals genoemd in Bijlage XX in de gaten te houden.

16.3. Sterkteparameters

Variatie uitgangspunt

Uit de uitgevoerde geotechnische laboratoriumproeven komt naar voren dat er een grote spreiding is in de sterkteparameters voor venige materialen. Bij de statistische nabewerking die is uitgevoerd voor de bepaling van de sterkteparameters, leidt deze spreiding tot lage rekenwaarden. Bij analyse van de proeven is deze spreiding onafhankelijk gebleken van de gekozen deelverzameling (een beknopte beschrijving van deze analyse is toegevoegd als bijlage). Ook is het totaal aantal proeven voor specifiek humeuze klei beperkt.

Daarnaast zijn de sterkteparameters voor veen bepaald in triaxiaalproeven bij een maximaal rekpercentage van 2 %. Volgens de meest recente leidraden en onderzoeken is het gebruikelijk om deze sterkteparameters te bepalen bij een minimaal rekpercentage van 5 %. Dit leidt tot een grotere sterkte. Daarnaast wordt onderzoek gedaan naar andere beproevingsmethoden om de sterkte van veen te bepalen.

Om de twee bovenstaande redenen is het interessant nader onderzoek en nadere analyse van het reeds uitgevoerde grondonderzoek uit te voeren.

Uitgevoerde analyses

In de resultaten van de voortoets van het waterkeringsplan geeft Deltares aan dat het interessant is de sigma-tau curves te bepalen aan de hand van meer dan drie punten. Het opstellen van de sigma-tau curves is herhaald door per uitgevoerde triaxiaalproef de sigma-

tau relatie uit te werken voor zeven spanningsniveaus (5 kN/m²; 10 kN/m²; 20 kN/m²; 40 kN/m²; 80 kN/m²; 120 kN/m²; 160 kN/m²).

Voor het bepalen van de toename van de sterkteparameters van veen bij een hoger rekpercentage, is het huidige grondonderzoek opnieuw geanalyseerd. Een groot aantal triaxiaalproeven zijn niet afgebroken bij een axiale rek van 2 %, maar zijn doorgezet tot hogere rekpercentages (tot maximaal 4,5 %). Deze resultaten zijn gebruikt om de sterkteparameters te bepalen bij een hoger rekpercentage. Om de spreiding in de resultaten te beperken, is voor veen de gemeten sterkte meegenomen bij een axiale rek tussen 3 en 4 %.

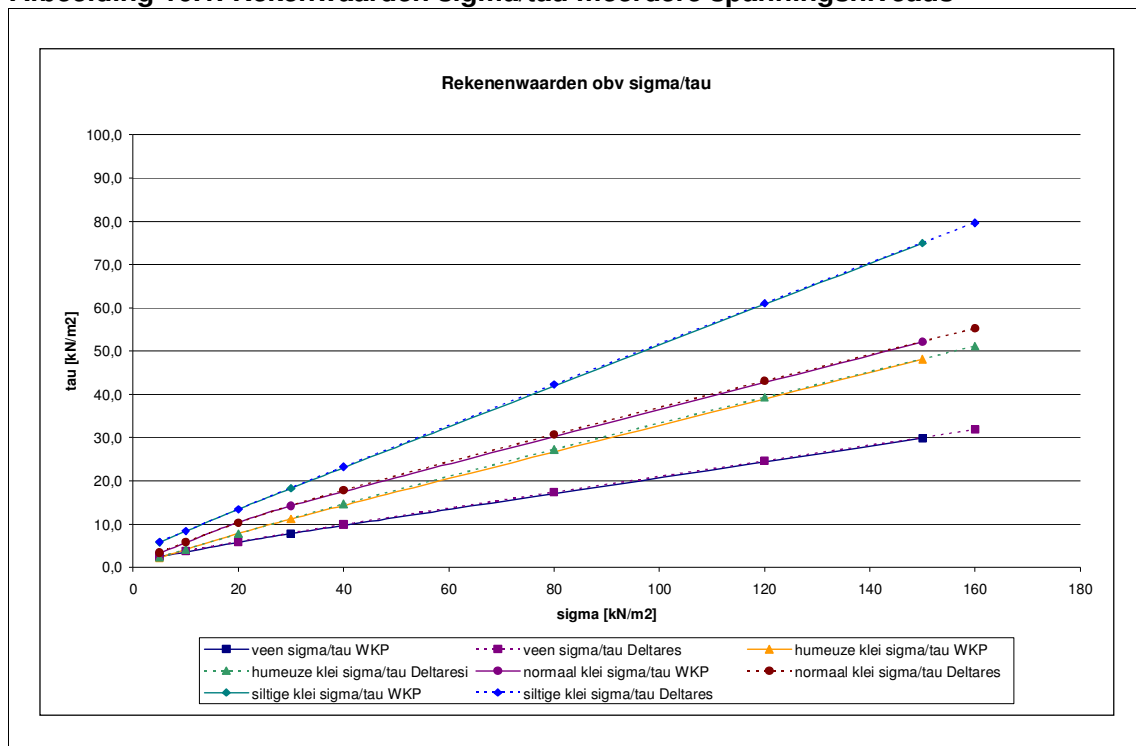
Om de noodzaak van nader onderzoek met nieuwe methodes te onderbouwen, is daarnaast met enkele gevoeligheidsberekeningen een inschatting gemaakt van de besparingen bij nog gunstigere sterkteparameters. De rekenwaarden voor de hoek van inwendige wrijving is daarbij voor venige materialen (veen en humeuze klei) gelijk genomen aan 15 graden, cohesie 3 kPa.

De analyse is uitgevoerd voor twee rekenmodellen (Bishop en Uplift Van). In het waterkeringsplan is alleen gerekend met Bishop. De resultaten van de berekeningen met het Uplift Van model zijn nader uiteengezet in paragraaf 16.8.

Resultaten

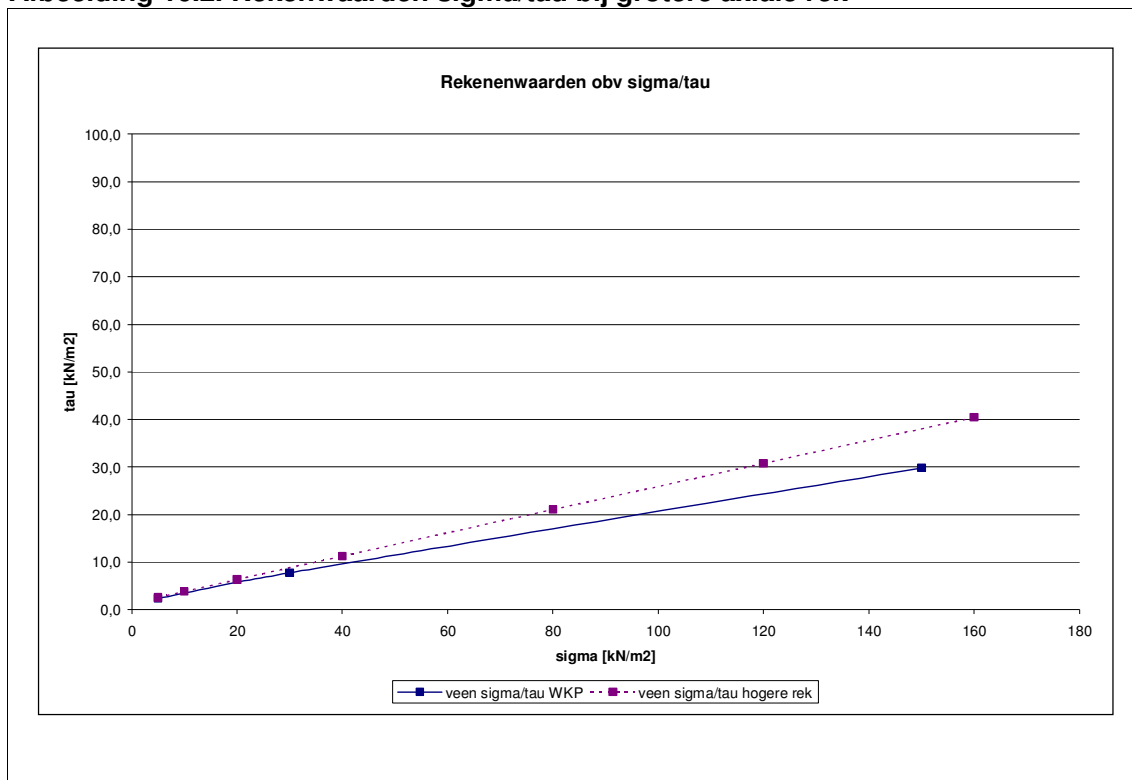
In Afbeelding 16.1 zijn de sigma-tau curves weergegeven die zijn bepaald met behulp van 3 en van 7 punten.

Afbeelding 16.1. Rekenwaarden sigma/tau meerdere spanningsniveaus



In Afbeelding 16.2 is de sigma-tau curve weergegeven die is bepaald met behulp van axiale rek percentages tussen de 3 en 4 %.

Afbeelding 16.2. Rekenwaarden sigma/tau bij grotere axiale rek



In Tabel 16.2 zijn de stabiliteitsfactoren gegeven voor een berekening met en zonder aangepaste sterkteparameters voor humeuze gronden.

Tabel 16.2. Overzicht rekenresultaten sterkteparameters

	Bishop		Uplift Van	
	SF zone 1	SF zone 2	SF zone 1	Bermlengte
	(eis 1,20)	(eis 1,13)	(eis 1,20)	[m]
	[-]	[-]	[-]	
Profiel N3-N4 (>4m)				
veenparameters conform WKP	1,24	1,15	0,97 (0,92)	27
veenparameters hogere rek	1,34	1,33	1,13 (1,08)	27
parameters verwachting Deltares	1,43	1,58	1,29 (1,23)	27
parameters verwachting Deltares	1,43	1,26	-	22
parameters verwachting Deltares	1,42	1,09	-	20

Conclusies en aanbevelingen

Het uitrekenen van de sigma-tau curves bij meer dan drie spanningniveaus heeft nauwelijks invloed op de berekende sterkte.

Bij het gebruik van sterkteparameters die bepaald zijn bij een grotere axiale rek, neemt de stabiliteit met circa 10 % toe. Hierbij is gebruik gemaakt van het reeds uitgevoerde grondonderzoek. De resultaten zijn daarbij conform de huidige normen verwerkt in aangepaste sigma-tau curves. Aangepast triaxiaalonderzoek met nog hogere rekpercentage (5 % in plaats van 3 tot 4 %) leidt tot nog hogere sterkteparameters dan hier gehanteerd.

Bij de verwachte sterkteparameters neemt de stabiliteit nog meer toe en kan de bermlengte worden beperkt. Bij het gebruik van binnen Nederland gangbare rekenparameters voor

veen en humeuze klei kan de berm orde grootte 5 m korter. In hoeverre aanvullend grondonderzoek met toepassing van andere labproeven leidt tot deze parameters is onzeker.

Op basis van deze analyse bevelen wij aan hogere sterkteparameters te hanteren voor veenlagen gebaseerd op een hogere axiale rek. In een vervolgfase dienen deze hogere sterkteparameters verder onderbouwd te worden met aanvullend grondonderzoek. Omdat de toename in sterkte bij een rek van 3 tot 4 % voor veen is aangetoond op basis van de huidige proevenverzameling, bevelen wij aan dit in de eindberekening mee nemen (zie paragraaf 16.12).

16.4. Freatische lijn

Variatie uitgangspunt

In het Waterkeringsplan is de freatische lijn bij het berekenen van de binnenwaartse stabiliteit geschematiseerd op basis van het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, bijlage 1 'Schatting Waterspanningen' [lit. 71.]. In de uitgangspuntennotitie (zie bijlage XX) is aangegeven dat een onderbouwing van de freatische lijn met een grondwaterstromingsberekening mogelijk tot een optimalere (minder conservatieve) ligging van de freatische lijn kan leiden.

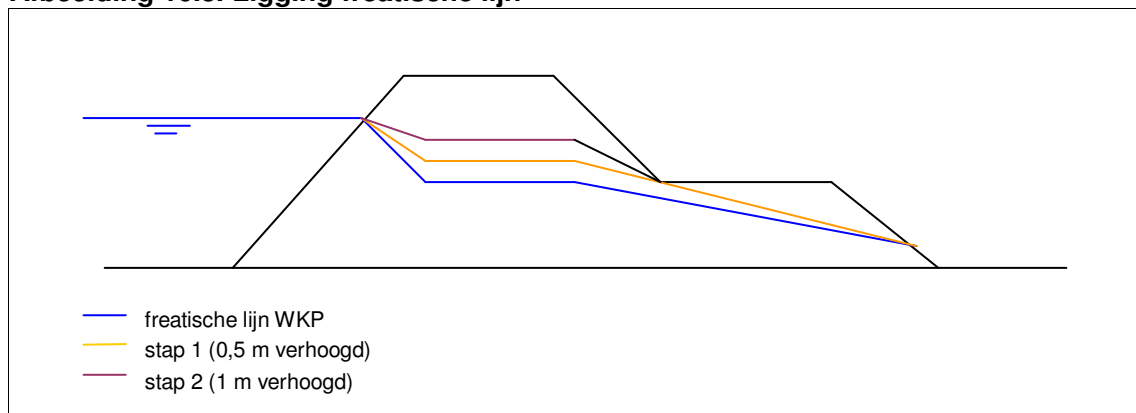
Daarnaast is in het ontwerp gerekend met een golfoverslagdebiet van 1 l/m/s. Bij een golfoverslag van 1 l/m/s dient in het ontwerp rekening te worden gehouden met infiltratie van het overslagdebiet op het binnentalud indien de kleibekleding niet voldoende waterdicht is. In het ontwerp van het waterkeringsplan is een kleibekleding van 0,6 m toegepast op het binnentalud. Deze bekleding is gevoelig voor infiltratie wat leidt tot een stijging van de freatische lijn in de dijk kern.

Om te beoordelen of een verdere optimalisatie van de freatische lijn noodzakelijk is, is een gevoeligheidsanalyse naar het effect van wijzigingen in de freatische lijn wenselijk. Op basis van het berekende effect zijn vervolgens aanbevelingen gedaan over de toepassing van een ander rekenmodel en het eventueel aanpassen van de kleibekleding op het binnentalud.

Uitgevoerde analyses

Om het effect van een gewijzigde freatische lijn in te schatten is voor drie dwarsprofielen de hoogte van de freatische lijn gevarieerd. Daarbij is de geschematiseerde freatische lijn in de dijk kern in twee stappen een meter verhoogd.

Afbeelding 16.3. Ligging freatische lijn



De analyse is uitgevoerd voor twee rekenmodellen (Bishop en Uplift Van). In het waterkeringsplan is alleen gerekend met Bishop. De resultaten van de berekeningen met het Uplift Van model zijn nader uiteengezet in paragraaf 16.8.

Resultaten

In Tabel 16.3 zijn de stabiliteitsfactoren gegeven voor een berekening met een aangepaste freatische lijn.

Tabel 16.3. Overzicht rekenresultaten freatische lijn

	Bishop		
	SF zone 1	SF zone 2	Bermlengte
	(eis 1,20)	(eis 1,13)	
	[-]	[-]	[m]
Profiel N8-N10 (<4m)			
freatische lijn op ca. NAP + 1,7 m	1,22	1,18	23
freatische lijn op ca. NAP + 2,2 m	1,19	1,18	23
freatische lijn op ca. NAP + 2,7 m	1,16	1,18	23
freatische lijn op ca. NAP + 2,7 m, berm 10 cm verhoogd	1,20	1,19	23
Profiel Z9-Z10 (<4m)			
freatische lijn op ca. NAP + 1,9 m	1,28	1,15	29
freatische lijn op ca. NAP + 2,4 m	1,24	1,13	29
freatische lijn op ca. NAP + 2,9 m	1,22	1,13	29
Profiel Z5-Z6 (>4m)			
freatische lijn op ca. NAP + 1,4 m	1,28	1,17	30
freatische lijn op ca. NAP + 1,9 m	1,26	1,12	30
freatische lijn op ca. NAP + 2,4 m	1,23	1,10	30

Conclusies en aanbevelingen

Het verhogen van de freatische lijn heeft een negatief effect op de stabiliteit van het dijklichaam. Het effect op de stabiliteit van de berm is beperkt. De stabiliteit neemt met circa 4 % af bij een verhoging van de freatische lijn met 1 m. Slechts in één van de drie berekeningen zakte de stabiliteit daarbij onder de norm wat met een kleine ingreep (10 cm op de berm) is gecorrigeerd.

De lengte van de berm wordt in het ontwerp bepaald door de stabiliteitszonering (zie paragraaf 5.7, afbeelding 5.6). Doordat het wijzigen van de freatische lijn met name in de dijk-kern plaatsvindt en slechts beperkt doorwerkt in de waterspanningen bij de berm, heeft de freatische lijn geen effect op de bermlengte.

Door het relatief beperkte effect van een wijziging van de freatische lijn bevelen wij aan de onzekerheid van de freatische lijn te verwerken in de schematiseringsfactor. Het toepassen van een ander rekenmodel voor de freatische lijn en het aanpassen van de kleidikte leiden niet tot een significant andere geometrie van de dijk.

16.5. Stijghoogte

Variatie uitgangspunt

Voor het onderbouwen van stijghoogte in het zandpakket onder de dijk is een stationaire grondwaterstromingsberekening opgesteld. In de berekening zijn conservatieve waarden opgenomen met betrekking tot de doorlatendheid van het zand, maar een minder conservatieve waarde voor de lengte van het achterland. In alle dijksecties met uitzondering van

de secties N6 en N9 leidt dit tot een opdrijfveiligheid van 1,0. In verband met de onzekerheid in de doorlatendheden is in de stabiliteitsberekeningen bij de secties N6 en N9 een stijghoogte aangenomen gelijk aan de buitenwaterstand.

Door het toepassen van een grondwaterstromingsmodel kunnen de stijghoogtes in het Pleistoceen nauwkeuriger worden bepaald. Een dergelijk model is bijvoorbeeld toegepast in het bepalen van de geohydrologische effectanalyse voor het project IJsseldelta-Zuid [lit. 52.].

Indien bij een nadere beschouwing blijkt dat een stijghoogte onder de dijk optreedt die niet leidt tot opdrijven of opbarsten, zal een aanpassing van de stijghoogte leiden tot een kleiner dijkontwerp. Indien uit een nadere beschouwing blijkt dat het binnenmaaveld wel opdrijft of opbarst, heeft dit geen ander ontwerp tot gevolg.

Uitgevoerde analyses

In de stationaire berekening is de lengte van het achterland gevarieerd tussen 10 en 500 m. Daarbij is telkens gekeken of de grenspotential ter hoogte van de teensloot wordt overschreden.

Daarnaast is het stationaire rekenmodel vergeleken met de geohydrologische berekeningen die zijn gemaakt om de kweleffecten te bepalen (zie [lit. 52.], product geohydrologie).

Resultaten

Bij aanpassing van het stationair rekenmodel blijkt dat reeds bij een achterlandlengte van 20 m de slootbodem opbarst in alle secties behalve N6 en N9.

In de geohydrologische effectberekening is ook het effect bepaald van een hoogwatergolf op de stijghoogtes in en rondom het bypassgebied. Op kaart 31 van deze studie [lit. 52.] is aangegeven dat de stijghoogte onder de bypass met meer dan 1 m toeneemt. Onder de dijken is deze toename 0,5 tot 1 m. De huidige gemiddelde hoge stijghoogtes rondom de dijken zijn tussen de 0,2 m en 1,4 m onder maaiveld (zie kaart 2 [lit. 52.]). Bij een gemiddelde maaiveldligging rond NAP -0,3 m is de verwachte stijghoogte dan circa NAP +0,2 m. Voor de meeste profielen wordt daarbij de grenspotential van de slootbodem overschreden.

Conclusies en aanbevelingen

Uit de aangepaste stationaire stijghoogteberekening en uit de vergelijking met het geohydrologisch model is gebleken dat de grenspotential van de slootbodem wordt overschreden. Nadere analyse van de stijghoogte heeft daardoor geen invloed op het ontwerp, met uitzondering van de twee vakken waar de stijghoogte niet wordt overschreden (sectie N6 en N9). Dit zijn echter korte lokale secties waar er voor gekozen is om het (zwaardere) dijkontwerp toe te passen uit de omliggende vakken om de continuïteit van de dijk te borgen.

16.6. Indringingsdiepte

Variatie uitgangspunt

In de berekeningen is rekening gehouden met de beperkte indringing van verhoogde stijghoogtes in het slappe lagenpakket. Hiervoor is een indringingslaag van 1 m gehanteerd conform het advies voor benedenrivieren. Door de invloed van hoogwatergolven op de IJssel die langer dan een dag kunnen duren, is de indringing mogelijk meer. Hierbij wordt wel opgemerkt dat hoogwater in de bypass volledig wordt gedomineerd door opwaaiing uit het IJsselmeer met een maximale duur van twee dagen.

Uitgevoerde berekeningen

Om het effect van een grotere indringing van de stijghoogte in te schatten, zijn voor twee dwarsprofielen berekeningen gemaakt. Eén van deze profielen heeft een relatief dun slappe lagenpakket, één dwarsprofiel heeft een ondergrond met meer dan 4 m klei- en veenlagen.

In de berekeningen is de dikte van de indringingslaag gevarieerd van 1 tot 3 m. Dit komt overeen met de standaardwaarden in het Technisch rapport waterspanningen bij dijken [lit. 71.] voor respectievelijk het beneden- en bovenrivierengebied. De gehanteerde uitgangspunten in de berekeningen komen overeen met de rekenuitgangspunten in hoofdstuk 3.

De analyse is uitgevoerd voor twee rekenmodellen (Bishop en Uplift Van). In het waterkeringsplan is alleen gerekend met Bishop. De resultaten van de berekeningen met het Uplift Van model zijn nader uiteengezet in paragraaf 16.8.

Resultaten

In Tabel 16.4 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren bij verschillende indringingsdieptes. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

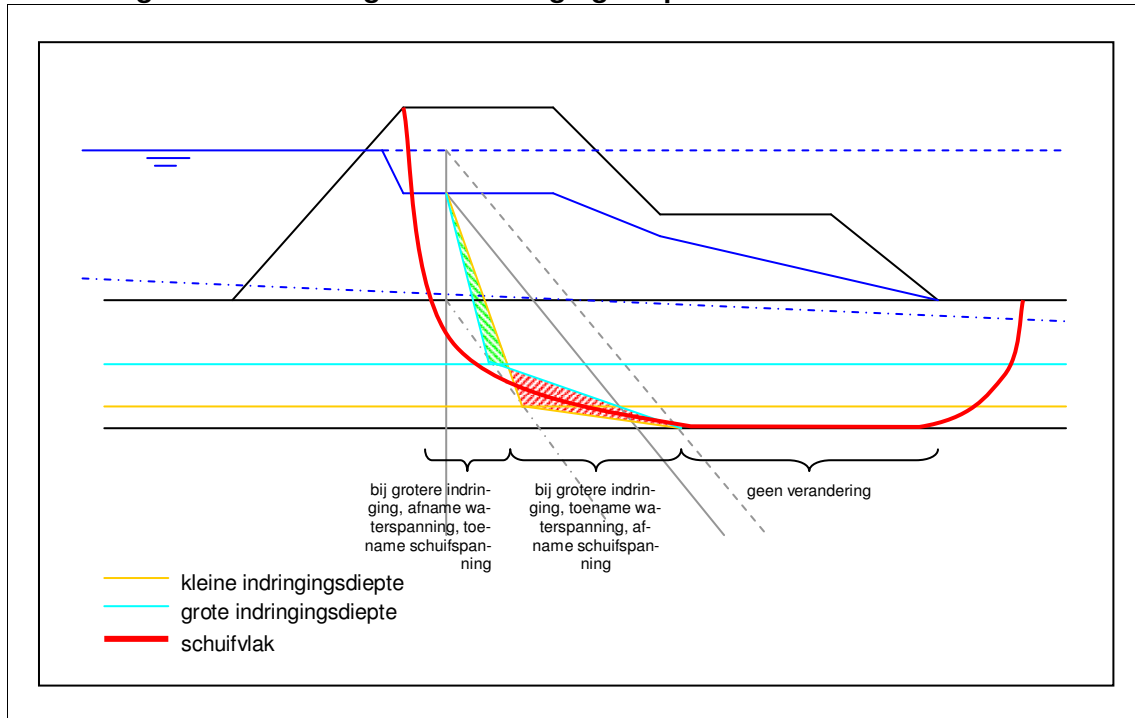
Tabel 16.4. Overzicht rekenresultaten indringingsdiepte

	Bishop		Uplift Van	
	SF zone 1 (eis 1,20)	SF zone 2 (eis 1,13)	SF zone 1 (eis 1,20)	Bermlengte
	[-]	[-]	[-]	[m]
Profiel Z9-Z10 (<4 m)				
indringing 1 m	1,28	1,15	1,11 (1,06)	29
indringing 2 m	1,28	1,20	1,11 (1,05)	29
Profiel N3-N4 (>4m)				
indringing 1 m	1,24	1,15	0,97 (0,92)	27
indringing 2 m	1,24	1,15	0,98 (0,93)	27
indringing 3 m	1,24	1,15	0,97 (0,92)	27

Conclusies en aanbevelingen

Het aanpassen van de indringingsdiepte heeft nauwelijks effect op de stabiliteit van de dijk. In de Bishop analyses neemt de stabiliteit zelfs iets toe. Dit wordt veroorzaakt door de manier waarop de interpolatie van de waterspanningen is geschematiseerd. Dit is in de onderstaande afbeelding uiteengezet.

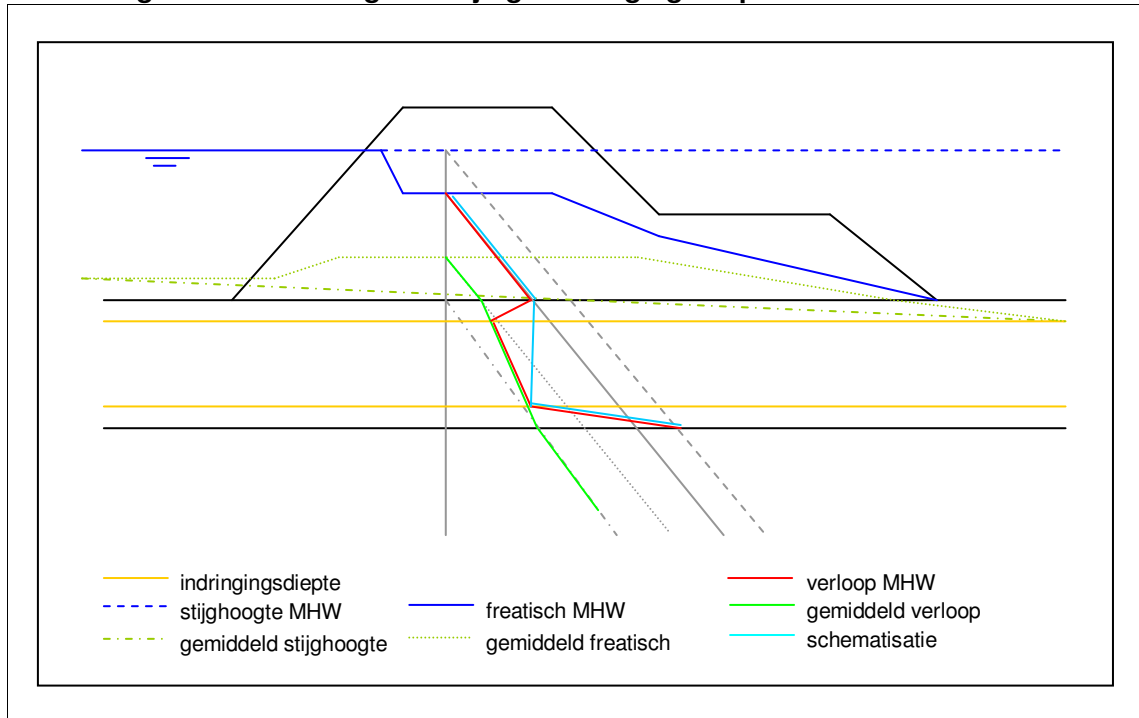
Afbeelding 16.4. Toelichting effect indringingsdiepte



Het bovenstaande fenomeen is een gevolg van de schematisatie. In het Technisch rapport waterspanningen bij dijken schrijft het model voor de waterspanningen lineair te interpoleren tussen de verhoogde freatische lijn in de dijk en de stijghoogte in de indringingslaag. In feite is dit incorrect. Het gemiddeld waterspanningsverloop in een dik slappe lagen pakket wordt bepaald door het verloop van de gemiddelde freatische lijn in de dijk aan de ene kant en de gemiddelde stijghoogte in het Pleistoceen aan de andere kant. Bij gelijktijdig verhoging van de freatische lijn en de stijghoogte ten gevolge van een hoogwater zal de verhoogde waterdruk aan beide zijden beperkt indringen. Dit is weergegeven in Afbeelding 16.5.

De indringing vanaf de bovenzijde wordt in het Technisch rapport niet meegenomen. Dit is een conservatief uitgangspunt (zie de turquoize lijn in relatie tot de rode lijn in Afbeelding 16.5). Wanneer in de geschematiseerde situatie de indringingsdiepte wordt vergroot ontstaat nu het fenomeen uit Afbeelding 16.4 waarbij in een deel van het pakket de waterspanning afneemt. Daarbij wordt in feite het conservatisme dat in het model is ingebouwd verkleind. Doordat in de bodemopbouw bij IJsseldelta-Zuid de sterkte vooral komt uit de kleilagen bovenin het slappe lagen pakket, is het klein positief effect van de afgenomen waterspanning in de bovenste lagen zichtbaar in stabiliteitsanalyse.

Afbeelding 16.5. Toelichting tweezijdige indringingsdiepte



Door de zeer kleine verschillen in stabiliteitsfactor en de veilige schematisatie kan de spreiding in indringingsdiepte als onzekerheid worden meegenomen in de schematiseringsfactor (zie bijlage XXVIII). Het ontwerp blijft daardoor ongewijzigd.

16.7. Zoneringsregel

Variatie uitgangspunt

In het ontwerp van de bypassdijken zijn de stabiliteitseisen afhankelijk van de ligging van de glijcirkel. Aan afschuiving van de kruin wordt een strengere eis gesteld dan aan afschuiving van de berm. Hiertoe is de methode uit de Handreiking Constructief Ontwerpen (HCO) toegepast.

Het toepassen van een dergelijke zoneringsregel bij een overslagdebiet van 1,0 l/m/s is momenteel onderwerp van studie. In de HCO was dit zondermeer toegestaan, in het recentere Technisch Rapport Actuele Sterkte van dijken (TRAS) niet.

In deze gevoeligheidsanalyse is naast de toegepaste methode gekeken naar twee andere mogelijkheden voor zonering:

- pas zonering toe volgens geavanceerde methode TRAS, bij toepassen van 0,1 l/m/s;
- overslagdebiet 1,0 l/m/s zonder het toepassen van zonering.

Beide situaties leiden in theorie tot een zwaarder ontwerp.

Uitgevoerde analyses

Voor secties N8 tot en met N10 is een ontwerp opgesteld voor de twee voornoemde situaties.

Resultaten

In Tabel 16.5 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren en berekende berm lengtes voor de twee zoneringsmethoden. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

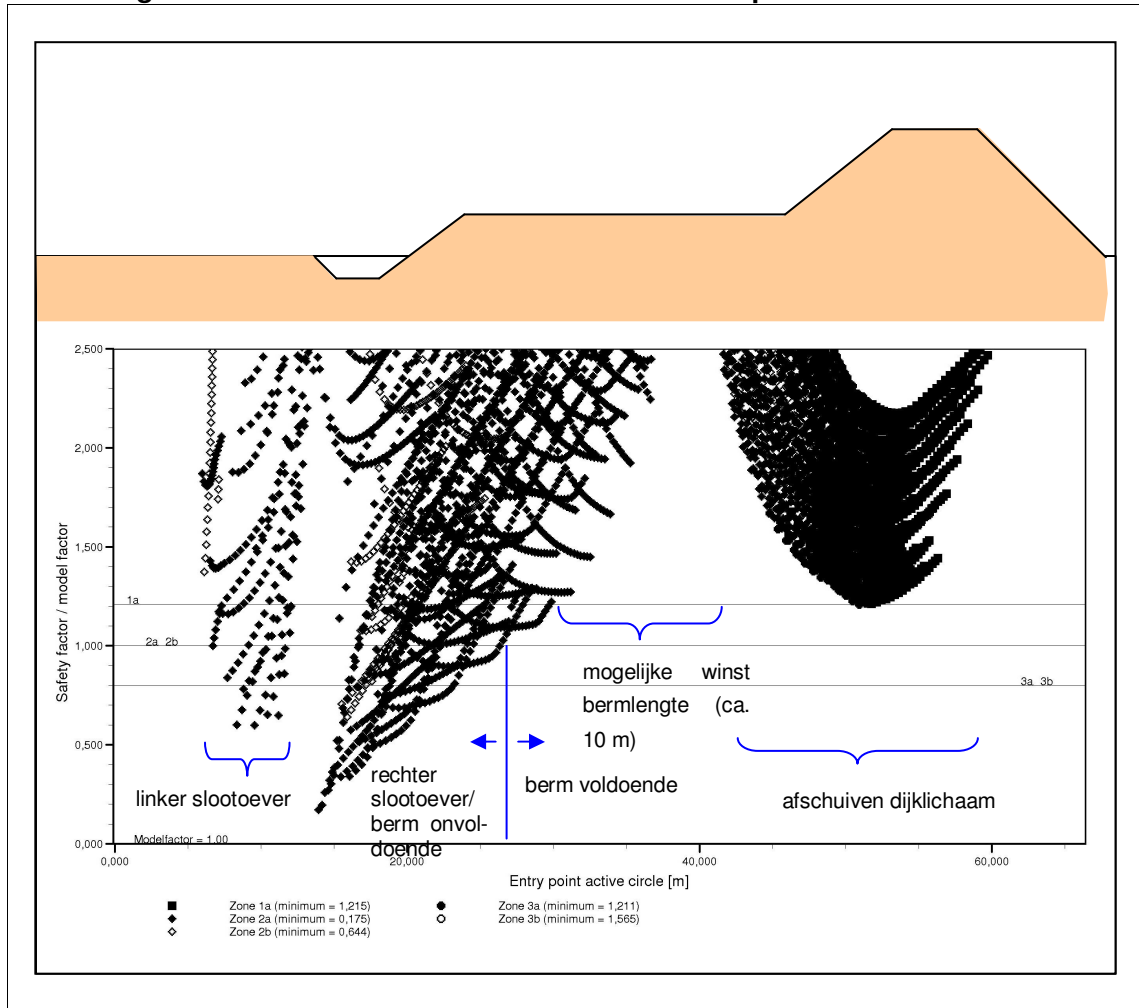
Tabel 16.5. Overzicht rekenresultaten zoneringsregel

	SF zone 1 groot (eis 1,20) [-]	SF zone 1 klein (eis 1,20) [-]	SF zone 2 (eis 1,13) [-]	Berm- lengte [m]	Berm- hoogte [m]	Kruin- hoogte [m+NA] P]	Bermta- lud [1:x]
Profiel N8-N10 (<4 m)							
ontwerp WKP	1,44	1,22	1,18	23	1,5	4,7	3
ontwerp situatie 1 (zonerings TRAS)*	-	1,22	-	ca. 14	1,5	5,1	3
ontwerp situatie 2 (geen zonerings)	<0,5	<0,5	<0,5	>35	1,5	4,7	10

* stabiliteitsfactoren voor de verschillende zones volgende de TRAS methode zijn gegeven in Afbeelding 16.6

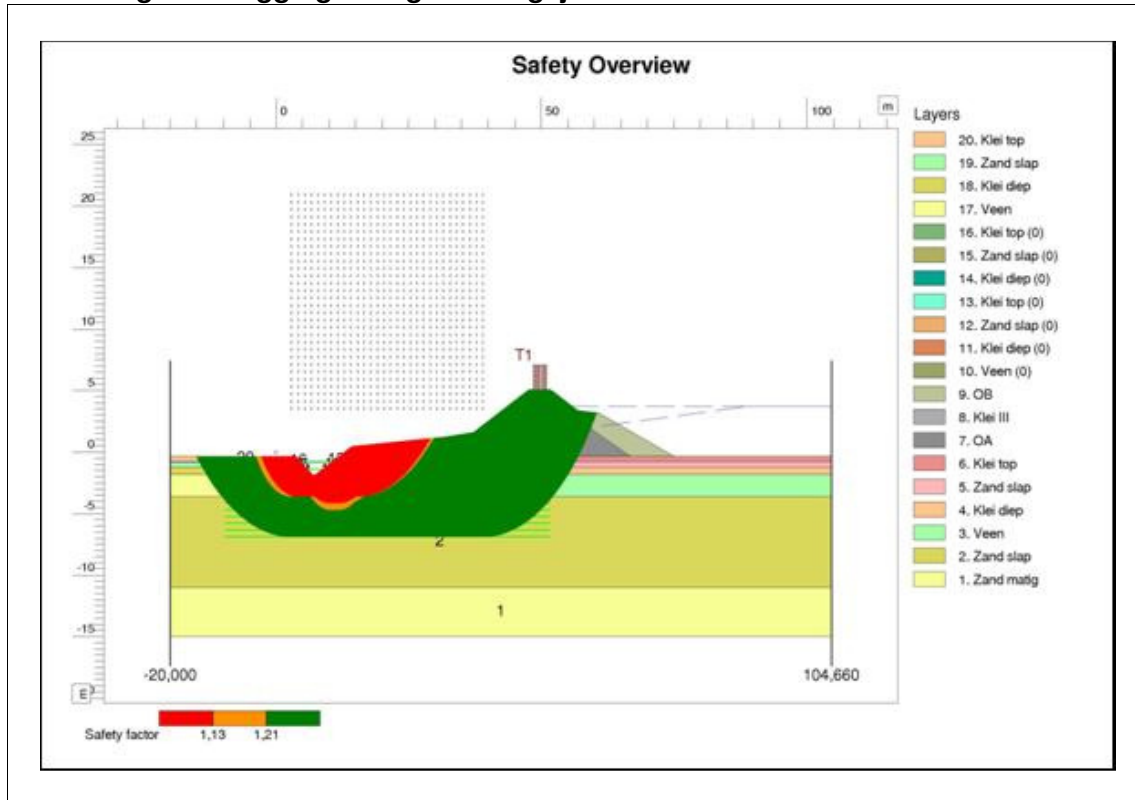
In de onderstaande afbeelding is de stabiliteitsfactor weergegeven uitgezet naar het intredepunt van de glijcirkel conform de methode uit het Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken. Het ingevoerde profiel is gelijk aan het huidige ontwerp profiel van het Waterkeringsplan met een verhoogde kruin.

Afbeelding 16.6. Stabiliteitsfactoren in relatie tot intredepunt



In de onderstaande afbeelding zijn de glijcirkels in het dwarsprofiel weergegeven. De rode cirkels voldoen niet aan de minimale stabiliteitseisen voor de berm.

Afbeelding 16.7. Ligging maatgevende glijcirkels



Conclusies

Het verhogen van de kruin en het toepassen van de geavanceerde zoneringsregel uit het TRAS leidt tot een compacter dijkontwerp. De berm kan maximaal 10 m worden ingekort. Daartegenover staat dat de kruin circa 0,5 m moet worden verhoogd.

Het niet toepassen van een zoneringsregel (situatie 2) in een situatie met opbarsten is rekenkundig een onmogelijkheid. Dit zou leiden tot onrealistisch flauwe taluds en zeer lange bermen. Het ruimtegebruik van de dijk neemt met circa 30 m toe.

In welke situatie welke zoneringsregel mag worden toegepast is nog onderdeel van onderzoek. De zoneringsregel die is toegepast in het ontwerp van dit waterkeringsplan, is vigerend conform de Handreiking Constructief Ontwerpen [lit. 61.]. Het toepassen van een andere zoneringsregel leidt mogelijk tot een optimalisatie van het dijkontwerp. Deze optimalisatie is conform het Technisch rapport actuele sterkte van dijken [lit. 8.] echter alleen mogelijk indien een hogere kruinhoogte wordt geaccepteerd. In verband met de landschappelijke wensen en de afspraken met de omgeving achten wij het onverstandig de kruinhoogte te vergroten.

16.8. Rekenmethode STBI

Variatie uitgangspunt

In het waterkeringsplan is bij een opdrukveiligheid kleiner dan 1,1 het stabiliteitsmodel van Bishop toegepast waarbij geen schuifweerstand in de opbarstzone is gemodelleerd (zogenaamde 'c en phi = 0 methode'). Conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies is deze modellering van toepassing bij een relatief dun slappe lagen pakket. Bij een dik slappe lagen pakket vindt geen c en phi-reductie plaats en wordt aanbevolen een drukstaafmodel toe te passen. De grens tussen een dun en dik slappe lagen pakket is niet

in de huidige leidraden vastgelegd. In de praktijk wordt vaak een dikte van 4 m als grens gehanteerd. Daarnaast is in de voortoets aanbevolen om in aanvulling op het Technisch rapport waterkerende grondconstructies ook in het geval van opbarsten de methode Uplift Van toe te passen. Bij het toepassen van de bovenvernoemde richtlijnen kan in de situatie met een dik slappe lagen pakket mogelijk worden volstaan met een kortere en dikkere berm.

Uitgevoerde analyses

In verband met het naar verwachting grote effect van bovenstaande aanpassing is voor vier secties de stabiliteit bepaald van het huidige waterkeringsontwerp bij toepassing van het Uplift Van model.

Vervolgens is onderzocht welke ingreep nodig is om bij berekening met dit model aan de minimale stabiliteitseisen te voldoen.

Resultaten

In Tabel 16.6 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren bij verschillende stabiliteitsmodellen. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

Tabel 16.6. Overzicht rekenresultaten Uplift Van

	SF zone 1 (eis 1,20) [-]	SF zone 2 (eis 1,13) [-]	Bermlengte [m]	Bermhoogte [m]
Profiel N8-N10 (<4 m)				
Bishop	1,22	-	23	1,5
Uplift Van	1,19 (1,13)	-	23	1,5
Uplift Van (aangepast profiel)	1,28 (1,22)	-	23	2,0
Profiel Z9-Z10 (<4m)				
Bishop	1,28	-	29	1,7
Uplift Van	1,11 (1,06)	-	29	1,7
Uplift Van (aangepast profiel)	-	1,15 (1,09)	29	2,7
Profiel N3-N4 (>4m)				
Bishop	1,24	-	27	1,2
Uplift Van	0,97 (0,92)	-	27	1,2
Uplift Van (aangepast profiel)	1,15 (1,09)	-	27	1,7
Uplift Van (aangepast profiel)	-	1,05 (1,00)	27	2,2
Profiel Z5-Z6 (>4m)				
Bishop	1,28	1,14	30	1,8
Uplift Van	1,11 (1,05)	-	30	1,8
Uplift Van (aangepast profiel)	1,27 (1,21)	-	30	2,8

Conclusies

Het toepassen van het Uplift Van model heeft een groot effect op de stabiliteit van de berekende profielen. De suggestie dat de bermen hoger en korter worden is niet terecht. De bermen dienen met dit model wel hoger te worden, maar er is onvoldoende sterkte aanwezig om de bermen ook in te korten.

Omdat het rekenen met een drukstaafmethode een voorgeschreven methode is, bevelen wij aan dit in de eindberekening mee nemen (zie paragraaf 16.12).

16.9. Stabiliteit gezette geometrie

Variatie uitgangspunt

Bij het schematiseren van het dijkontwerp kan op verschillende manieren worden omgegaan met zettingen in de ondergrond:

- methode 1: reken met de verwachte hoogte (inclusief zettingscompensatie), zetting en consolidatie tijdens het eerste hoogwater, eventueel in combinatie met een lagere ontwerpwaterstand (zonder robuustheidstoeslag);
- methode 2: reken met ontwerphoogte zonder overhoogte, een consolidatiegraad van 100 %, geen zetting in de ondergrond en de ontwerpwaterstand (met alle toeslagen).

In methode 2 is aangenomen dat de stabiliteitstoename door een gezette geometrie en de stabiliteitsafname door een aanwezige overhoogte en een niet volledige consolidatie elkaar opheffen.

In het Waterkeringsplan is gerekend volgens methode 2 waarbij de zetting als gevolg van de aangebrachte binnenbermen niet verwerkt is in de ondergrond. Het verschil met de eerste methode is niet bepaald.

Uitgevoerde analyses

Voor twee secties is het gezette profiel en de consolidatie van de ondergrond bepaald na 10 jaar zetting (einde fase 1). Er is gekozen voor een profiel met een dik slappe lagenpakket en één met een dun slappe lagen pakket. Voor dit gezette profiel is de stabiliteit uitgerekend met zowel het model Bishop als het model Uplift Van. De gehanteerde uitgangspunten voor de zettings- en stabiliteitsberekeningen komen overeen met hoofdstuk 3 en bijlage XX.

Bij het rekenen met het ongezette profiel is de geometrie conform het ontwerpprofiel. Bij de berekening van het gezette profiel is de verwachte geometrie na 10 jaar zetting genomen, inclusief de noodzakelijke zettingscompensatie. Na 10 jaar wordt de dijk pas belast met de maatgevende waterstand.

Resultaten

In Tabel 16.7 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren van het gezette en het ongezette profiel. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

Tabel 16.7. Overzicht rekenresultaten gezette geometrie

profiel	zone	Bishop		Uplift Van	
		SF zone 1 ongezet (eis 1,20) [-]	SF zone 1 gezet (eis 1,20) [-]	SF zone 1 ongezet (eis 1,20) [-]	SF zone 1 gezet (eis 1,20) [-]
N3-N4 (>4 m)	0	1,24	1,54	0,97 (0,92)	1,14 (1,08)
	1	1,20	1,56		
	2	1,15	1,16		
Z9-Z10 (<4 m)	0	1,28	1,92	1,11 (1,06)	1,34 (1,27)
	1	1,28	1,92		
	2	1,15	1,17		

Conclusies

Het meenemen van de gezette geometrie heeft een positief effect op de stabiliteit van de berekende profielen.

Omdat het rekenen met een gezette geometrie een geaccepteerde methode is, bevelen wij aan dit in de eindberekening mee nemen (zie paragraaf 16.12).

16.10. Stabiliteit buitenwaarts

Variatie uitgangspunt

Bij het controleren van de stabiliteit van het buitentalud is in het Waterkeringsplan gerekend voor een val na hoogwater. Daarbij is uitgegaan van een instantane val van de buitenwaterstand van MHW (maatgevend hoogwater) naar GWS (gemiddelde waterstand). Volgens de leidraden en naar aanleiding van de reactie van Rijkswaterstaat IJsselmeergebied is een controle gevraagd voor de stabiliteit buitenwaarts bij een val van GWS naar LLW (laagste laagwater) en bij extreme neerslag. Naar verwachting zijn deze twee situaties niet maatgevend.

Uitgevoerde analyses

Voor twee secties is de stabiliteit buitenwaarts bepaald bij de situatie van een val naar LLW en een situatie met extreme neerslag. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

Tabel 16.8. Uitgangspunten waterstanden stabiliteit buitenwaarts

	sectie N8-N10	sectie Z5-Z6
Maatgevend hoogwater (MHW) [m+NAP]	3,75	3,90
Gemiddeld hoogwater (GHW) [m+NAP]	1,5	1,5
Gemiddelde waterstand (GWS) [m+NAP]	- 0,4	- 0,4
Laagste laagwaterstand (LLW), o.b.v. schommeling [m+NAP]	- 1,4	- 1,4

Voor de situatie met extreme neerslag is een opbolling van de freatische lijn aangenomen van 1 m en is de buitenwaterstand gelijk genomen aan LLW.

Resultaten

In Tabel 16.9 is een overzicht gegeven van de berekende stabiliteitsfactoren val naar laagwater en extreme neerslag. In bijlage VIII zijn afbeeldingen opgenomen van de maatgevende glijcirkels.

Tabel 16.9. Overzicht rekenresultaten stabiliteit buitenwaarts

	SF STBU (eis 1,13) [-]
Profiel N8-N10 (<4m)	
val na MHW	1,34
val GHW naar LLW	1,55
extreme neerslag	1,39
Profiel Z5-Z6 (>4m)	
val na MHW	1,16
val GHW naar LLW	1,26
extreme neerslag	1,18

Conclusies

Voor stabiliteit buitenwaarts is een val na maatgevend hoogwater maatgevend boven een val van GHW naar LLW en de situatie bij extreme neerslag.

16.11. Zettingsberekeningen

Variatie uitgangspunt

In de zettingsanalyse is aangegeven dat de gemiddelde grondwaterstand is overgenomen uit de polderpeilen streefkaart. De grondwaterstand is echter niet gelijk aan het streefpeil. Met name onder de dijk zal deze na oplevering van de dijk mogelijk hoger zijn door opbolling. Dit heeft een effect op de berekende eindzetting.

In het bijzonder is dit het geval bij de klimaatdijk waar de aanwezigheid van het grote grondlichaam van de woonterpen een grote opbolling zal veroorzaken.

Uitgevoerde analyses

Voor de klimaatdijk zijn zettingsberekeningen gemaakt bij een opbolling variërend van 0 m tot 2 m boven de gemiddelde grondwaterstand. Dit is gedaan voor de periode na oplevering door de aannemer tot 50 jaar daarna. De gehanteerde uitgangspunten voor de zettingsberekening zijn gelijk aan de uitgangspunten in Bijlage XX.

Resultaten

De restzetting na een aanlegfase van 2 jaar is in onderstaande tabel voor verschillende opbollingen van de grondwaterstand weergegeven. De waarden vallen beneden de gestelde restzettingseis van 50 cm na 2 jaar. Er is hierbij geen rekening gehouden met zettingscompensatie. De resultaten met zettingscompensatie zijn weergegeven in Bijlage XX.

Tabel 16.10. Restzetting (zonder zettingscompensatie)

locatie	opbolling gws	opbolling gws	opbolling gws
	2 meter [m]	1 meter [m]	0 meter [m]
Berm klimaatdijk	0,177	0,177	0,177
Kruin klimaatdijk	0,208	0,206	0,204
Woonterp	0,267	0,263	0,259

Conclusies

Het verschil in eindzetting bedraagt bij de klimaatdijk slechts enkele cm's. De bodemopbouw ter hoogte van de klimaatdijk is gemiddeld. Het effect zal daarom bij een slechtere bodemopbouw mogelijk iets groter zijn. Naar verwachting valt dit nog altijd ruim binnen de nauwkeurigheidsmarge van de zettingsberekeningen.

16.12. Samenvatting en eindconclusie

Uitgevoerde analyses

In Tabel 16.11 is een samenvatting gegeven van de 10 uitgevoerde gevoeligheidsanalyses. Hieruit kan het volgende worden geconcludeerd:

- van de uitgevoerde analyses leiden er 7 niet tot wijzigingen in het ontwerp (verwaarloosbaar effect). De invloed van de onderzochte uitgangspunten is in deze analyses zeer beperkt gebleken;
- bij 3 analyses is geconcludeerd dat een wijziging in de uitgangspunten een effect kunnen hebben op het ontwerp. Het toepassen van het Uplift Van model leidt tot een zwaarder ontwerp, het rekenen met een grotere sterkte voor veen of met een gezette geometrie leidt tot een minder zwaar ontwerp.

Tabel 16.11. Overzicht gevoeligheidsberekeningen

onderzocht verschil	negatief effect	verwaarloosbaar negatief effect	verwaarloosbaar positief effect	positief effect
Bodemdaling	De bodemdaling heeft een negatief effect op piping. Hiervoor wordt aanbevolen een nadere analyse uit te voeren in de vervolgfase.	Door het beperkt effect en de grote onzekerheid wordt aanbevolen de bodemdaling niet mee te nemen		
Sterkteparameters			Het uitvoeren van meer grondonderzoek en het onderverdelen in kleinere deelgebieden geeft geen aangepast ontwerp.	Het vergroten van de sterkteparameters door nieuw onderzoek met aangepaste vervormingseisen beïnvloedt de dijk positief
Freatische lijn		Het variëren van de freatische lijn in de dijk kern heeft een verwaarloosbaar effect op de totale stabiliteit van de dijk.		
Stijghoogte			Bij nadere analyse van de stijghoogte vindt bijna overal opbarsten plaats waardoor de stabiliteit van de dijk niet wordt beïnvloed. In de secties waar geen opbarsten plaatsvindt, blijft het ontwerp ongewijzigd.	
Indringingsdiepte		Bij de gekozen (veilige) schematisatie heeft het variëren van de indringingsdiepte een verwaarloosbaar effect op de totale stabiliteit van de dijk.		
Zoneringsregel			De zoneringsregel is nog onderdeel van onderzoek, aanbevolen wordt de regel conform vigerende leidraden toe te passen	
Toepassen Uplift Van model	Het toepassen van het Uplift Van model leidt tot een minder stabiele dijk. De bermen moeten circa 1 m			

onderzocht verschil	negatief effect	verwaarloosbaar negatief effect	verwaarloosbaar positief effect	positief effect
Gezette geometrie	worden opgehoogd om aan de eisen te voldoen			Het rekenen met een gezette geometrie heeft een positief effect op de stabiliteit van de dijk.
Stabiliteit buitenwaarts		Het rekenen voor andere waterstanden leidt niet tot een minder stabiele situatie		
Zettingen			Het verschil in zetting, rekening houdend met opbolling, valt binnen de nauwkeurigheid van de zettingsberekening.	

Gecombineerd effect

Om het gecombineerde effect van de bovenstaande conclusies te beoordelen zijn de 3 gevoeligheidsberekeningen die invloed hebben op het ontwerp, gecombineerd. Voor zowel een profiel met een dik slappe lagen pakket als voor een profiel met een dun slappe lagen pakket is gerekend met:

- zowel het Bishop als Uplift Van model;
- de gezette geometrie na een periode van 10 jaar;
- de afgeleide veenparameters bij een axiale rek van 3 tot 4 %.

De resultaten van deze gecombineerde berekening zijn gegeven in Tabel 16.12. De stabiliteit met het model Bishop is in de gecombineerde situatie ruim voldoende. De stabiliteit met het model Uplift Van voldoet in de gecombineerde situatie (ruim) aan de norm bij een dun slappe lagen pakket en met een marge kleiner dan 5 % in het geval van een dik slappe lagen pakket.

Voor de dijksecties met een dun slappe lagen pakket kan voor de binnenwaartse macrostabiliteit worden volstaan met een iets kortere berm. De secties met een dun pakket aan slappe lagen zijn echter gevoeliger voor piping. In deze secties zijn daarom langere kwelweglengtes nodig. Het eventueel verkorten van de stabiliteitsbermen moet daarom in deze sectie worden gecompenseerd met aanvullende maatregelen tegen piping.

Tabel 16.12. Gecombineerde berekening gevoeligheden

	Bishop		Uplift Van
	SF zone 1 (eis 1,20) [-]	SF zone 2 (eis 1,13) [-]	SF zone 1 (eis 1,20) [-]
Profiel Z9-Z10 (<4 m)			
oorspronkelijk	1,28	1,15	1,11 (1,06)
gecombineerd	1,68	1,33	1,56 (1,48)
Profiel N3-N4 (>4m)			
oorspronkelijk	1,24	1,15	0,97 (0,92)
gecombineerd	1,83	1,35	1,32 (1,26)

Eindconclusie

In diverse gevoeligheidsberekeningen is geconcludeerd dat voor de meeste uitgangspunten de mogelijke wijzigingen die volgen uit de voortoets geen invloed hebben op het ontwerp. Bij 3 analyses is geconcludeerd dat de voorgestelde wijziging van uitgangspunten kan leiden tot een wijziging in het ontwerp. Wanneer deze 3 analyses worden gecombineerd blijven de veranderingen elkaar deels op te heffen. In dijksecties met een dik slappe lagen pakket voldoet in die situatie het huidig ontwerp aan de norm met een marge kleiner dan 5 %. In dijksecties met een dun slappe lagenpakket kan de stabiliteits berm in het huidig ontwerp worden ingekort. In deze secties zijn daarentegen langere kwelweglengtes nodig om aan de eisen van piping te voldoen.

De uitgevoerde analyses tonen aan dat het huidig ontwerp veilig is en voldoet aan de vigerende normen en leidraden.

Voor de dijksecties met een dun slappe lagen pakket kan de binnenwaartse macrostabiliteit worden gegarandeerd met een iets kortere berm. In de secties met een dun slappe lagen pakket zijn daarentegen voor de veiligheid tegen piping juist weer lange kwelweglengtes nodig. Het verkorten van de stabiliteitsbermen zal in deze sectie daarom één op één leiden tot aanvullende maatregelen tegen piping. Dit leidt slechts tot een kleine wijziging in de kosten. Omdat deze secties verspreid liggen over het projectgebied, zou deze optimalisatie leiden tot een versplinterd ontwerp wat vanuit landschappelijk oogpunt, en de latere inspanningen in het kader van toetsingen en beheer- en onderhoud onwenselijk is. Het huidige ontwerp is bijgevolg doelmatig.

Door daarnaast rekening te houden met grondstromen en inpassing in de uitvoering is invulling gegeven aan een budgetgestuurd ontwerp. Het aanpassen van het ontwerp is niet nodig en wordt daarom in deze fase van het project afgeraden.

16.13. Materiaal in de kern van de dijk

Variatie uitgangspunt

Bij het opstellen van het waterkeringsplan is gestreefd naar een economisch en duurzaam grondstromenplan, waarbij de transportbewegingen zo beperkt mogelijk zijn. Hiertoe is in het ontwerp van het dwarsprofiel zoveel mogelijk rekening gehouden met het lokaal beschikbaar materiaal uit de bypass en uit de zomerbedverlaging.

De kern van de dijk is opgebouwd uit zand. Zand is het meest eenvoudig aan te brengen, heeft een drainerende werking waardoor waterspanningen in de dijk beperkt blijven, en heeft goede sterkte-eigenschappen. Zand zou bovendien voldoende beschikbaar zijn vanuit de zomerbedverlaging.

Nu de zomerbedverlaging gedeeltelijk niet wordt uitgevoerd, is mogelijk niet voldoende schoon zand beschikbaar. In de onderstaande analyse is gekeken naar de effecten indien schoon zand in de dijk kern vervangen wordt door zand met kleibijmengingen of door klei.

Het toepassen van kleihoudend materiaal in plaats van zand in de bypassdijken heeft de volgende voor- en nadelen:

- in het gecombineerde project IJsseldelta-Zuid en Zomerbedverlaging is een overschot aan kleihoudend materiaal;
- kleihoudend materiaal heeft een niet spanningsafhankelijk samenhang (cohesie) die met name in verzadigde taluds gunstig werkt voor de stabiliteit;
- door de beperktere doorlatendheid veroorzaakt klei een grotere opbolling en bijgevolg een hogere freatische lijn in de kern van de dijk. Dit is ongunstig voor de stabiliteit;

- kleihoudend materiaal heeft gemiddeld een lagere wrijvingsweerstand. Dit is ongunstig voor de stabiliteit;
- klei is moeilijker te verdichten en heeft meer tijd nodig om te consolideren. Dit is nadelig voor de uitvoeringsstabiliteit en uitvoeringsduur.

Uitgevoerde berekeningen

Voor twee rekenprofielen is het kernmateriaal gevarieerd tussen zand, kleihoudend zand, zandige klei en klei. Onderzocht is met name of het gunstige effect van de cohesie bij klei opweegt tegen het negatief effect van een hogere waterstand in de dijk.

De sterkteparameters (wrijvingshoek en cohesie) van de verschillende grondsoorten zijn overgenomen uit tabel 1 van NEN6740. Dit zijn veilige waarden die algemeen gelden voor Nederlandse omstandigheden.

Het verloop van de freatische lijn in een zandkern is gemodelleerd aan de hand van bijlage 1 van het Technisch rapport waterspanningen bij dijken (zie paragraaf 6.6.1). In dezelfde bijlage 1 is ook een benaderende rekenregel gegeven voor de freatische lijn van kleidijken op een kleiondergrond. Dit model is toegepast voor het bepalen van de freatische lijn in een dijk kern van klei. Voor dijken met een brede basis zoals de bypassdijken is dit een veilige tot zeer veilige schematisatie. Voor menggronden als zandige klei en kleihoudend zand is een inschatting gemaakt met een ligging van de freatische lijn tussen de twee genoemde modellen.

Resultaten

In de onderstaande tabel zijn de veiligheidsfactoren gegeven die volgen uit de berekeningen.

Tabel 16.13. Overzicht rekenresultaten kernmateriaal

	Bishop		
	SF zone 1 kleine cirkel (eis 1,20) [-]	SF zone 1 grote cirkel (eis 1,20) [-]	SF zone 2 (eis 1,13) [-]
Profiel N8-N10 (<4m)			
antropogeen zand (schoon los)	1,22	1,44	1,18
antropogeen zand (sterk siltig, kleihoudend)	1,11	1,28	1,18
antropogeen klei (sterk zandig)	1,11	1,30	1,18
antropogeen klei (schoon, matig)	1,11	1,21	1,18
Profiel Z5-Z6 (>4m)			
antropogeen zand (schoon los)	1,28	1,37	1,14
antropogeen zand (sterk siltig, kleihoudend)	1,12	1,20	1,11
antropogeen klei (sterk zandig)	1,12	1,21	1,09
antropogeen klei (schoon, matig)	1,01	1,08	1,14

De stabiliteitsfactor neemt sterk af voor de stabiliteit van zone 1 (de dijk kern) bij het verhogen van het kleigehalte. De hogere freatische lijn en de kleinere wrijvingshoek van een kleikern zijn dominant ten opzichte van een grotere cohesie. De stabiliteit van deze glijcirkels wordt met name bepaald door de hoogte van de berm. Het negatief effect kan daarom met een verhoging van de berm worden gecompenseerd.

De stabiliteitsfactor voor de stabiliteit van zone 2 is veel minder gevoelig voor het materiaal in de dijk kern. De lengte van de bermen is daarom naar verwachting voldoende voor zowel een dijk kern van zand als van kleihoudend materiaal.

Conclusies en aanbevelingen

Het vervangen van zand door kleihoudend materiaal is ongunstig voor de stabiliteit van de dijk en is niet zondermeer mogelijk.

Naar verwachting zijn voor een dijk kern met kleihoudend materiaal iets hogere bermen nodig om het verlies aan sterkte te compenseren. De berm lengte en dus het huidige grondvlak van de bypassdijken is naar verwachting voldoende.

Met laboratoriumonderzoek kan mogelijk aangetoond worden dat het beschikbare kleihoudend materiaal gunstigere sterkte-eigenschappen heeft dan hier aangenomen. Dit zal voor de stabiliteit van kleidijken tot een gunstiger resultaat leiden.

Met een numeriek tijdsafhankelijk model kan de freatische lijn voor een kleidijk nauwkeuriger worden bepaald. Dit zal naar verwachting leiden tot een lager freatisch vlak in de dijk. Dit zal voor de stabiliteit van kleidijken tot een gunstiger resultaat leiden.

17. EUROCODE

17.1. Algemeen

Op 1 april 2012 is het vernieuwde Bouwbesluit in werking getreden. Met het vernieuwde bouwbesluit is het werken volgens de Eurocode verplicht. Voor geotechnische constructies als dijken en damwanden is nu de nieuwe norm NEN9997-1 van kracht. Hierin is de Eurocode 7.1 - Geotechniek opgenomen.

Voor Ruimte voor de Rivier projecten stelt Rijkswaterstaat de Eurocodes en de Richtlijnen Ontwerp Kunstwerken 1.0 verplicht voor projecten in de aanbestedings- en voorbereidingsfase. Gevraagd is de gevolgen van deze normwijziging inzichtelijk te maken.

Het waterkeringsplan is opgesteld met de oude normen. Met name de geotechnische norm NEN6740 voor de het ontwerp van de grondlichamen en de CUR166 voor het ontwerp van de damwand bij de Molenkolk. Met het verplicht stellen van de Eurocodes wijzigen de rekenuitgangspunten. Daarnaast zijn diverse leidraden en technische rapporten van het TAW en ENW gebruikt. Deze laatste zijn onverminderd van kracht. De Richtlijn Ontwerp Kunstwerken van Rijkswaterstaat is op het waterkeringsplan niet van toepassing.

17.2. Grondlichamen

Verschil in leidraden

Voor het berekenen van de sterkte en stabiliteit van de dijken zijn de TAW en ENW leidraden gehanteerd in combinatie met NEN6740. Met het invoeren van de Eurocode is de geldigheid van de TAW en ENW leidraden voor waterkeringen ongewijzigd. De NEN6740 wordt door de Eurocode 7.1 (NEN9997-1) vervangen.

In het ontwerp van de grondlichamen zijn de volgende zaken uit de NEN6740 toegepast:

- statistiek voor het afleiden van sterkte-eigenschappen uit laboratoriumproeven;
- sterkte-eigenschappen van zandlagen en van antropogene grondsoorten;
- materiaalfactoren voor zandlagen en antropogene grondsoorten.

De eerste twee punten zijn in de Eurocode 7 ongewijzigd ten opzichte van NEN6740. De toe te passen materiaalfactoren zijn in de Eurocode 7 gewijzigd. Deze zijn afhankelijk van de Reliability Class waartoe de grondconstructie behoort. Primaire waterkeringen behoren volgens het Addendum TRWG [lit. 4.] tot RC3. De daarbij horende materiaalfactoren zijn in de Eurocode hoger dan de materiaalfactoren die zijn gehanteerd in het ontwerp van de waterkeringen. Dit leidt in het ontwerp tot een lagere rekensterkte voor de zandlagen en de antropogene gronden (zie Tabel 17.1).

Tabel 17.1. Aangepaste rekenwaarden Eurocode 7

grondsoorten in geotechnische profielen		Karak. Waarden		Rekenwaarden TRWG/NEN6740		Rekenwaarden TRWG/NEN9997	
code	omschrijving	φ [°]	c [kN/m ²]	φ [°]	c [kN/m ²]	φ [°]	c [kN/m ²]
zand slap	Zand in de ondergrond	30	0	25,7	0,0	23,9	0,0
zand matig	antropogeen zand (dijkmateriaal)	32,5	0	28,0	0,0	26,1	0,0
zand vast	Zand in de ondergrond	35	0	30,3	0,0	28,3	0,0
pleistoceen zand	Pleistoceen zand	35	0	30,3	0,0	28,3	0,0
OA	antropogeen zand (dijkmateriaal)	32,5	0	28,0	0,0	26,1	0,0

grondsoorten in geotechnische profielen	Karak. Waarden	Rekenwaarden		Rekenwaarden			
		TRWG/NEN6740	TRWG/NEN9997	TRWG/NEN6740	TRWG/NEN9997		
OB (cat 1 en 2) en klei top	antropogeen klei (dijkmateriaal) antropogeen klei erosieklasse 3	17,5	5	14,7	3,3	13,6	3,1
OB (cat 3)	(dijkmateriaal)	27,5	0	23,5	0,0	21,8	0,0

Rekenresultaten

Om de exacte invloed te bepalen is de stabiliteit van twee rekenprofielen bepaald volgens beide methoden. Om het eventueel verlies aan sterkte te compenseren is gekeken naar een aangepast ontwerp en naar aangepaste sterkte-eisen voor het nieuw aan te brengen materiaal. De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn gegeven in Tabel 17.2.

Tabel 17.2. Overzicht rekenresultaten kernmateriaal

	Bishop		
	SF zone 1	SF zone 1	SF zone 2
	kleine cirkel	grote cirkel	(eis 1,13)
	(eis 1,20)	(eis 1,20)	(eis 1,13)
	[-]	[-]	[-]
Profiel N8-N10			
materiaalfactoren volgens NEN6740	1,22	1,44	1,18
materiaalfactoren volgens Eurocode 7	1,19	1,39	1,16
materiaalfactoren volgens Eurocode 7 plus sterker ophoogmateriaal	1,21	niet relevant	1,17
materiaalfactoren volgens Eurocode 7 plus aangepaste berm	1,26	niet relevant	1,19
Profiel Z5-Z6			
materiaalfactoren volgens NEN6740	1,28	1,37	1,14
materiaalfactoren volgens Eurocode 7	1,24	1,33	1,12
materiaalfactoren volgens Eurocode 7 plus sterker ophoogmateriaal	1,27	niet relevant	1,13
materiaalfactoren volgens Eurocode 7 plus aangepaste berm	1,29	niet relevant	1,15

De stabiliteit van het binnentalud van de dijk (zone 1, kleine cirkel) neemt bij het toepassen van de Eurocode met circa 3,5 % af. In rekenprofiel N8-N10 zakt deze daardoor net onder de norm. Een verhoging van de berm met circa 0,1 m compenseert dit verschil

De stabiliteit van de dijk overall (zone 1, grote cirkel) neemt eveneens met circa 3,5 % af, maar is in de huidige berekeningen overal ruim voldoende.

De stabiliteit van de berm (zone 2) neemt met circa 2 % af. In het kader van budgetge-
stuurd ontwerpen is de berm lengte geoptimaliseerd. Een afname van 2 % van de stabiliteit
in zone 2 leidt tot een gemiddeld berm lengte tekort van 1 m.

Betrouwbaarheid Eurocode versus Technische Rapporten ENW/TAW

De materiaalfactoren in Eurocode 7 voor RC3 (veiligheidsklasse 3) zijn afgeleid voor een bèta (betrouwbaarheidsindex) van 4,3. In het Addendum van het Technisch rapport Waterkerende grondconstructies [lit. 4.] is aangegeven dat de materiaalfactoren zijn afgeleid voor een bèta van 4,0. Omdat de vereiste betrouwbaarheid per dijkvak kan verschillen ten opzichte van het basis-betrouwbaarheidsniveau ($\beta = 4,0$) is een schadefactor ingevoerd om hiervoor te corrigeren (zie addendum blz.11). De materiaalfactoren van Eurocode 7 voor

RC3 zijn dus in principe te hoog voor onverkort gebruik in combinatie met de veiligheidsfilosofie uit het addendum. In overleg met de Helpdesk Water (zie kader) is besloten dat de materiaalfactoren conform het addendum (tabel 5.3.1) kunnen worden gebruikt in combinatie met de sterkteparameters uit Eurocode 7.

Helpdesk Water vraag nr. 1206-0414 over Overig

Het meest zuiver is het (en geniet dus de voorkeur) om de materiaalfactoren én (de berekening) van de schadefactor conform het Addendum bij het TR Waterkerende Grondconstructies te nemen in combinatie met schuifsterkte-eigenschappen uit grondonderzoek. Schuifsterkte-eigenschappen uit Tabel 2.b uit de Nationale bijlage bij *NEN-EN 1997-1 bij Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels* mogen alleen worden toegepast onder voorwaarden genoemd in paragraaf 2.4.5.2 (12)P van de Nationale bijlage bij *NEN-EN 1997-1 bij Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels*. Als echter de waarden uit tabel 2b van Eurocode worden gebruikt is de voorgestelde werkwijze om de materiaalfactoren én (de berekening) van de schadefactor conform het addendum te nemen.

Hierbij wordt dus onderbouwd afgeweken van het Addendum TRWG waarin expliciet staat dat: 'Bij gebruik van de Eurocode dienen de materiaalfactoren conform RC3 te worden gebruikt, of zoveel hoger als volgt uit tabel 5.3.1.

Conclusies en aanbevelingen

Bij het toepassen van de Eurocode 7 is de stabiliteit van de dijk onvoldoende. Oorzaak is een toegenomen veiligheidsmarge in de materiaalfactoren. Uit een nadere analyse blijkt dat de noodzakelijke betrouwbaarheid uit de leidraden lager is dan vanuit de Eurocode 7 wordt voorgeschreven. In overleg met Helpdesk Water is besloten dat daarom voor de materiaalfactoren mag worden afgeweken van de norm. De invoer van de Eurocode heeft daardoor geen invloed op het ontwerp van de waterkeringen.

17.3. Damwandconstructie Molenkolk

Voor het ontwerp van de damwandconstructie ter hoogte van de Molenkolk zijn de richtlijnen gehanteerd:

5. CUR 166 Damwandconstructies (4^{de} druk), oktober 2005;
6. TAW Technisch rapport waterkerende grondconstructies, juni 2001.

De Eurocode 7 wijkt met name op twee punten af van deze richtlijnen:

- veiligheidsfilosofie: waterkeringen vallen onder Reliability Class 3 (RC3) met bijbehorende partiële factoren. De Eurocode stelt voor RC3 strengere eisen aan toegestane faalkans van een damwand dan CUR 166;
- verlaging van het maaiveldniveau: Verlaging van het maaiveldniveau wordt in Eurocode 7 bepaald op basis van de kerende hoogte met een maximum van 0,5 m. Doordat de kerende hoogte van de damwand beperkt is, is de verlaging kleiner dan bij berekening volgens CUR166.

In mei 2012 is onderzocht wat het effect is, indien de damwand conform Eurocode 7 berekend zou worden. In de berekeningen bleek het effect van een kleinere verlaging van het maaiveldniveau dominant. Hierdoor is de berekening conform de CUR166 in dit geval conservatiever dan een berekening conform Eurocode 7 en voldoet het voorgestelde ontwerp volgens beide richtlijnen.

Conclusies en aanbevelingen

De damwandconstructies bij de Molenkolk blijft ongewijzigd. Deze voldoet zowel aan de CUR166 als aan de Eurocode 7.

Bij berekening volgens de Eurocode is het resultaat erg gevoelig voor de verlaging van het maaiveld achter de damwand Hier dient extra aandacht aan besteed te worden tijdens de uitvoering door bijvoorbeeld strenge ontgravingseisen te stellen en meer toezicht te houden.

18. AANBEVELINGEN

Uit het ontwerp en uit de gevoeligheidsanalyse volgen enkele aanbevelingen voor de vervolgfase:

- sterkte zand zomerbedverlaging: er dient aangetoond te worden dat aangehouden sterkte kan worden behaald met de grond die vrijkomt in de zomerbedverlaging;
- sterkte veen: sterkte veen (en venige grond) dient nader te worden onderzocht met hogere axiale rek percentages zodat sterkte uit de gevoeligheidsanalyse wordt gehaald;
- onzekerheid in zetting: de aannemer dient in een monitoringsplan van te voren aan te geven hoe zettingen en waterspanningen worden gemeten gedurende de uitvoering. Vanuit metingen dienen prognoses gedaan te worden over de stabiliteit tijdens uitvoering, de eindzetting (en bijhorende zettingscompensatie) en de verwachte restzetting;
- onzekerheid over stabiliteit in uitvoeringsfase: op basis van het onderzoek naar veenparameters en op basis van eigen kennis en ervaring dient aannemer de stabiliteit van de bypassdijken en van de klimaatdijk gedurende de uitvoering en gedurende fase 1 zeker te stellen. In het huidig ontwerp is een geogrid opgenomen. Andere mogelijkheden zijn grondverbetering, een brede voorbelasting en verticale drainage;
- vervorming panden: de dijkverzwaring heeft mogelijk effect op het gemaal Kamperveen en de nabijgelegen woning aan de Noorwendigedijk. In een vervolgfase dient dit effect te worden bepaald en dienen eventueel aanvullende maatregelen te worden genomen. Op basis van de berekende vervormingen in deze fase is de verwachting dat er geen maatregelen nodig zijn;
- bodemonderzoek IJsseldijk dijkkring 11b, Drontemeerdijk en Reevedam: Voor de IJsseldijk, de Drontermeerdijk en de Reevedam is een voorontwerp opgesteld op basis van beperkt grondonderzoek. Voor de verdere uitwerking van het ontwerp in een vervolgfase wordt aanbevolen dit grondonderzoek uit te breiden;
- nader onderzoek dijk Roggebot: Het zuidelijk talud van de verbindende waterkering Roggebot is niet stabiel na een hoogwater op het Drontermeer. Hoewel er voor dit deel van de waterkering geen eisen gelden, verdient het de voorkeur dit nader te onderzoeken. Naar verwachting zal aanvullend onderzoek naar de bodemopbouw, het kernmateriaal en het verloop van de freatische lijn het toetsoordeel aanzienlijk verbeteren;
- bodemdaling: voor de verificatie van het pipingontwerp van de secties Z7 en N10 en voor het definitief vaststellen van de KEUR-zoneringen rondom de bypassdijken, bevelen wij aan de bodemdaling nader in kaart te brengen en indien nodig de pipinganalyse bij te stellen. Voor deze nadere pipinganalyse bevelen wij tevens aan de ontwikkelingen rondom de nieuwe pipingregels zoals genoemd in Bijlage XX in de gaten te houden.

Literatuur

1. Arcadis (2010). Stappenplan schematiseringsfactor. 074497336:0.6.1, CO3011.000049. 15 maart 2010.
2. Arcadis (2009). Veiligheidstoetsing categorie C keringen dijkkring 8. 074229118:0.4!, eindconcept, 1 oktober 2009.
3. DHV (2006). Memo hydraulische analyses en dijkontwerp (versie 2). Kenmerk: WG-SE20060532, 23 juni 2006.
4. ENW (2007). Addendum bij het technisch rapport waterkerende grondconstructies.
5. ENW (2009). Addendum I bij de leidraad zee- en meerdijken, Ten behoeve van het ontwerpen van meerdijken.
6. ENW (2008) Addendum bij de leidraad rivieren, ten behoeve van het ontwerpen van rivierdijken.
7. ENW (2010). Piping, Realiteit of rekenfout. Januari 2010.
8. ENW (2009) Technisch rapport actuele sterkte van dijken. 27 maart 2009.
9. FUGRO Ingenieursbureau (2007). Laboratoriumonderzoek betreffende Bodemonderzoek Bypass IJsseldelta-Zuid. Opdrachtnummer: 6007-0305-020, 20 december 2007.
10. FUGRO Ingenieursbureau (2010) Geotechnisch onderzoek betreffende Grondonderzoek Drontermeerdijk Opdrachtnummer: 6010-0241-000, 29 juli 2010.
11. GeoDelft (2005). Brief: Concept notitie Bypass Kampen. Kenmerk: CO-421890.0005, 14 november 2005.
12. Grontmij (2010). Projectplan verbindende waterkering Roggebotsluis in opdracht van Rijkswaterstaat, Dienst IJsselmeergebied, I&M-1010775-JK/jj, revisie D2.
13. Jong, Jaap de (2006). Bijzondere vloedgolf op het IJsselmeer, de Lemster Rissaga. 24 augustus 2006.
14. Jong, M.P.C. de; Bottema, M.; Labeur, R.J.; Battjes, J.A.; Stolker, C. (2006). Atmospherically generated large-scale water-level fluctuations in a closed basin.
15. Ministerie Verkeer en Waterstaat (2007). Hydraulische randvoorwaarden primaire waterkeringen, voor de derde toetsronde 2006-2011 (HR2006).
16. Ministerie Verkeer en Waterstaat (2007). Voorschrift toetsen op veiligheid, Primaire waterkeringen.
17. Ministerie van Verkeer en Waterstaat e.a. (2009) Het Nationaal Waterplan. Thieme, Deventer. 22 december 2009.
18. MUG Ingenieursbureau (2008). Bodemonderzoek bypass IJsseldelta-Zuid, boorstaten. 2008.
19. MUG Ingenieursbureau (2008). Tekening: Bodemonderzoek bypass IJsseldelta-Zuid, Overzicht boringen en peilbuizen. 21 april 2008.
20. NNI (2003). NEN 3650-1 t/m 5, Buisleidingen van ontwerp tot afsluiting.
21. NNI (2003). NEN 3651, Aanvullende eisen voor leidingen in kruisingen met belangrijke waterstaatswerken.
22. NNI (2006). NEN 6740, Geotechniek TGB 1990 - Basiseisen en belastingen.
23. NNI (2012) NEN9997-1+C1, Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels (april 2012).
24. Projectbureau Zuiderzeewerken Oostelijk Flevoland, Dronterdijk Situatie en dwarsprofielen. tek.nr. 0-67.42.
25. ProRail, Dura Vermeer (2008). Tekening: Hanzelijn, Anticiperen Bypass IJssel, kunstwerk 453, spoorviaduct. Revisie 1.0, 9 april 2008.
26. ProRail, Dura Vermeer (2008). Tekening: Hanzelijn, Anticiperen Bypass IJssel, kunstwerk 454, verkeersviaduct, bovenaanzicht en langsdoorsnede. Revisie 1.0, 9 april 2008.
27. ProRail, Dura Vermeer (2008). Tekening: Hanzelijn, Anticiperen Bypass IJssel, kunstwerk 454, verkeersviaduct, aanzichten, dwarsdoorsneden, palenplan en details. Revisie 1.0, 9 april 2008.

28. Provincie Overijssel, DHV (2007). Nadere beschouwing belijning dijken Hoogwatergeul Kampen, Eindrapport. Reg. nr.: WG-SE20070256, concept, maart 2007.
29. Provincie Overijssel, DHV (2008). Bypass IJsseldelta-Zuid, functioneel programma van eisen, Deel 1. Reg. nr.: WG-SE20080760, eindconcept, oktober 2008.
30. Provincie Overijssel, DHV (2008). Bypass IJsseldelta-Zuid, functioneel programma van eisen, Deelspecificatie 1B, Nieuwe dijken langs de bypass. Reg. nr.: WG-SE20080838, eindconcept, oktober 2008.
31. Provincie Overijssel, DHV (2008). Bypass IJsseldelta-Zuid, functioneel programma van eisen, Deelspecificatie 1D, Bestaande dijken Flevoland. Reg. nr.: WG-SE20080840, eindconcept, oktober 2008.
32. Provincie Overijssel, DHV (2008). Bypass IJsseldelta-Zuid, functioneel programma van eisen, Deelspecificatie 1H, Inrichting bypass gebied. Reg. nr.: WG-SE20080844, eindconcept, oktober 2008.
33. Provincie Overijssel, DHV (2009). Planstudie SNIP3 IJsseldelta-Zuid, bijlage: Vraagspecificatie ingenieursdiensten. Reg. nr.: WA-RK20090418, definitief, 27 november 2009.
34. Provincie Overijssel, DHV (2009). Startdocument Systeemanalyse Bypass IJsseldelta-Zuid. Reg. nr.: WG-SE20090174, definitief, februari 2009.
35. Provincie Overijssel, DHV (2010). Fasering IJsseldelta-Zuid, Systeembeschouwing, Uitgangspunten ontwerp waterkering. Reg. nr.: WA-RK20100110, definitief, februari 2010.
36. Rijkswaterstaat (2009) Toekomstvastheid van de hoogwatergeul in de IJsseldelta. Rapportnr. 2009.005, definitief, 8 april 2009.
37. Rijkswaterstaat (2007). Kerncijfers Scheepvaart, Uitgave 2007. ISSN: 1874 9259.
38. Rijkswaterstaat Dienst IJsselmeergebied, Grontmij (2010). Projectplan Waterwet Verbindende waterkering Roggebotsluis. Ref. nr.: T&M-1010775-JK/jj, rev. D3, definitief, 28 september 2010;
39. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2010). Concept inrichtingsagenda, Inrichtingsplan IJsseldelta-Zuid. 15 maart 2010.
40. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 4, Inrichtingsplan. Definitief, 17 augustus 2012.
41. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 2, Rapportage Technisch Ontwerp. Definitief, 17 augustus 2012.
42. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2010). Inventarisatie Kabels en Leidingen. Concept, W+B kenmerk: ZL384-71/zutd/004, 18 maart 2010.
43. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2010). Memo Hydraulische Uitgangspunten en Randvoorwaarden. Definitief, 7 mei 2010.
44. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2010). Memo Uitgangspunten en Randvoorwaarden waterkeringsplan fase 1 en 2. ZL384-71-20/schs5/011. Definitief, 26 mei 2010.
45. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2010). Hydraulische effectenbeoordeling VKA. Definitief, 17 augustus 2012.
46. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 15, Verleggingsplan. Definitief, 17 augustus 2012.
47. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 8, Uitvoeringsplan. Definitief, 17 augustus 2012.
48. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 5, Beheer en onderhoudsplan. Definitief, 17 augustus 2012.
49. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 6, Kostenraming, Definitief, 17 augustus 2012.
50. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 1, Systeemanalyse. Definitief, 17 augustus 2012.
51. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 1, Functioneel programma van Eisen, Definitief, 17 augustus 2012.

52. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 10, Geohydrologische effecten. Definitief, 17 augustus 2012.
53. Royal Haskoning, Tauw, Witteveen+Bos (2011). Planstudie IJsseldelta-Zuid, Deelproduct 19, Aanvulling Besluit MER. Concept, 29 mei 2012.
54. RWS (2007). Hydraulische Randvoorwaarden 2006, voor het toetsen van primaire waterkeringen.
55. STOWA (2000). Handleiding voor beplanting op en nabij primaire waterkeringen. ISBN: 9057730863, juni 2000.
56. Tauw (2010). Tekening: Kampen geofysisch onderzoek, Boorplan sonderingen dijk. Concept, 24 februari 2010.
57. Tauw (2010). Tekening: Kampen geofysisch onderzoek. Tekeningnummer P00025, concept 2 februari 2010.
58. Tauw (2010). Tekening: Kampen geofysisch onderzoek. Tekeningnummer P00026, concept 2 februari 2010.
59. Tauw (2010). Tekening: Kampen geofysisch onderzoek. Tekeningnummer P00027, concept 2 februari 2010.
60. Tauw (2010). Rapportage grondonderzoek bypass Kampen. 31 mei 2010.
61. TAW (1994). Handreiking constructief ontwerpen, Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking.
62. TAW (1998). Grondslagen voor waterkeren.
63. TAW (1999). Leidraad zee- en meerdijken.
64. TAW (1999). Technisch rapport zandmeevoerende wellen.
65. TAW (2001). Technisch rapport waterkerende grondconstructies, Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden.
66. TAW (2002). Leidraad zandige kust.
67. TAW (2002). Technisch rapport asfalt voor waterkeren.
68. TAW (2002). Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken.
69. TAW (2003). Leidraad kunstwerken.
70. TAW (2003). Technisch rapport steenzettingen.
71. TAW (2004). Technisch rapport waterspanningen bij dijken.
72. Waterschap Groot Salland, 2009 Veiligheidstoetsing primaire waterkeringen, derde toetsronde 2006-2011, dijkkring 11 IJsseldelta, CONCEPT v1.
73. Waterschap Zuiderzeeland (2004). Tekeningen: Dwarsprofielen legger Drontermeerdijk. ZBE- -/ 08C001 (blad1 tot en met blad 8), definitief, 23 augustus 2004.
74. Waterschap Zuiderzeeland, Ingenieursbureau BCC (2004). Tekeningen: Lengteprofiel en dwarsprofielen Drontermeerdijk Flevoland (tekening 1 tot en met 9). 24260200, 25 mei 2004.
75. Waterschap Groot Salland (2009). Keur waterschap Groot Salland, gepubliceerd in de Stentor 21 december 2009.
76. Waterschap Groot Salland (2010). Toetsing niet waterkerende objecten. Definitief, 15 september 2010.
77. Waterschap Zuiderzeeland (2009). Keur waterschap Zuiderzeeland 2009.
78. Witteveen+Bos (2010). Hoogtes Drontermeer op basis van metingen Rijkswaterstaat 2006, tekening d.d. 28 april 2010.
79. Rijkswaterstaat Waterdienst (2009). Technisch rapport actuele sterkte van dijken. Definitief, 27 maart 2009.

Symbolen

Latijnse letters

symbool	naam	eenheid
c	cohesie	[kPa]
C_{creep}	creepfactor (Bligh)	[-]
$C_{w,creep}$	creepfactor (Lane)	[-]
c_u	ongedraineerde schuifsterkte	[kPa]
d	laagdikte	[m]
D_X	X- percentielwaarde van de korrelverdeling	[m]
f	toelaatbare kans overstrooming door instabiliteit = $f \times norm$	[-]
g	gravitatieversnelling	[m/s ²]
h	ontwerpwaterstand	[m+NAP]
h_k	kruinhoogte	[m+NAP]
h_p	polderpeil	[m+NAP]
$h_{z,g}$	grenspotentiaal	[m+NAP]
Δh	waterstandsverschil	[m]
H_s	significante golfhoogte	[m]
H_0	amplitude (getij)golf	[m]
k	doorlatendheid	[m/s]
k_h	beddingsconstante	MPa/m
I_c	consistentie-index	[%]
I_p	plasticiteitsindex	[%]
L_h	horizontale kwelweglengte	[m]
L_v	verticale kwelweglengte	[m]
mv	maaiveld	[m]
norm	veiligheidsnorm	[1/jaar]
$P_{f,inst}$	kans op falen gegeven een instabiliteit	[-]
$P_{loc,toel}$	toelaatbare kans op instabiliteit	[1/jaar]
q	toelaatbaar overslagdebiet	[l/s/m]
SF	veiligheidsfactor (afgeleid van het Engelse Safety Factor)	[-]
T_p	piekperiode	[s]
w	watergehalte	[%]
w_L	vloeigrens	[%]
x	afstand	[m]

Griekse letters

symbool	naam	eenheid
α	taludhelling	[°]
	factor voor de bijdrage van de instabiliteitskans van een dijkvak op de dijkkring en voor de correlatie tussen instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken	[-]
β	betrouwbaarheidsindex	[-]
δ	wandwrijvingshoek	[°]
$\hat{\phi}$	amplitude van het potentiaal in het watervoerende pakket	
Φ	Gauss kansfunctie	[-]
γ	veiligheidsfactor	[-]
	volumiek gewicht van grond met natuurlijk vochtgehalte	[kN/m ³]
γ_0	overall-veiligheidsfactor	[-]
γ_b	schematiseringsfactor	[-]
γ_d	modelfactor	[-]
γ_{dr}	volumiek gewicht van gedroogde grond	[kN/m ³]
γ_m	materiaalfactor	[-]

symbool	naam	eenheid
γ_n	schadefactor	[-]
γ_R	veiligheidsfactor van de sterkte	[-]
γ_S	veiligheidsfactor van de belasting	[-]
γ_{sat}	volumiek gewicht van verzadigde grond	[kN/m ³]
γ_w	volumiek gewicht van water	[kN/m ³]
φ	hoek van inwendige wrijving	[°]
λ_w'	instationaire spreidingslengte	[m]
ρ_g	volumieke massa van grond	[kg/m ³]
ρ_w	volumieke massa van water	[kg/m ³]
σ_g	grondspanning	[kPa]
σ'	korrelspanning	[kPa]
σ_w	waterspanning	[kPa]
τ	schuifspanning	[kPa]

indices

symbool	naam
d	rekenwaarde
gem	gemiddelde waarde
n	normaal
rep	representatieve waarde
'	effectief