

Opdrachtgever:

Provincie Noord-Holland

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

Basisrapport veiligheid



A1474

December 2005

Opdrachtgever **Provincie Noord-Holland**

Titel **Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland**
Basisrapport veiligheid

Projectbegeleider opdrachtgever: Ir. R.L. van Wagtendonk
Projectleider Arcadis: Drs. P.A. Weijers
Deelprojectleider Alkyon: Dr.Ir. H.J. Steetzel
Projectmedewerkers: ir. M.C. Onderwater, ir. R.C. Steijn

Rev.	Auteur	Datum	Bijzonderh.	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
1	M. Onderwater		Concept	H. Steetzel	R. Steijn
2	M. Onderwater	7-10-2005	Concept	H. Steetzel	R. Steijn
3	M. Onderwater	27-10-2005	Eindconcept	H. Steetzel	R. Steijn
4	M. Onderwater	8-12--2005	Finaal	H. Steetzel	R. Steijn

Document Specificaties	Inhoud	Status
Rapport nummer: A1474R2r4 Sleutelwoorden: Project nummer: A1474 Bestand: A1474R2r4	tekst pagina's : 28 tabellen : 14 figuren : 31 appendices :	☐ voorlopig ☒ concept ☐ eindrapport

Inhoud

Lijst van tabellen

Lijst van figuren

1	Inleiding.....	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Doelstelling	1
1.3	Leeswijzer	1
2	Veiligheid van de kust	3
2.1	Inleiding	3
2.2	Zandige kust (traject Petten – Den Helder)	3
2.2.1	Inleiding	3
2.2.2	Rekenresultaten	3
2.2.3	Gevoeligheidsanalyse	5
2.2.4	Conclusie	6
2.3	Hondsbossche en Pettemer Zeewering	6
2.3.1	Inleiding	6
2.3.2	Rekenresultaten	6
2.3.3	Conclusie	6
2.4	Robuustheidtoets	7
3	Benodigde versterking voor waarborging van veiligheid (basisalternatieven)	9
3.1	Inleiding	9
3.2	Zandige kust (traject Petten – Den Helder)	9
3.2.1	Nulalternatief	9
3.2.2	Gladde Kust	10
3.2.3	Duinzoom in de lift	11
3.2.4	Harde Kust	11
3.3	Hondsbossche- en Pettemer Zeewering	12
3.3.1	Nulalternatief: Verhoging middels een constructie op de kruin	12
3.3.2	Gladde Kust: Verhoging middels een traditionele dijkverhoging	13
3.3.3	Duinzoom in de Lift: Overslagbestendige dijk	13
3.3.4	Harde Kust: Reductie van de golfhoogte	14
3.3.5	Gevoeligheidsanalyse	15
3.4	Marina Petten	16
3.5	Aansluitingsconstructies	17
3.6	Robuustheidtoets	17
3.6.1	Zandige kust (traject Petten – Den Helder)	18
3.6.2	Hondsbossche- en Pettemer Zeewering	18
3.6.3	Gevoeligheid	20
4	Nieuwe combinatiealternatieven en optimalisaties.....	23
4.1	Inleiding	23
4.2	Combinatiealternatieven	23
4.2.1	Basisalternatief Gladde Kust in combinatie met Marina Petten	23
4.2.2	Basisalternatief Duinzoom in de Lift in combinatie met Marina Petten	23



4.3	Optimalisaties	23
4.3.1	Lager banket bij basisalternatief Gladde Kust	23
4.3.2	Petteimer Zeewering als overslagdijk	24
5	Conclusies	27
5.1	Veiligheid	27
5.2	Ontwerp (50 jaar middenscenario)	27
5.3	Robuustheid van het ontwerp	28
5.4	Combinatiealternatieven en optimalisaties	30

Referenties

Tabellen

Figuren

Annex:

A : Benodigde constructieve maatregelen voor een overslagdijk bij Petten.

Lijst van tabellen

- 2.1 Rekenresultaten veiligheidsberekeningen voor elk van de JARKUS-raaien langs de kustlijn ten noorden van de Pettemer Zeewering.
- 2.2 Rekenresultaten van gevoeligheidsonderzoek met betrekking tot het te hanteren extra afslagpercentage als gevolg van de verzwaarde randvoorwaarden.
- 2.3 Berekenende overslagdebieten voor verschillende raaien langs de Hondsbossche- en de Pettemer Zeewering; Conditie volgens het middenscenario na 50 jaar.
- 2.4 Berekenende overslagdebieten voor de condities volgens de robuustheidtoets.

- 3.1 Overzicht van de benodigde maatregelen langs de zandige kust (ten noorden van de Pettemer Zeewering) voor elk van de gedefinieerde alternatieven.
- 3.2 Benodigde dijkhoogte van de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering voor een ontwerpperiode van 50 jaar; Nulalternatief en Gladde Kust.
- 3.3 Resultaten van gevoeligheidsonderzoek met betrekking tot bodemdaling; Bodemdaling is 40 cm/eeuw in plaats van 20 cm/eeuw
- 3.4 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Nulalternatief.
- 3.5 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Gladde Kust.
- 3.6 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Duinzoom in de Lift.
- 3.7 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Harde Kust.
- 3.8 Benodigde dijkhoogte van de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering volgens de condities uit de robuustheidtoets.

- 5.1 Overzicht van tabellen waarin de benodigde maatregelen voor elk van de basisalternatieven zijn gedefinieerd.
- 5.2 Beoordeling van elk van de basisalternatieven op basis van de robuustheidtoets.

Lijst van figuren

- 2.1 Berekend afslagprofiel volgens het Leidraad-model voor 10.000 jaar condities voor Jarkusprofiel 7,28; Scenario: Midden scenario 2050, verzwaarde condities.
- 2.2 Berekend afslagprofiel volgens het Leidraad-model voor 10.000 jaar condities voor Jarkusprofiel 10,47; Scenario: Midden scenario 2050, verzwaarde condities.
- 2.3 Berekend afslagprofiel volgens het Leidraad-model voor 10.000 jaar condities voor Jarkusprofiel 11,23; Scenario: Midden scenario 2050, verzwaarde condities.
- 2.4 Positie van het afslagpunt (50 jaar middenscenario) ter hoogte het Reactorcentrum Petten.
- 2.5 Rekenresultaten van de robuustheidtoets voor de zandige kustlijn ten noorden van de Pettemer Zeewering.

- 3.1 Principeschets van het aan te brengen zandvolume voor het nulalternatief; Profiel 11,23 (Callantsoog).
- 3.2 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Nulalternatief; Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een hoogte op grensprofielniveau).
- 3.3 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Nulalternatief; Versterking uitgedrukt in volume.
- 3.4 Principeschets van het aan te brengen zandvolume voor de basisalternatief "Gladde Kust"; Profiel 11,23 (Callantsoog).
- 3.5 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Gladde Kust; Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een hoogte op grensprofielniveau).
- 3.6 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Gladde Kust; Versterking uitgedrukt volume.
- 3.7 Rekenresultaten voor een zeewaartse versterking waarbij wordt uitgegaan van een kruinhoogte op grensprofielniveau. Profiel 11,23, Middenscenario na 50 jaar.
- 3.8 Rekenresultaten voor een zeewaartse versterking waarbij wordt uitgegaan van een kruinhoogte op NAP +4 m. Profiel 11,23, Middenscenario na 50 jaar.
- 3.9 Principeschets van het aan te brengen zandvolume voor de basisalternatief "Duinzoom in de Lift"; Profiel 11,23 (Callantsoog).
- 3.10 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Duinzoom in de Lift.
- 3.11 Principeschets van maatregelen voor basisalternatief "Harde Kust"; Profiel 11,23 (Callantsoog);
- 3.12 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Harde Kust; Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een hoogte op grensprofielniveau).
- 3.13 Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid; Basisalternatief: Harde Kust Versterking uitgedrukt volume.
- 3.14 Principeschets van een traditionele dijkverzwaring.
- 3.15 Benodigd zandbanket voor teen van de Pettemer Zeewering voor het reduceren van het overslagdebiet tot 1 l/m/s; Dijkprofiel 11.
- 3.16 Benodigd zandbanket voor teen van de Hondsbossche Zeewering voor het reduceren van het overslagdebiet tot 1 l/m/s; Dijkprofiel 30.
- 3.17 Schematische weergave van de benodigde versterking langs de Pettemer- en Hondsbossche zeewering; Basisalternatief: Harde Kust.
- 3.18 Effect van de stormduur op het benodigde zandbanket voor de Pettemer zeewering; Dijkprofiel 11.



- 3.19 Effect van de stormduur op het benodigde zandbanket voor de Hondsbossche zeewering; Dijkprofiel 30.
- 3.20 Rekenresultaten van afslagberekeningen voor de zandige profielen aan de beide uiteinden van de harde zeewering.
- 3.21 Benodigd zandbanket voor teen van de Pettemer Zeewering; Dijkprofiel 11; Robuustheidtoets.
- 3.22 Benodigd zandbanket voor teen van de Hondsbossche Zeewering; Dijkprofiel 30; Robuustheidtoets.

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

In een verkennende fase, voorafgaande aan deze integrale beoordeling is het veiligheids-niveau van de kustlijn van de Hondsbossche Zeewering tot de Helderse Zeewering onderzocht. Tevens is een scala aan mogelijke versterkingsalternatieven onderzocht met betrekking tot veiligheid en ruimtelijke kwaliteit. Op basis van deze verkennende studie is vervolgens een drietal basisalternatieven geselecteerd. Het een en ander is gepresenteerd in de startnotitie [Provincie Noord-Holland, 2005].

De modelberekeningen die ten grondslag liggen aan de startnotitie zijn van een dusdanige aard, dat een selectie van de basisalternatieven mogelijk was. Voor de integrale beoordeling is meer diepgang nodig en daarom zijn aanvullende berekeningen uitgevoerd. De resultaten van deze berekeningen zijn in dit rapport beschreven.

1.2 Doelstelling

Het doel van de veiligheidsstudie is het controleren van de gedefinieerde basisalternatieven op veiligheid. Hierbij gaat het niet alleen om de veiligheid na 50 jaar (ontwerpperiode), maar er wordt tevens bekeken of het basisalternatief ook op lange termijn (tot 200 jaar) een haalbare oplossing is.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de rekenresultaten gepresenteerd met betrekking tot het huidige veiligheidsniveau van het projectgebied. Hierbij is dus nog geen rekening gehouden met eventuele versterkingsmaatregelen.

Vervolgens zijn in hoofdstuk 3 de benodigde dimensies gegeven voor elk van de gedefinieerde basisalternatieven. Het een en ander is ook uitgewerkt voor een periode langer dan 50 jaar, zodat op basis hiervan geconcludeerd kan worden of een bepaald alternatief ook op de lange termijn uitkomst biedt.

In opvolging van de beoordeling van de basisalternatieven zijn combinatiealternatieven en optimalisaties voorgesteld. In hoofdstuk 4 is een beschouwing gegeven van de veiligheidsaspecten voor een aantal combinatiealternatieven en optimalisaties.

In hoofdstuk 5 is een overzicht gegeven van de bevindingen uit de veiligheidsstudie. Deze bevindingen zullen meespelen in de uiteindelijke keuze van het voorkeursalternatief.

Voor de veiligheidsaspecten en de morfologische aspecten zijn de uitgangspunten en randvoorwaarden vastgelegd in een apart rapport. Voor de beoordeling van de veiligheid in relatie tot de basisalternatieven is, mits anders vermeld, gebruik gemaakt van de uitgangspunten en randvoorwaarden conform [Alkyon, 2005a].

2 Veiligheid van de kust

2.1 Inleiding

Op basis van berekeningen is voor de kustsectie tussen de Camperduin en Den Helder de veiligheid getoetst. Op basis van eerder uitgevoerde studies en aanvullende berekeningen is het veiligheidsniveau bepaald. Hierbij zijn de volgende klimaatscenario's gehanteerd zoals ook gegeven in [Alkyon, 2005a]:

1. Verzwaarde randvoorwaarden (huidige veiligheid);
2. Verzwaarde randvoorwaarden na 50 jaar met het middenscenario (ontwerp van de waterkering);
3. Verzwaarde randvoorwaarden na 50 jaar met het maximumscenario (robuustheid van het ontwerp);
4. Verzwaarde randvoorwaarden na 100 jaar met het maximumscenario (uitbreidbaarheid van het ontwerp);
5. Verzwaarde randvoorwaarden na 200 jaar met het maximumscenario (ruimtereservering);

In de nu volgende paragrafen zijn de resultaten gepresenteerd van de veiligheidsberekeningen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de volledig zandige profielen (paragraaf 2.2) en de harde zeeweringen (paragraaf 2.3).

2.2 Zandige kust (traject Petten – Den Helder)

2.2.1 Inleiding

Voor het toetsen van de volledig zandige profielen is de rekenmethodiek toegepast volgens [TAW, 1984]. De toegepaste rekenmethodiek is echter alleen toepasbaar voor een golfpiekperiode van 12 seconden. Het effect van de langere golfpiekperiode is in rekening gebracht middels een extra afslagvolume.

De in deze paragraaf gepresenteerde rekenresultaten zijn gebaseerd op berekeningen die door Alkyon zijn uitgevoerd. Om een aantal redenen zijn de rekenresultaten uit de vorige fase (zie [WL, 2004]) niet overgenomen. Ten eerste zijn de rekenresultaten in [WL, 2004] alleen gepresenteerd als gemiddelden voor bepaalde kustsecties. Gedetailleerde modeluitvoer ontbreekt. Ten tweede wordt er in het kader van de integrale beoordeling dieper ingegaan op de uitwerking van de alternatieven. Naast een beoordeling van de basisalternatieven worden ook plus- en min-opties bekeken. Om een oordeel te kunnen doen over de veiligheid van deze verscheidenheid aan oplossingen zijn gedetailleerde rekenresultaten en additionele berekeningen noodzakelijk.

De rekenresultaten zoals gepresenteerd in dit hoofdstuk zijn vergeleken met de resultaten uit [WL, 2004]. De resultaten van de beide studies komen goed met elkaar overeen.

2.2.2 Rekenresultaten

De zandige profielen langs de kop van Noord-Holland zijn getoetst met betrekking tot de veiligheid. Het betreft hier de profielen van RSP 1,50 net ten zuiden van de Helderse Zeewering tot RSP 20,23 net ten noorden van de Pettemer Zeewering. Bij de 3 meest noordelijke profielen (RSP 1,50, RSP 1,70 en RSP 1,90) ligt het Nieuwe Schulpengat

dusdanig dicht onder de kust, dat de TAW'84 methodiek hier niet rechtstreeks toepasbaar is. Voor deze drie profielen is een zogenaamde "geulmodule" toegepast. Dit is slechts een rekenkundige handeling om te voorkomen dat de aanwezige geul resulteert in onrealistisch veel afslag van het duin. Hierbij wordt aangenomen, dat de geul gevuld is met zand tot aan de geulrand (welke is gedefinieerd als het punt waar de helling van het talud gelijk is aan 1:12,5. Het een en ander met betrekking tot de geulmodule is beschreven in [Stowa, 2001].

In figuur 2.1 tot en met 2.3 zijn enkele voorbeelden gegeven van de rekenresultaten. In figuur 2.1 is het rekenresultaat gegeven voor Jarkus-raai 7,28. In blauw is het berekende afslagprofiel gegeven (met landwaarts daarvan het toeslagprofiel zoals is gedefinieerd in [TAW, 1984]). De rode lijn geeft aan tot waar het afslagpunt maximaal mag komen zonder dat de veiligheid in het geding komt (dit wordt het kritieke afslagprofiel genoemd). Gezien de groter afstandstand tussen het afslagprofiel en het kritieke afslagprofiel kan geconcludeerd worden dat deze dwarsdoorsnede ruimschoots aan de veiligheidseisen voldoet. In figuur 2.2 is het resultaat gegeven voor Jarkus-raai 10,47. Ook hier ligt het afslagprofiel nog zeewaarts van het kritieke afslagprofiel, maar de onderlinge afstand is niet erg groot. Dit profiel voldoet dus nog aan de eisen, maar in de verdere toekomst mogelijk niet. In figuur 2.3 is het resultaat gegeven voor Jarkus-raai 11,23. In dit geval past het afslagprofiel nog net zeewaarts van het kritieke afslagprofiel, maar het toeslagprofiel niet meer. Dit profiel voldoet dus niet aan de veiligheidseisen en dient dus versterkt te worden.

In tabel 2.1 is een overzicht gegeven van de rekenresultaten voor elk van de in beschouwing genomen dwarsprofielen. Hierbij is het middenscenario na 50 jaar toegepast.

Uit de gepresenteerde rekenresultaten volgt, dat niet alle profielen veilig genoeg zijn wanneer gekeken wordt naar een ontwerppperiode van 50 jaar. Het betreft hier de volgende gebieden:

- De kustsectie tussen Groote Keeten en Callantsoog. Deze kustsectie is in eerdere veiligheidsstudies reeds aangewezen als een zwakke schakel;
- Enkele raaien ten zuiden van Callantsoog (ter hoogte van het Zwanewater):
 - Profiel 14,83: De twee omliggende profielen (14,62 en 15,03) zijn zeer robuust, maar profiel 14,83 is te zwak als gevolg van de aanwezigheid van (waarschijnlijk) een duinpan. (Deels) opvullen van de duinpan leidt al tot een veilige situatie;
 - Profiel 16,68: Voor profiel 16,68 geldt hetzelfde als voor 14,83. Ook hier is de waterkering op een enkele plaats te zwak als gevolg van de aanwezigheid van een duinpan. (Deels) opvullen van de duinpan leidt al tot een veilige situatie;

NB: De hierboven beschreven rekenresultaten zijn gebaseerd op berekeningen met dwarsprofielen waarbij de BKL ongeveer overeenkomt met de MKL (ofwel profielen zoals gemeten in 2002). Voor de kustsectie tussen Groote Keeten en Callantsoog geven de rekenresultaten echter een vertekend beeld met betrekking tot de situatie in 2005. In 2001 is een onderwatersuppletie uitgevoerd (1,5 miljoen m³). Later zijn in 2003 een strandsuppletie (0,4 miljoen m³) en nog een onderwatersuppletie (2,6 miljoen m³) in dit kustvak aangebracht. Dit alles leidde ertoe dat vanaf 2004 de MKL met enkele tientallen meters zeewaarts opschuof. Hierdoor voldoet de zandige kust bij Callantsoog ook weer aan de eisen met betrekking tot veiligheid. In dit rapport is uitgegaan van het (magere)

dwarsprofiel uit 2002, omdat niet zeker is dat het huidige (gevulde) kustprofiel ook aanwezig is op het moment dat de maatgevende storm zich voordoet.

Naast de veiligheid van de Jarkus-raaien langs de kust ten noorden van Petten is de ligging van de afslagpunten ter hoogte van het Reactorcentrum van belang. Het duin op deze locatie is weliswaar ruim voldoende met betrekking tot de veiligheid tegen doorbraak, maar ook als het afslagpunt het Reactorcentrum bereikt, zal er grote schade optreden. In figuur 2.4 is de positie van het afslagpunt rondom het Reactorcentrum gegeven voor het middenscenario na 50 jaar (rode punten). Bij geen van de Jarkus-raaien wordt het Reactorcentrum bereikt. Ter plaatse van raai 18,8 is echter een tweede afslagpunt (in blauw) getekend. Het berekende afslagpunt ligt nog net in het eerste duin. Er is echter nog maar weinig marge over. Wanneer het eerste duin doorbreekt, ligt het afslagpunt meteen een stuk verder landwaarts (zie blauwe punt) en wel op het Reactorcentrum. Op basis van het bovenstaande kan dus geconcludeerd worden dat het Reactorcentrum momenteel net veilig is. Met enkele zandtoevoegingen tussen de eerste en de tweede duinregel is deze situatie vrij eenvoudig te verbeteren.

2.2.3 Gevoeligheidsanalyse

De veiligheidsberekeningen waarvan de resultaten in de voorgaande paragrafen zijn gepresenteerd zijn uitgevoerd conform een rekenmethodiek zoals ontwikkeld is door TAW [TAW, 1984]. Deze rekenmethodiek is geldig voor een golfpiekperiode van 12 seconden terwijl momenteel met langere golfperioden wordt gerekend. Teneinde de langere golfperiode in rekening te brengen, dient een extra percentage afslag in rekening gebracht te worden. Dit percentage is gegeven in [DWW, 2003].

Teneinde het effect van het extra afslagpercentage op het veiligheidsniveau van de zandige kust te bepalen, zijn tevens berekeningen uitgevoerd met een respectievelijk 10% hoger en 10% lager percentage. De resultaten van deze gevoeligheidsberekeningen zijn gepresenteerd in tabel 2.2.

In de tabel is aan gegeven of de betreffende raai nog steeds veilig wordt geacht na een periode van 50 jaar (middenscenario). Dit is gedaan voor 3 verschillende sets berekeningen.

- De linker kolom geeft de resultaten bij een extra afslagpercentage dat 10% lager is dan het te hanteren percentage volgens het rekenrecept;
- De middelste kolom geeft de resultaten bij een extra afslagpercentage volgens het rekenrecept;
- De rechter kolom geeft de resultaten bij een extra afslagpercentage dat 10% hoger is dan het te hanteren percentage volgens het rekenrecept.

Uit de tabel volgt, dat de veiligheid niet sterk bepaald wordt het gehanteerde extra afslagpercentage. In alle drie de gevallen zijn dezelfde zwakke schakels herkenbaar. Slechts enkele raaien geven een ander resultaat. Die betreffende raaien zijn gearceerd weergegeven in tabel 2.2. Het betreft hier één raai die toch al binnen de zwakke schakel valt (Callantsoog) en twee losse raaien tussen Callantsoog en Petten. Er kan dus geconcludeerd worden dat het toegepaste percentage extra afslag de conclusies met betrekking tot veiligheid nauwelijks zal beïnvloeden.

2.2.4 Conclusie

Uit de voorgaande paragrafen volgt, dat er een aantal kustsecties langs de zandige kust binnen nu en 50 jaar niet meer aan de vigerende norm zullen voldoen. Het omvat de bekende zwakke schakel "Callantsoog" en twee losse raaien ten zuiden van Callantsoog.

Voor het toetsen van de veiligheid is een parametrisch model toegepast. Kleine wijzigingen in de parameterinstelling leiden niet tot andere conclusies.

2.3 Hondsbossche en Pettemer Zeewering

2.3.1 Inleiding

In het kader van de startnotitie zijn door WL reeds berekeningen uitgevoerd met behulp van het PC-Overslag model. Voor verschillende dwarsdoorsneden langs de zeewering zijn dergelijke berekeningen uitgevoerd.

Zoals vermeld in de uitgangspunten en randvoorwaarden voor de veiligheidsstudie (zie [Alkyon, 2005a]) wordt bij de integrale beoordeling uitgegaan van een overslagcriterium van 1 l/m/s in plaats van 0,1 l/m/s. De door WL uitgevoerde berekeningen zijn nogmaals uitgevoerd, maar dan voor een overslagcriterium van 1 l/m/s.

2.3.2 Rekenresultaten

Wanneer een hoger overslagdebiet is toegestaan, kan worden volstaan met een lagere kruin. De berekende overslagdebieten na 50 jaar zijn gegeven in tabel 2.3. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen een situatie zonder noodmaatregelen (conform [WL, 2004]) en een situatie waarbij de volgende maatregelen zijn aangebracht:

- Ruwheidselementen worden momenteel aangebracht langs het buitentalud van de Hondsbossche Zeewering. Hierbij is een ruwheidcoëfficiënt van 0,75 toegepast voor de gezette basaltstenen;
- Enige tijd geleden is een damwand op de kruin van de Pettemer Zeewering geplaatst. Over de hele Pettemer Zeewering is een damwandhoogte van 0,70 m toegepast. In het PC-Overslag model is de damwand in beschouwing genomen door een verlenging van het talud met een hoogteverschil van 0,70 m.

Op basis van de rekenresultaten is te zien dat de bovengenoemde maatregelen zeker effect hebben op de mate van golfoverslag. Langs de Hondsbossche Zeewering neemt het overslagdebiet af met 1 tot 2 l/m/s (ofwel orde 10% tot lokaal zelfs 40 %). Wel dient te worden opgemerkt dat het model PC-Overslag eigenlijk niet geschikt is voor het berekenen van overslag over een verticale constructie. Er is dus enige onzekerheid omtrent de rekenresultaten.

Langs de Pettemer Zeewering neemt het overslagdebiet af met gemiddeld ongeveer 60%. In een situatie zonder damwand is het overslagdebiet lokaal ruim meer dan 10 l/m/s. Dit reduceert tot ongeveer 6 l/m/s bij het in beschouwing nemen van de damwand.

2.3.3 Conclusie

Ook in een geval waarbij een damwand en ruwheidselementen zijn aangebracht, zal de golfoverslag over een periode van 50 jaar vrijwel overal groter zijn dan het gestelde criterium van 1 l/m/s. Dit betekent dus, dat versterkende maatregelen langs de gehele Hondsbossche en Pettemer Zeewering noodzakelijk zijn om de veiligheid van het

achterland te kunnen waarborgen. In paragraaf 3.3 is een overzicht gegeven van de benodigde maatregelen.

2.4 Robuustheidtoets

In de voorgaande paragrafen is het veiligheidsniveau van de kust tussen Camperduin en Den Helder geanalyseerd. Hierbij is met betrekking tot de klimaatveranderingen uitgegaan van het middenscenario.

Het te kiezen basisalternatief dient inpasbaar te zijn indien de klimaatveranderingen extremer uitvallen dan nu gedacht wordt (het ontwerp dient "robust" te zijn). Ten tweede dient het basisalternatief niet alleen over een periode van 50 jaar te voldoen. Ook na langere tijd dient de oplossingsrichting toepasbaar te zijn (het ontwerp dient "uitbreidbaar" te zijn). Ten derde dient vooraf bepaald te worden hoeveel ruimte nodig is over een periode van 200 jaar ("ruimtereservering").

Bij het toetsen van de robuustheid dienen de volgende randvoorwaarden met betrekking tot klimaatveranderingen te worden toegepast:

- Robuustheid: maximum scenario na 50 jaar;
- Uitbreidbaarheid: maximum scenario na 100 jaar;
- Ruimtereservering: maximum scenario na 200 jaar.

De veiligheidsberekeningen zoals gepresenteerd in paragraaf 2.2 en 2.3 zijn nogmaals uitgevoerd, maar dan met de klimaatscenario's zoals hierboven beschreven. Dit geeft inzicht in de locatie van zwakke raaien bij extremere situatie. Hiermee dient rekening gehouden te worden bij de verdere uitwerking van de basisalternatieven.

Zandige kust

In figuur 2.5 zijn de rekenresultaten gepresenteerd voor de kustlijn ten noorden van de Pettemer Zeewering. De figuur dient als volgt gelezen te worden:

- Vertikaal zijn Jarkus-locaties gegeven waar jaarlijks het dwarsprofiel wordt gemeten;
- Door middel van kleuren is aangegeven tot wanneer het profiel veilig wordt verondersteld:
 - De profielen waar een rode balk gegeven is, zijn momenteel veilig;
 - De profielen waar een oranje balk gegeven is, zijn veilig met in beschouwing neming van het maximum scenario na 50 jaar (robustheid);
 - De profielen waar een gele balk gegeven is, zijn veilig met in beschouwing neming van het maximum scenario na 100 jaar (uitbreidbaarheid);
 - De profielen waar een oranje balk gegeven is, zijn veilig met in beschouwing neming van het maximum scenario na 200 jaar (ruimtelijke reservering);

Wanneer figuur 2.5 met tabel 2.1 wordt vergeleken is te zien dat er meer locaties onveilig zijn wanneer in plaats van het middenscenario het maximum scenario voor 50 jaar wordt toegepast. Deze raaien concentreren zich rond Botgat (net ten noorden van Groote Keeten), maar ook een aantal extra raaien ten zuiden van Callantsoog worden als onveilig bestempeld.

Na respectievelijk 100 en 200 jaar (maximum scenario) worden nog meer raaien als onveilig beschouwd. Dit zijn echter alleen raaien ten zuiden van Botgat.

Pettemer- en Hondsbossche Zeewering

Langs de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering is het overslagdebiet reeds voor het middenscenario na 50 jaar al overal meer dan de gestelde eis van 1 l/m/s. Het is dus eigenlijk niet nodig om voor de harde zeewering een robuustheidtoets met betrekking tot veiligheid uit te voeren.

Ter indicatie is voor de beschouwde dijkprofielen toch het overslagdebiet berekend voor de condities volgens de robuustheidtoets. De resultaten zijn gepresenteerd in tabel 2.4. Uit de tabel volgt, dat de overslagdebieten langs de Hondsbossche Zeewering in geval van het maximum scenario na 50 jaar (robuustheid) rond 10 l/m/s liggen. Dergelijke debieten zijn waarschijnlijk nog toelaatbaar wanneer het binnentalud voldoende overslagbestendig gemaakt wordt. Ook kunnen dergelijke overslagvolumina nog vrij gemakkelijk geborgen worden in het achterland (de Pettemer Polder). Na 100 jaar (maximumscenario) zijn de overslagdebieten tot bijna 20 l/m/s berekend, wat waarschijnlijk inhoudt dat overslagbestendig maken van het binnentalud niet meer toereikend is. Langs de Pettemer Zeewering nemen overslagdebieten veel sterker toe. Na een periode van 50 jaar wordt bij het maximum scenario het overslagdebiet al meer dan 20 l/m/s. De huizen net achter de dijk zullen niet tegen zulke overslagdebieten bestand zijn.

3 Benodigde versterking voor waarborging van veiligheid (basisalternatieven)

3.1 Inleiding

In het voorgaande hoofdstuk is de veiligheid van de Noord-Hollandse Kust (ten noorden van Camperduinen) beoordeeld. Hieruit volgt, dat er 2 secties zijn waar de veiligheid over een periode van 50 jaar niet gewaarborgd is. Maatregelen zijn dus nodig om de veiligheid te vergroten. In het hoofdrapport Integrale Beoordeling zijn een drietal basisalternatieven gedefinieerd waarin mogelijke maatregelen zijn verwerkt. Deze maatregelen zijn opgesteld vanuit het oogpunt van zowel veiligheid als een ruimtelijke kwaliteit. In dit hoofdstuk is een meer concrete uitwerking gegeven van de benodigde maatregelen van alleen veiligheid. In dit hoofdstuk is tevens een uitwerking gegeven van de maatregelen zoals gedefinieerd voor het nulalternatief. Onderscheid is gemaakt tussen de zandige kust ten noorden van de Pettemer Zeewering (paragraaf 3.2) en de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering (paragraaf 3.3). In een aparte paragraaf (paragraaf 3.4) is de veiligheid van Marina Petten beschouwd. In paragraaf 3.6 zijn de resultaten gegeven van een robuustheidstoets waarin de benodigde maatregelen zijn gegeven voor zwaardere hydraulische condities en langere termijn.

3.2 Zandige kust (traject Petten – Den Helder)

Voor elke van de alternatieven zijn de dimensies bepaald van benodigde maatregelen. In deze paragraaf is een korte toelichting op de resultaten gegeven. In tabel 3.1 is een overzicht gegeven van de benodigde maatregelen. Let wel: Het gaat hierbij om de benodigde maatregelen om de veiligheid over 50 jaar te kunnen waarborgen. Op basis van aspecten zoals kustonderhoud en ruimtelijke kwaliteit kan gekozen worden voor een andere vorm, welke qua dimensies niet minder mag zijn dan de in tabel 3.1 gepresenteerde waarden. De in deze paragraaf gepresenteerde dimensies gelden dan als minimaal benodigde dimensies.

3.2.1 Nulalternatief

Op basis van de uitgevoerde veiligheidsberekeningen, met het profiel zoals gemeten in 2002, is geconcludeerd dat de kustsectie ter hoogte van Callantsoog niet voldoet aan de gestelde veiligheidseisen. Als gevolg van de in 2003 uitgevoerde nood- suppleties wordt tijdelijk (totdat een meer permanente oplossing is gerealiseerd) wel voldaan aan de eisen.

In het nulalternatief, dat wordt beschouwd als een referentiealternatief voor de vastgestelde basisalternatieven, wordt deze kustsectie versterkt door middel van het aanbrengen van extra zand aan de zeewaartse zijde van het bestaande duin. Om het kustmorfologische systeem niet te veel te verstoren (waardoor een grote onderhoudsbehoefte kan ontstaan), wordt het zand aangebracht in de vorm van een hoog en relatief smal banket. Middels een relatief steile helling wordt aangesloten op het bestaande dwarsprofiel. Een schets van de aangebrachte versterking is gegeven in figuur 3.1.

In figuur 3.2 is de benodigde versterking, in termen van meters kruinbreedte, langs de zandige kust ten noorden van Petten weergegeven. Het benodigde zandvolume is gegeven in figuur 3.3. Op de verticale as zijn de Jarkus-raaien tussen Groote Keeten en Petten gegeven (ten noorden van Groote Keeten is geen veiligheidsprobleem, dus daar

zijn geen maatregelen nodig). Op de horizontale as is de benodigde versterking gegeven. In de linker figuur is dit gepresenteerd in de vorm van een benodigde kruinbreedte. In de rechter figuur is het benodigde zandvolume gegeven.

Op basis van de rekenresultaten kan gesteld worden, dat er langs de kust bij Callantsoog een zandbanket met een breedte van ongeveer 60 meter aangebracht dient te worden. Verder naar het zuiden wordt gesteld dat bij de raaien 14,83 en 16,68 ook een versterking aangebracht dient te worden. Aangezien het hier twee afzonderlijke raaien betreft (en geen lang kustvak) wordt geadviseerd om hier, in plaats van een zeewaartse versterking, zand in het bestaande duin aan te brengen. Op deze wijze wordt de rechte kustlijn niet verstoord.

3.2.2 Gladde Kust

In de oplossingsrichting "Gladde Kust" wordt er over de hele linie tussen Petten en net ten zuiden van Huisduinen (waar het Nieuwe Schulpengat relatief dicht onder de kust ligt) zand aangebracht. Hierbij wordt een breed strand gecreëerd en een duingebied waar ruimte is voor de ontwikkeling van duinvalleien. In eerste instantie zal de benodigde versterking zeer eenvoudig geschematiseerd worden. Voor het huidige duin zal een versterking worden aangebracht tot een niveau van ongeveer het NAP +3 m, zodat het aangebrachte zandpakket gedurende normale condities (lees waterstanden) droog blijft. Binnen het concept "Gladde Kust" is het de bedoeling dat er in de loop van de tijd een natuurlijk landschap ontstaat met jonge duinen en natte duinvalleien. Vooralsnog is er van uitgegaan dat er initieel geen grote werken worden uitgevoerd om de ontwikkeling van dit natuurlijke landschap te bevorderen. Een schets van de aangebrachte een mogelijk doorsnede is gegeven in figuur 3.4.

In figuur 3.5 is de benodigde versterking, in termen van meters kruinbreedte, langs de zandige kust ten noorden van Petten weergegeven. Het benodigde zandvolume is gegeven in figuur 3.6.

Wanneer deze rekenresultaten worden vergeleken met de gekozen oplossing voor het nulalternatief (hoge duinversterking) valt op dat de benodigde kruinbreedte van het zandbanket in de beide gevallen min of meer gelijk is (bij en lage kruinhoogte is een ongeveer 30 meter bredere kruin nodig). Maar, aangezien het zand bij Gladde Kust tot een minder grote hoogte wordt aangebracht, is er uiteindelijk per strekkende meter aanzienlijk minder zand nodig dan in het nulalternatief.

Het een en ander is te verklaren door de toegepaste rekenmethodiek (zie ook (TAW, 1984)):

In de rekenmethodiek wordt de vorm van het afslagprofiel bepaald aan de hand van de golfhoogte en de korrelgrootte. Vervolgens is een toeslagvolume (een extra afslagvolume) gedefinieerd welke afhankelijk is van het afgeslagen zandvolume boven rekenpeil (hoe meer afslagvolume boven rekenpeil, des te groter het toeslagvolume). Met andere woorden: Wanneer minder zand boven rekenpeil wordt aangebracht (wat het geval is bij de oplossingsrichting Gladde Kust) wordt het toeslagvolume kleiner en is er dus totaal minder zand nodig om de veiligheid te waarborgen. Als voorbeeld zijn in de figuren 3.7 en 3.8 de rekenresultaten weergegeven voor profiel 11,23. In figuur 3.7 is uitgegaan van een versterking tot grensprofielniveau terwijl in figuur 3.8 een versterking tot NAP +3 m is aangebracht.

Zoals uit het bovenstaande volgt, wordt het uiteindelijk benodigde zandvolume sterk bepaald door de hoogte waarop het zand wordt aangebracht. Dit lijkt strijdig met de fysische processen die een rol spelen tijdens duinafslag. In alle gevallen (of het zand nu hoog of laag wordt aangebracht) zal er immers een zelfde soort afslagprofiel ontstaan. Momenteel is er een onderzoek gaande naar duinafslag bij zware stormcondities. Hierbij wordt tevens gekeken naar het effect van een langere golfperiode. Verwacht wordt, dat er, op basis van dit onderzoek, op termijn een model beschikbaar komt dat beter aansluit bij de optredende fysische processen. Rekenkundige inconsistenties zoals hierboven geschetst zullen dan tot het verleden behoren.

De bovenstaande analyse had tot doel om te toetsen of de in alternatief Gladde Kust gedefinieerde maatregel (een extra strook zand met een breedte van 200 meter) voldoende is met betrekking tot het waarborgen van de veiligheid. Op basis van de bovengenoemde rekenresultaten is geconcludeerd dat een breedte van ongeveer 90 meter reeds voldoende is. Een strookbreedte van 200 meter is dus ruim voldoende vanuit veiligheidsoogpunt. Als minoptie is het hier dus mogelijk om een kleinere strookbreedte toe te passen.

3.2.3 Duinzoom in de lift

In de oplossingsrichting "Duinzoom in de Lift" wordt de benodigde versterking aan de landwaartse zijde van het bestaande duin aangelegd. In de berekeningen is het zand landwaarts van het hoogste punt aangebracht. Hierbij is een niveau gekozen dat overeenkomt met de hoogte van het grensprofiel zoals gedefinieerd in [TAW, 1984]. Volgens de TAW-rekenmethodiek is dit de meest efficiënte manier van versterken. Aan landwaartse zijde wordt middels een constante helling van 1:3 aangesloten op het bestaande duinprofiel. Een schets van de aangebrachte versterking is gegeven in figuur 3.9.

In figuur 3.10 is de benodigde versterking langs de zandige kust ten noorden van Petten weergegeven. Langs het kustvak bij Callantsoog is een landwaartse versterking nodig met een kruinbreedte van ongeveer 45 meter. Daarnaast zijn er twee locaties ten zuiden van Callantsoog (Jarkus-raaien 14,83 en 16,68) waar beperkte maatregelen nodig zijn. Het overige deel van de zandige kust ten noorden van de Pettemer Zeewering is voor de komende 50 jaar veilig. Alle maatregelen zoals voor deze veilige secties zijn gedefinieerd (zie Startnotitie) zijn dus alleen voor de eerste 50 jaar bedoeld om de ruimtelijke kwaliteit te vergroten. Op langere termijn zullen deze extra maatregelen wellicht wel nodig zijn vanuit veiligheid. Hierop wordt teruggekomen bij de robuustheidtoets (paragraaf 3.6).

3.2.4 Harde Kust

In basisalternatief "Harde Kust" wordt een serie dammen aangelegd langs de kust van Callantsoog. Tussen de dammen wordt zodanig veel zand aangebracht, dat het bestaande duin tezamen met het extra zand voldoende veiligheid beidt. De dammen zelf zijn bedoeld om het aangebrachte zand vast te houden. De dimensies van de dammen zijn gegeven in [Alkyon, 2005a] van dit rapport. Bij het bepalen van de minimaal benodigde hoeveelheid zand is een laag zandbanket verondersteld tot een niveau van NAP +4 m. Middels een vrij steile helling wordt vervolgens aangesloten op het bestaande profiel. Een schets van de aangebrachte versterking is gegeven in figuur 3.11.

Het benodigde zandvolume voor het waarborgen van de veiligheid is gegeven in figuur 3.12 en 3.13. Uit de figuur volgt dat een benodigde banketbreedte van 50 tot 75 meter. Het benodigde zandvolume is nagenoeg gelijk aan het benodigde volume voor basisalternatief "Gladde Kust". Hieruit is dus te concluderen dat het niet zoveel uitmaakt waar (in dit geval tot welke kruinhoogte) het zand wordt aangebracht. Het gaat om het volume.

In de Integrale beoordeling is tevens een alternatief Zachte Kust in beschouwing genomen. Deze optie is bijna gelijk aan basisalternatief Harde Kust. Het enige verschil is dat de dammen zijn weggelaten. De conclusies (wat betreft veiligheid) voor alternatief Zachte Kust zijn overigens gelijk aan die voor basisalternatief Harde Kust. Het zand zorgt immers voor de veiligheid en niet de dammen.

3.3 Hondsbossche- en Pettemer Zeewering

In de te onderzoeken basisalternatieven zijn verschillende mogelijkheden met betrekking tot het veilig maken van de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering gedefinieerd:

- In het nulalternatief wordt de kerende hoogte van de zeewering zodanig verhoogd, dat de golfoverslag wordt gereduceerd tot 1 l/m/s;
- In "Gladde Kust" wordt de zeewering verhoogd middels een traditionele dijkverhoging. Ook hierbij is het overslagkriterium gesteld op 1 l/m/s;
- In "Duinzoom in de Lift" worden aan landwaartse zijde van de Hondsbossche Zeewering maatregelen getroffen om een overslag toe te kunnen staan dat groter is dan 1 l/m/s. Dit betekent dat er geen verhoging van deze zeewering zal plaatsvinden. De Pettemer Zeewering zal worden verhoogd middels een traditionele dijkverhoging;
- In "Harde Kust" wordt een serie dammen aan de zeezijde van de zeewering geplaatst. Het zand tussen de dammen zal leiden tot een reductie in de golfhoogte en daardoor een reductie in de golfoverslag.

Uitgaande van de bovengenoemde concepten is een analyse uitgevoerd naar de benodigde maatregelen. In de nu volgende paragrafen zijn de resultaten gepresenteerd.

3.3.1 Nulalternatief: Verhoging middels een constructie op de kruin

De benodigde verhoging van de zeewering is berekend met behulp van het PC-Overslag model.

De berekende overslagdebieten zijn reeds gegeven in tabel 2.3. In tabel 3.2 zijn de benodigde dijkhoogten gepresenteerd voor een overslagcriterium van 1 l/m/s en (zoals reeds gegeven in [WL, 2004] 0,1 l/m/s. Hierbij is er in geval van de Hondsbossche zeewering vanuit gegaan, dat de thans aangebrachte ruwheidselementen ook voor de verdere verhoging van de dijk worden toegepast.

Uit de resultaten volgt dat bij een overslagcriterium van 1 l/m/s kan worden volstaan met een verhoging van maximaal 3,7 m bij de Pettemer Zeewering en een verhoging van enkele decimeters tot 1,3 m bij de Hondsbossche Zeewering. Hierbij dient echter wel opgemerkt te worden dat bij een overslagdebiet van 1 l/m/s de grashelling langs het binnentalud van de dijk in goede conditie moet zijn. De gegeven getalswaarden zijn overigens bepaald aan de hand van berekeningen waarbij een taludhelling in beschouwing is genomen. Een verticale constructie (of zelfs een naar zee overhangende

constructie) kan leiden tot een afname van de benodigde hoogte van de constructie. Dit soort aspecten zijn met de beschikbare rekenmodellen niet in beschouwing te nemen. Geadviseerd wordt om het een en ander in een vervolgfase (waarin meer bekend wordt over het type constructie) nader te onderzoeken.

Met betrekking tot de toe te passen constructie zijn er nog allerlei varianten denkbaar. Zo kan gedacht worden aan een damwand, maar ook aan een betonnen element. De eisen met betrekking tot de toe te passen constructie (wat betreft veiligheid) zijn de benodigde kruinhoogte en de sterkte (de constructie dient de golfkrachten te kunnen weerstaan).

3.3.2 Gladde Kust: Verhoging middels een traditionele dijkverhoging

Voor het bepalen van de benodigde verhoging van de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering kunnen dezelfde rekenresultaten worden gebruikt als gepresenteerd voor het nulalternatief (zie tabel 3.2). Het enige verschil is dat de dijk in geval van de oplossingsrichting "Gladde Kust" wordt verhoogd door middel van een traditionele dijkverhoging. Een principeschets van de traditionele dijkverhoging is gegeven in figuur 3.14. Naast een verhoging van de kruin heeft een traditionele dijkverhoging ook een verbreding van de dijk tot gevolg in de meest rechtse kolom van tabel 3.2 is verbreding van de dijk weergegeven.

Uit de rekenresultaten volgt een benodigd horizontaal ruimtebeslag van ruim 20 meter bij de Pettemer Zeewering en nog geen 10 meter bij de Hondsbossche Zeewering.

3.3.3 Duinzoom in de Lift: Overslagbestendige dijk

In basisalternatief "Duinzoom in de Lift" wordt er vanuit gegaan dat de Hondsbossche Zeewering niet worden verhoogd. De binnenzijde van de zeewering wordt dusdanig versterkt, dat het talud niet beschadigt bij overslagdebieten groter dan 1 l/m/s. Daarnaast dient in het achterliggende gebied rekening gehouden te worden met de berging, dan wel afvoer, van relatief grote hoeveelheden water. De Pettemer Zeewering wordt verhoogd door middel van een traditionele dijkverzwaring. Dit is reeds uitgewerkt in paragraaf 3.2.2.

Voor een aantal dijkprofielen langs de Hondsbossche Zeewering is het overslagdebiet bepaald met behulp van het model PC-Overslag. De berekende debieten zijn reeds gegeven in tabel 2.3. Hierbij is uitgegaan van het middenscenario na 50 jaar.

Het overslagdebiet langs de Hondsbossche Zeewering varieert van 1,6 tot 4,5 l/m/s. Wanneer gekozen wordt voor een overslagbestendige dijk, dient het landwaartse dijktaalud dus bestand te zijn tegen dergelijke debieten. Hiervoor zijn verschillende mogelijkheden, zoals:

- a. Een talud van asfalt. Asfalt is zeer erosiebestendig, waardoor het goed bestand is tegen hoge overslagdebieten;
- b. Een talud van steenzetting. Een steenzetting is erosiebestendig, waardoor het goed bestand is tegen hoge overslagdebieten;
- c. Het aanbrengen van een slijtlaag. Het bestaande talud is niet bestand tegen overslagdebieten groter dan ongeveer 1 l/m/s. Een slijtlaag, welke tijdens periodes met golfoverslag geleidelijk zal eroderen, kan voorkomen dat het binnentalud van de dijk beschadigt. Deze slijtlaag zou bijvoorbeeld in de vorm van een zandtalud kunnen worden aangebracht

Het gebied landwaarts van de zeewering dient zodanig te worden ingericht, dat het overgeslagen water kan worden afgevoerd, dan wel kan worden geborgen. Om een indruk te geven van de hoeveelheid water die geborgen moet worden, is het totale overslagdebiet berekend voor de piek van de storm. Dit is als volgt gedaan:

- aan elk van de in beschouwing genomen dijkprofielen is een sectielengte toegekend;
- vervolgens is de hoeveelheid water (in termen van m^3/uur) berekend door het overslagdebiet (op basis tabel 2.3) te vermenigvuldigen met de sectielengte.

Uit de bovenbeschreven exercitie volgt een totaal overslagdebiet van $27.000 \text{ m}^3/\text{uur}$ over de Hondsbossche Zeewering.

3.3.4 Harde Kust: Reductie van de golfhoogte

In basisalternatief "Harde Kust" worden de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering niet verhoogd. Om toch te kunnen voldoen aan het overslagcriterium van 1 l/m/s , zal er zand aan de zeezijde van de zeewering worden aangebracht. Teneinde zandverliezen in kustlangse richting te beperken, worden dammen loodrecht op de zeewering geplaatst. De hoogte van de dammen zal ongeveer NAP +4 m zijn. Let wel: Alleen het zand is bedoeld om de veiligheid te vergroten. De strekdammen hebben alleen tot doel om de zandverliezen (en daardoor het benodigde onderhoud) te beperken. Dit is nader toegelicht in [Alkyon, 2005b] van dit rapport (morfologische studie).

Op basis van berekeningen met het PC-Overslag model is geconcludeerd dat het overslagdebiet over de kruin van de zeewering over 50 jaar overal hoger is dan 1 l/m/s (zie ook tabel 2.3). Voor het bepalen van de benodigde hoeveelheid zand om de golfhoogte voldoende te reduceren is de volgende methodiek toegepast:

- Bij een representatieve raai voor respectievelijk de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering zijn modelberekeningen met DurosTA uitgevoerd voor een aantal verschillende versterkingsvolumina (elk met een kruinhoogte van NAP +4 m, maar met een verschillende kruinbreedte);
- Uit de rekenresultaten van het DurosTA-model volgen vervolgens de berekende veranderingen in het profiel en de golfhoogte bij de teen van de dijk als functie van de tijd (gedurende de hele storm);
- Voor de maximaal optredende golfhoogte gedurende de ontwerpstorm is de overslag over de kruin berekend met het PC-Overslag-model;
- Op basis van de resultaten is vervolgens de versterking gekozen welke past bij een overslagdebiet van 1 l/m/s .

In figuur 3.15 en 3.16 zijn de resultaten gepresenteerd voor respectievelijk dijkprofiel 11 langs de Pettemer Zeewering en dijkprofiel 30 langs de Hondsbossche Zeewering. De figuren dienen als volgt gelezen te worden:

- In de bovenste figuur staan 4 zwarte lijnen. Elk van de lijnen geeft het verband weer tussen de kruinbreedte (horizontale as) en de maximaal optredende golfhoogte bij de teen van de zeewering (vertikaal). Elk van de zwarte lijnen staat voor een andere kruinhoogte (variërend van NAP +3 m tot NAP +7 m). Elk sterretje op de lijn geeft een aparte berekening weer;
- De rode lijn in de bovenste figuur geeft de maximaal toelaatbare golfhoogte aan om te voldoen aan het overslagcriterium van 1 l/m/s ;

- Het snijpunt tussen de rode en de zwarte lijnen geven de benodigde kruinbreedte voor de verschillende kruinhoogten;
- In de onderste figuur is vervolgens het verband weergegeven tussen de kruinbreedte en het benodigde zandvolume. De rode lijn komt overeen met de wenselijke kruinbreedte op basis van het overslagcriterium.

Uit de figuren volgt, dat het volume van het aan te brengen zandbanket (in termen van m^3/m) niet sterk veranderd voor de verschillende kruinhoogten. Dit betekent dus, dat zowel een laag en breed zandbanket als een hoog en smal zandbanket tot de mogelijkheden behoort. Voor de teen van de Pettemer Zeewering is 1.200 tot 1.400 m^3/m nodig. Langs de teen van de Hondsbossche Zeewering is 1.000 tot 1.250 m^3/m zand nodig.

Vooraf is reeds gekozen voor een zandbanket met een kruin tot NAP +4 m. Voor een dergelijke oplossing is 1.200 en 1.000 m^3/m zand nodig voor respectievelijk de Pettemer- en de Hondsbossche Zeewering. Dit komt overeen met een kruinbreedte van bijna 150 meter. Als voorbeeld is in figuur 3.17 een schematische weergave gegeven van de benodigde versterking langs de Pettemer Zeewering. In de bovenste figuur is het achtereenvolgens bestaande, versterkte en het berekende afslagprofiel gegeven. Uit de berekening volgt dat de aangebrachte versterking grotendeels is afgeslagen. In de onderste figuur is het verloop van de golfhoogte tijdens de ontwerpstorm gegeven. Uit deze figuur volgt dat golven de teen ongeveer halverwege de ontwerpstorm pas bereiken. Tot die tijd zorgt het aangebrachte zandvolume dat golven de dijk niet bereiken. Als golven de dijk eenmaal bereiken, wordt de maximale golfhoogte ongeveer 2,5 meter. Uit figuur 3.16 volgt dat dit ongeveer de maximaal toelaatbare golfhoogte is om te voldoen aan het overslagcriterium van 1 l/m/s.

In de Integrale beoordeling is tevens een alternatief Zachte Kust in beschouwing genomen. Deze optie is bijna gelijk aan basisalternatief Harde Kust. Het enige verschil is dat de dammen zijn weggelaten. De conclusies (wat betreft veiligheid) voor alternatief Zachte Kust zijn overigens gelijk aan die voor basisalternatief Harde Kust. Het zand zorgt immers voor de veiligheid en niet de dammen.

3.3.5 Gevoeligheidsanalyse

Stormduur

In paragraaf 3.3.4 is het benodigde zandbanket voor de teen van de harde zeewering berekend, dat nodig is om het overslagdebiet over de kruin van de dijk te reduceren tot 1 l/m/s. In deze berekeningen is de erosie van het zandbanket gedurende een storm gesimuleerd waarbij is uitgegaan van een ontwerpstormduur van 35 uur. Dit is een ontwerpstormduur zoals gedefinieerd is in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid. Kijkend naar de fysische processen bij een superstorm, is het goed mogelijk dat de stormduur aanzienlijk langer is. Indien de storm inderdaad langer duurt, zal er ook meer erosie bij de teen van de dijk optreden (waardoor de golfhoogte bij de teen hoger wordt). Teneinde het effect van een langere stormduur op het benodigde zandbanket te bepalen, zijn de berekenen uit paragraaf 3.3.4 herhaald voor een stormduur van respectievelijk 45 en 85 uur. In figuur 3.18 en 3.19 zijn de rekenresultaten gepresenteerd.

Uit de figuur volgt een vrijwel rechtlijnig verband tussen de duur van de storm en de afmetingen van het benodigde zandbanket. Wanneer wordt uitgegaan van een

stormduur van 85 uur is ongeveer 300 m³/m extra zand nodig ten opzichte van het benodigde zandbanket voor een storm van 35 uur.

Bodemdaling

Bij het berekenen van golfoverslag, en de daaruit volgende benodigde kruinhoogte, is uitgegaan van een bodemdaling van 20 cm per eeuw. In recente onderzoeken (bijvoorbeeld Dhr. Schokking van Geoconsult bv) wordt echter geconcludeerd, dat de gemiddelde bodemdaling mogelijk nog groter is (orde 40 cm per eeuw). In de tabellen 2.3 en 3.2 zijn de overslagdebieten en benodigde kruinhoogten gegeven voor een bodemdaling van 20 cm/eeuw. De berekeningen zijn herhaald voor een bodemdaling van 40 cm/eeuw. De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.3.

Uit de tabel volgt een maximale toename van 20% in het overslagdebiet (ten opzichte van een bodemdaling van 20 cm/eeuw). De toename van de benodigde kruinhoogte is gelijk aan de toename in de bodemdaling (ofwel 10 cm na 50 jaar).

3.4 Marina Petten

In de planvorming wordt rekening gehouden met een marina langs de Pettemer Zeewering. De aanwezigheid van deze marina zal consequenties hebben voor het functioneren van de waterkering. Mogelijk heft het dan ook gevolgen voor de dimensies van de benodigde versterkingsmaatregelen.

In een haalbaarheidsonderzoek voor de Marina Petten (referentie: Nederlandse Zeejachthaven Ontwikkelingsmaatschappij NZO) is als uitgangspunt gekozen dat de zeewering van de marina zodanig wordt ontworpen, dat verdere versterkingen van de achter de marina gelegen waterkering (een deel van de Pettemer Zeewering) niet nodig is. Op basis van de beschikbaar gestelde informatie lijkt dit, zoals uit onderstaande berekening blijkt, inderdaad het geval te zijn.

Op basis van modelberekeningen is bepaald dat er in geval van basisalternatief Harde Kust 1.200 tot 1.400 m³/m zand moet worden aangebracht om de overslag over de Pettemer zeewering terug te brengen tot 1 l/m/s. Op basis van de ontwerptekeningen van de Marina Petten is berekend, dat de zeewering van de marina uit ongeveer 1.700 m³/m zand, grind en bouw materiaal (stenen, beton) bestaat. Daarnaast is er nog een breukstenen oeverbescherming aanwezig. Deze oeverbescherming is ontworpen om de golfcondities tijdens de ontwerpstorm te weerstaan. Zelfs al zou de volledige marina tijdens de ontwerpstorm ineen storten, dan nog geeft dat voldoende golfdemping om de golfoverslag over de achterliggende Pettemer Zeewering binnen de normen te houden. Hieruit volgt dat de bestaande zeewering aan de landzijde van de Marina Petten geen verdere aanpassing behoeft indien de marina wordt gerealiseerd. Daarnaast heeft de marina een effect op de ontwikkeling van de kust naar het noorden en naar het zuiden toe. Hamvraag daarbij is of er dan als gevolg van aanzanding aan de zuidzijde, voldoende zand wordt vastgehouden om ook versterking van de Hondsbossche Zeewering onnodig te maken. Daar wordt in het morfologie-rapport nader op ingegaan. Zoals daar zal blijken is de aanzanding ten zuiden van de marina te beperkt om dit positieve effect te hebben. Daar moet op termijn dus alsnog iets gebeuren.

3.5 Aansluitingsconstructies

Aan de beide uiteinden van de harde zeewering gaat de verharde wering over in een zandig profiel. Aan de noordzijde is dit ter hoogte van profiel 20,23 (Petten). Aan de zuidzijde ligt de overgang bij profiel 26,06 (Camperduin). Op basis van het beheerdersoordeel zijn de beide overgangsconstructie momenteel maar net veilig genoeg. Aan de noordzijde (profiel 20,23) is zelfs in 2004 nog zand toegevoegd ter versterking van de overgang. Ook in de verdere toekomst dienen de beide overgangsconstructies aan de eisen te voldoen. Het een en ander is getoetst aan de hand van aanvullende afslagberekeningen.

In figuur 3.20 zijn resultaten van afslagberekeningen voor de profielen 20,23 en 26,06 gepresenteerd. In de figuur is in zwart het berekende afslagprofiel gegeven voor de huidige situatie. In blauw is het afslagprofiel na 50 jaar (middenscenario) gegeven. Uit de rekenresultaten kan het volgende worden geconcludeerd:

- het afslagprofiel schuift bij profiel 20,23 slechts enkele meters landwaarts op. De in beschouwing genomen bodemstijging (voor het behoud van de huidige BKL) is dus voldoende om het afslagpunt bij profiel 20,23 bijna op dezelfde plaats te houden;
- het afslagprofiel schuift bij profiel 26,06 nauwelijks landwaarts op. De in beschouwing genomen bodemstijging (voor het behoud van de huidige BKL) is dus voldoende om het afslagpunt bij profiel 26,06 constant te houden;

Op basis van de hier gepresenteerde afslagberekeningen kan geconcludeerd worden, dat de veiligheid van de aansluitingsconstructies niet noemenswaardig zal verslechteren als gevolg van klimaatveranderingen. Het meestijgen van de bodem via regelmatige suppleties (ter compensatie van de zeespiegelstijging) is voldoende om de veiligheid van de aansluiting tussen de harde zeewering en het zandige profiel niet te verslechteren. En omdat het nu voldoet, zal het dus ook op een termijn van 50 jaar voldoen.

Het voorgaande is overigens geen vrijbrief om de komende jaren niet meer naar de aansluitconstructies te kijken. Zo kan bijvoorbeeld als gevolg van "onthouden zandvolume", alsnog een onveilige situatie blijken op te treden. Dat is het verschijnsel dat er extra duinafslag optreedt in een duingebied grenzend aan een zeedijk. Dat komt omdat het duinfront wel achteruit gaat, maar het profiel voor de dijk niet. Hierdoor ontstaan tijdens de ontwerpstorm bodemhellingen in langsrichting van de kust die kunnen leiden tot extra zandverlies uit het duinenvak. Hoe dit precies moet worden verdisconteerd is nog niet duidelijk. Het is verstandig om hier in een later stadium op terug te komen, bijvoorbeeld op het moment dat bekend is welke oplossingsrichting voor het hele kustvak de voorkeur heeft gekregen. Indien uit dergelijk nader onderzoek blijkt dat toch de overgangsconstructies moeten worden versterkt, dan kan dat vrij eenvoudig met behulp van lokale ingrepen (zoals het aanbrengen van een extra zandvolume, of het ophogen van het dijkvak).

3.6 Robuustheidtoets

In de voorgaande paragrafen zijn de benodigde versterkingen gegeven om voor een ontwerpperiode van 50 jaar de veiligheid te kunnen waarborgen. Hierbij is met betrekking tot de klimaatveranderingen uitgegaan van het middenscenario.

Additionele berekeningen zijn uitgevoerd voor de robuustheidstoets. Hierbij zijn de volgende randvoorwaarden met betrekking tot klimaatveranderingen toegepast:

- Robuustheid: maximum scenario na 50 jaar;
- Uitbreidbaarheid: maximum scenario na 100 jaar;
- Ruimtereservering: maximum scenario na 200 jaar.

In de volgende twee paragrafen is een uitwerking gegeven voor respectievelijk het zandige deel van de kust en de Hondsbossche- en Pettemer Zeewering.

3.6.1 Zandige kust (traject Petten – Den Helder)

In tabel 3.1 is reeds een overzicht gegeven voor de benodigde maatregelen langs de zandige kust (ten noorden van de Pettemer Zeewering) voor het ontwerp (middenscenario na 50 jaar). In de tabellen 3.4 tot en met 3.7 is per integraal alternatief een overzicht gegeven wat de benodigde dimensies zijn met betrekking tot de robuustheidstoets.

Uit de tabellen volgt dat er reeds voor het maximum scenario na 50 jaar (robuustheid) enkele tientallen meters extra breedte nodig is om te voldoen aan de veiligheidscriteria. Uiteindelijk is na 200 jaar een ruimtereservering nodig welke ongeveer twee maal zo breed is als de breedte die volgde uit het ontwerp (50 jaar middenscenario). Toch scoren de oplossingen beslist niet slecht in de robuustheidstoets:

- In het Nulalternatief dient bij Callantsoog het duin na 200 jaar in zeewaartse richting te worden verbreed met ongeveer 150 meter. Hierbij is uitgegaan van een kruinhoogte op grensprofielniveau. Een dergelijke breedte klinkt vanuit morfologisch oogpunt niet onrealistisch. Een dergelijke uitbouw van de kust heeft weliswaar een sterke invloed op het zandtransport langs de kust (en daardoor op de onderhoudsbehoefte), maar met een gladde overgang naar de bestaande kust is een dergelijke uitbouw van de kust te onderhouden;
- *In het basisalternatief Gladde Kust is na 200 jaar een kruinbreedte van ongeveer 170 meter nodig ter hoogte van Callantsoog. Aangezien de in het basisalternatief gedefinieerde breedte van de strook zand momenteel 200 meter is, betekent dit dat het basisalternatief zonder extra maatregelen toereikend is voor een periode van 200 jaar;*
- In het alternatief Duinzoom in de Lift is na 200 jaar bij Callantsoog een ruimte van ongeveer 70 meter nodig om het duin in landwaartse richting te versterken. Hier dient bij de ontwikkeling van Callantsoog rekening gehouden te worden. Ten noorden van raai 9,08 (Botgat) zijn zelfs op een termijn van 200 jaar geen maatregelen nodig vanuit een veiligheidsoogpunt. Geplande maatregelen in dit gebied zijn dus alleen bedoeld voor ruimtelijke kwaliteit;
- In het alternatief Harde kust is na 200 jaar een breedte van het zandbanket 160 meter nodig. Bij een dergelijk breed zandbanket zal er naar verwachting veel zandverlies optreden vanuit de kustsecties welke omsloten zijn met strekdammen (de dammen worden minder effectief bij een meer zeewaarts gelegen strand). *Een optie om de breedte van het zandbanket te beperken is om het banket niet te verbreden, maar te verhogen.*

3.6.2 Hondsbossche- en Pettemer Zeewering

In paragraaf 3.3 zijn de benodigde maatregelen beschreven voor een ontwerpperiode van 50 jaar (middenscenario). Voor het toetsen van de robuustheid zijn dezelfde

berekeningen uitgevoerd voor respectievelijk 50, 100 en 200 jaar volgens het maximum scenario.

Nulalternatief en Gladde Kust

In het nulalternatief en Gladde Kust is gekozen voor een kruinverhoging van zowel de Hondsbossche- als de Pettemer Zeewering. De benodigde kruin voor de condities volgens de robuustheidtoets zijn gegeven in tabel 3.8. Uit de tabel volgt er in geval van het maximum scenario na 50 jaar een iets hogere kruinhoogte nodig is dan berekend voor het middenscenario na 50 jaar. Dit houdt dus in, dat het principe van een dijkverhoging een robuuste oplossing is voor de komende 50 jaar. Wanneer gekeken wordt naar een langere termijn (100 en 200 jaar) kan uit tabel 3.8 worden geconcludeerd dat er een aanzienlijk grotere dijkverzwaring nodig is. Zo is er op een termijn van 100 jaar lokaal een verhoging van 5,7 m nodig bij de Pettemer Zeewering. Op een termijn van 200 jaar is dit zelfs 6,9 m. Langs de Hondsbossche Zeewering zijn de benodigde verhogingen aanzienlijk lager (3,3 m en 4,8 m voor een termijn van respectievelijk 100 en 200 jaar). De benodigde dijkverhoging is echter niet onrealistisch en ook het benodigde ruimtebeslag aan de binnenzijde van de dijk is niet overdreven groot. Hierdoor scoort een dijkverhoging redelijk met betrekking tot uitbreidbaarheid en ruimtereservering.

Duinzoom in de Lift

Voor de Pettemer Zeewering wordt gekozen voor een traditionele dijkverzwaring. De resultaten met betrekking tot de robuustheidtoets zijn in de vorige alinea reeds uitgewerkt.

In tabel 2.4 is reeds een overzicht gegeven van de berekende overslagdebieten over de Hondsbossche Zeewering na respectievelijk 50, 100 en 200 jaar. Uit deze tabel volgt, dat overslagdebieten voor het maximum scenario na 50 jaar maximaal orde 10 l/m/s zijn. Bij een degelijk ontwerp van het binnentalud (bijvoorbeeld een asfaltglooiing) kunnen dergelijke overslagdebieten worden weerstaan. Hierbij moet echter ook het achterland dusdanig zijn ingericht, dat dergelijke debieten ook afgevoerd kunnen worden. Een overslagdijk scoort dus goed op robuustheid. Na 100 en 200 jaar neemt het overslagdebiet sterk toe tot waarden die ruim groter zijn dan 10 l/m/s. Zelfs een versterkt binnentalud is waarschijnlijk niet bestand tegen dergelijke debieten. Ook zijn in het achterland verregaande veranderingen nodig om het overgeslagen water af te voeren. Een overslagdijk scoort dus slecht op uitbreidbaarheid en ruimtereservering.

Harde Kust

In paragraaf 2.3 is voor het alternatief Harde Kust de benodigde hoeveelheid zand berekend, die voor de teen van de zeewering aanwezig dient te zijn. Bij het dimensioneren van dit zandbanket is uitgegaan van een kruinhoogte van NAP +4 m.

Dezelfde berekeningen zijn nogmaals uitgevoerd, maar dan voor de klimaatscenario's volgens de robuustheidtoets. De resultaten staan weergegeven in figuur 3.21 (Pettemer Zeewering) en figuur 3.22 (Hondsbossche Zeewering). Elk van de lijnen in deze grafieken geeft de resultaten weer voor een specifiek klimaatscenario. Op de horizontale as staat de kruinhoogte van het banket weergegeven en op de verticale as staat respectievelijk de benodigde kruinbreedte en het benodigde zandvolume weergegeven. Ter vergelijking zijn tevens de benodigde dimensies weergegeven voor het ontwerpstadium (50 jaar middenscenario).

Op basis van de rekenresultaten kan het volgende geconcludeerd worden:

- Met betrekking tot de robuustheid van het ontwerp (50 maximumscenario) biedt een zelfde kruinhoogte van NAP +4 m nog uitkomst, maar dan dient het zandbanket wel te worden verbreed. Vanuit het oogpunt van zandverliezen is het echter verstandiger om te kiezen voor een verhoging van het zandbanket in plaats van een verbreding. Een verhoging van 1 meter is reeds voldoende om te voldoen aan de veiligheidseisen voor het maximumscenario na 50 jaar;
- Met betrekking tot uitbreidbaarheid van het ontwerp geldt eigenlijk het zelfde als voor robuustheid. Teneinde grote zandverliezen te voorkomen dient het zandbanket verhoogd te worden (en niet verbreed). Een kruinhoogte van ongeveer NAP +6 meter volstaat.
- Wanneer gekeken wordt naar de benodigde ruimtereservering, is een verdere verhoging van het zandbanket nodig. Een kruinhoogte van NAP +7 meter is mogelijk, maar dan is tevens een verbreding van het zandbanket nodig. Dit zal resulteren in een toename in de onderhoudsbehoefte. Bij een zeewaartse uitbouw van het zandbanket zullen de strekdammen namelijk minder effectief worden.

Op basis van het bovenstaande is geconcludeerd dat de strekdammen in combinatie met zand goed scoren met betrekking tot robuustheid en uitbreidbaarheid. Met betrekking tot de ruimtereservering scoort dit alternatief minder goed aangezien vergaande maatregelen nodig zijn om de veiligheid te blijven garanderen.

3.6.3 Gevoeligheid

Met betrekking tot een drietal aspecten zijn gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd (zie paragraaf 2.2.3 en 3.3.5):

1. Effect van het gedefinieerde extra afslagpercentage op de veiligheid
2. Effect van de stormduur op de benodigde hoeveelheid zand die nodig is voor de zeewering (basisalternatief Harde Kust)
3. Effect van bodemdaling op de benodigde kruinhoogte.

Ad 1.)

Uit de resultaten volgt, dat het extra percentage afslag geen groot verschil maakt met betrekking tot de conclusies over de veiligheid van de kust bij Noord-Holland. Het is mogelijk dat het in beschouwing nemen van een groter extra afslagpercentage invloed heeft op de benodigde hoeveelheid zand in geval van zandige oplossingen. Echter, gezien de totstandkoming van het extra afslagpercentage (op basis van expert judgement en naar verwachting conservatief) kan momenteel geen betere schatting worden gegeven van de benodigde hoeveelheid zand. Gezien de conservatieve aard van het extra afslagpercentage kunnen hier gerapporteerde zandhoeveelheden ook als conservatief beschouwd worden. Er wordt geadviseerd om de onderzoeksresultaten van thans lopend onderzoek naar de processen achter duinafslag af te wachten (gereed in 2006).

Ad 2.)

De stormduur is van wezenlijk belang bij de uitwerking van de alternatieven. Uit berekeningen volgt dat bij een stormduur van 85 uur (ten opzichte van de voorgeschreven stormduur van 35 uur) ongeveer 300 m³/m extra zand nodig is langs de zeewering (ofwel ongeveer 30% meer). De stormduur is dus een belangrijke parameter die in een vervolgfase nader onderzocht dient te worden.



Ad 3.)

Bodemdaling heeft een geringe invloed op het uiteindelijke resultaat. Op basis van het gevoeligheidsonderzoek kan het volgende worden geconcludeerd: Wanneer een andere waarde voor bodemdaling wordt gehanteerd, dient de benodigde kruinhoogte van de zeewering met deze zelfde waarde te worden gecorrigeerd. We praten hier echter over hooguit enkele decimeters. Dergelijke verschillen liggen binnen de marge van onnauwkeurigheid.

4 Nieuwe combinatiealternatieven en optimalisaties

4.1 Inleiding

In de voorgaande hoofdstukken is een beschrijving gegeven van de benodigde veiligheidsmaatregelen met betrekking tot de gedefinieerde basisalternatieven. Op basis van een eerste beoordeling zijn nieuwe combinatiealternatieven en optimalisaties van bestaande alternatieven gedefinieerd (zie hoofdstuk 5 van het hoofdrapport Integrale Beoordeling voor een volledige beschrijving hiervan). In dit hoofdstuk zijn de consequenties van deze combinatiealternatieven en optimalisaties gegeven met betrekking tot veiligheid gegeven.

4.2 Combinatiealternatieven

4.2.1 Basisalternatief Gladde Kust in combinatie met Marina Petten

In basisalternatief Gladde Kust is bij de uitwerking geen rekening gehouden met Marina Petten. Puur kijkend naar veiligheidsaspecten heeft de Marina Petten geen invloed op de het veiligheidsniveau langs de zandige kust ten noorden van de Pettemer Zeewering. Ter hoogte van de Pettemer- en Hondsbosische Zeewering heeft de marina echter wel invloed op de veiligheid.

De intentie is door middel van het aanleggen van de Marina Petten het veiligheidsprobleem langs de Pettemer Zeewering op te lossen. Op basis van beschikbaar gestelde plannen omtrent de Marina Petten is het volgende geconcludeerd dat de Marina Petten in lengterichting ongeveer 1.600 meter omvat. De Marina Petten dekt echter niet de volledige Pettemer Zeewering. De meest noordelijke 400 meter van de Pettemer Zeewering zijn na inpassing van de marina nog steeds niet gedekt. Dit komt neer op ongeveer 30% van de totale lengte. De Marina Petten ligt over een lengte van 750 meter langs de Hondsbosische Zeewering. Over deze lengte van 750 meter zijn verder geen maatregelen nodig met betrekking tot veiligheidswaarborging. Voor de overige 3,5 km (ofwel ongeveer 80%) blijven de gedefinieerde maatregelen voor de verschillende basisalternatieven gewoon van kracht.

4.2.2 Basisalternatief Duinzoom in de Lift in combinatie met Marina Petten

Met betrekking tot basisalternatief Duinzoom in de Lift in combinatie met Marina Petten geldt hetzelfde als bij Gladde Kust in combinatie met Marina Petten. Er wordt hier daarom verwezen naar paragraaf 4.2.1.

4.3 Optimalisaties

4.3.1 Lager banket bij basisalternatief Gladde Kust

Vooralsnog is er bij basisalternatief uitgegaan van een bankethoogte van NAP +3 m. Dit is ruim boven vloedpeil, zodat de zee maar zelden (alleen bij zware stormcondities) invloed heeft op morfologische processen. Vanuit het oogpunt van Ecologie is het gewenst dat de zee meer invloed heeft op het aangebrachte zand. Op deze manier

zorgt de zee namelijk voor een natuurlijke sortering van het zand en volgt hieruit een meer natuurlijke opbouw van de nieuwe duinen.

Er wordt voorgesteld om een zandbanket met een lagere hoogte aan te leggen. In het nu volgende is een korte beschouwing gegeven over de consequenties van dit voorstel met betrekking tot de te handhaven veiligheid.

Callantsoog – Grootte Keeten

Tussen Callantsoog en Grootte Keeten is de veiligheid momenteel niet gewaarborgd en er zijn hier dus maatregelen noodzakelijk. Op basis van extra uitgevoerde mogelijkheden volgt, dat de veiligheid bij een gekozen kruinhoogte van NAP +1.5 m gewaarborgd kan worden bij een kruinbreedte van ongeveer 120 meter. Met andere woorden: Een zandbanket met een kruinhoogte van NAP +1.5 en een breedte van 200 meter (zoals gedefinieerd in de optie Gladde Kust) is vanuit het oogpunt van veiligheid mogelijk. Er moet wel bij stilgestaan worden, dat er langs deze kustsectie ten alle tijde voldoende zand aanwezig moet zijn. Verstreckende natuurlijke ontwikkeling (bijvoorbeeld in de vorm van een sluftekust) is hier dus niet mogelijk.

Overige secties van de zandige Kust

In de overige secties langs de zandige kust zijn momenteel geen veiligheidsproblemen. Langs deze secties hoeft dus vanuit het oogpunt van veiligheid geen zand te worden toegevoegd. Een kruinhoogte van NAP +1.5 m is dan ook vanuit veiligheidsoogpunt zonder probleem toe te passen. Wel moet ervoor gewaakt worden dat verstreckende natuurontwikkeling de bestaande duinen niet aantast.

4.3.2 Pettemer Zeewering als overslagdijk

Net als bij de Hondbossche zeewering wordt ook bij de Pettemer Zeewering een overslagdijk voorgesteld. Hierdoor hoeft geen dijkverhoging plaats te vinden. Ten opzichte van een overslagdijk bij de Hondbossche Zeewering wordt aan een overslagdijk bij de Pettemer Zeewering een extra eis gesteld: Het overgeslagen water dient te worden afgevoerd voordat de huizen van Petten (die 40 meter van de teen van de dijk staan) bereikt worden. Dit stelt bepaalde eisen aan het binnentalud van de dijk. In een separaat memo is het een en ander uitgewerkt met betrekking tot het afvoeren van het overgeslagen water. Hieronder is een korte beschrijving gegeven van de resultaten. Voor een meer gedetailleerde weergave van de mogelijke maatregelen wordt verwezen naar het memo dat als annex A is opgenomen in deze rapportage.

Uitwerking van de overslagdijk

Bij de uitwerking van een overslagdijk bij Petten zijn twee principes uitgewerkt:

1. Een constructie langs het binnentalud om overgeslagen water zijwaarts af te voeren in noordelijke en zuidelijke richting;
2. Een bak aan de teen van het binnentalud waarin water opgevangen kan worden en afgevoerd in een zuidelijke richting naar de lager gelegen Pettemer Polder.

Het voordeel van het tweede principe is dat het water eerst wordt geborgen. Vervolgens is er relatief veel tijd voor het afvoeren van het water. In het eerste principe dient de constructie zodanig te worden ontworpen, dat het water direct wordt afgevoerd. Er is immers geen mogelijkheid tot berging. Dit leidt tot grote constructies. De voorkeur gaat daarom uit naar een afvoerconstructie bij de teen van de zeewering. In de uitwerking is deze constructie geschematiseerd als een goot. Bij een breedte van 20 meter dient de

goot orde van grootte 2 meter diep te worden. Vanuit ruimtelijk oogpunt zal het niet wenselijk zijn om een constructie aan te leggen met de uitstraling van een goot. De goot kan echter gemakkelijk in het landschap worden ingepast door bijvoorbeeld de aanleg van een fietspad in de goot. Wanneer de randen en bodem van de goot vervolgens begroeid wordt, zal de goot niet opvallen in het landschap. De bovengenoemde dimensies van de afvoermaatregel zijn geldig voor de ontwerpperiode van 50 jaar (middenscenario). In de verdere toekomst zal de golfoverslag verder toenemen, waardoor ook de dimensies van de afvoermaatregel toe zullen nemen.

In de verdere toekomst kan echter ook gedacht worden aan een combinatie tussen een overslagdijk en een maatregel ter beperking van de overslag. Hierbij kan gedacht worden aan een geringe verhoging van de zeewering of het aanbrengen van zand voor de teen van de zeewering.

Waterberging

Met name gedurende de piek van de storm zal er een aanzienlijke hoeveelheid water over de kruin van de zeewering slaan. Aan de hand van de onderstaande berekening is een ruwe schatting gemaakt van het totale overslagvolume:

- De piek van de storm (waarin golfoverslag plaatsvindt) duurt 5 uur;
- Het overslagdebiet (in l/m/s) voor verschillende secties langs de zeewering is gegeven in tabel 2.3;
- Uitgaande van de berekende overslag per dijkprofiel-locatie levert dit een totaal overslagdebiet van $26,4 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Het overslagvolume gedurende de piek van de storm komt hiermee op $26,4 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 5 \text{ uur} \cdot 3.600 \text{ s} = 475.000 \text{ m}^3$.

Wanneer aangenomen wordt, dat het volledige overgeslagen watervolume wordt geborgen in de Pettemer Polder, dan heeft dit de volgende consequenties:

- Het oppervlakte van het bergingsgebied (uitgaande van de Vereenigde Hager- en Pettemer Polder, Polder Q en Polder L) is ongeveer 6 km^2 , ofwel $6 \cdot 10^6 \text{ m}^2$;
- Een totaal watervolume van 475.000 m^3 dient geborgen te worden;
- Dit resulteert bij een gelijke verdeling van het water in een waterstand van nog geen 8 cm;
- Het water zal echter grotendeels terecht komen in de relatief laag gelegen gebieden net achter de zeewering. Wanneer aangenomen wordt dat deze laaggelegen gebieden een oppervlakte van 1 km^2 hebben, komt dit neer op een gemiddelde waterstand van bijna 0,5 m.

Op grond van de bovenstaande berekening kan geconcludeerd worden dat:

1. De slaperdijken rond de polders achter de zeewering geen aanpassing behoeven. De optredende waterstanden bij de slaperdijk als gevolg van golfoverslag is klein;
2. Net achter de zeewering kan een waterstand van gemiddeld 0,5 meter optreden. Lokaal kan dit nog meer zijn. Rond woonkernen zoals Leihoek zullen wellicht maatregelen noodzakelijk zijn om overstroming te voorkomen.

5 Conclusies

5.1 Veiligheid

Aan de hand van berekeningen volgens een vooraf gedefinieerd rekenrecept is de veiligheid van het kustvak tussen de Hondsbossche Zeewering en Den Helder getoetst. Hieruit is naar voren gekomen dat de volgende kustsecties over 50 jaar (volgens het middenscenario) niet voldoen aan de gestelde veiligheidseisen:

- Over de Hondsbossche- en Pettemer Zeerwering vindt te veel overslag plaats;
- Bij Jarkus-raaien 16,68 en 14,83 is onvoldoende zand aanwezig;
- In de kustsectie tussen Callantsoog en Groote Keeten is onvoldoende zand aanwezig.

5.2 Ontwerp (50 jaar middenscenario)

In de voorgaande paragrafen zijn de benodigde maatregelen voor elk van de basisalternatieven gepresenteerd. Op basis van de rekenresultaten is gebleken dat alle basisalternatieven reële opties zijn wanneer gekeken wordt naar de benodigde dimensies (afmetingen en volumes). In alle gevallen past de benodigde maatregel binnen de grenzen van het integrale alternatief. Voor een overzicht van de benodigde dimensies voor elk van de basisalternatieven wordt verwezen naar de volgende tabellen en figuren:

	Zandige kust	Harde Kust
Nulalternatief (zeewaartse versterking)	tabel 3.1	tabel 3.2
Gladde Kust (zeewaartse versterking)	tabel 3.1	tabel 3.2
Duinzoom in de Lift (landwaartse versterking)	tabel 3.1	tabel 2.3
Harde Kust/Zachte Kust (zeewaartse versterking met zand en dammen)	tabel 3.1	figuur 3.15 en 3.16

Tabel 5.1 Overzicht van tabellen waarin de benodigde maatregelen voor elk van de basisalternatieven zijn gedefinieerd.

De technische haalbaarheid van de basisalternatieven is verder onderzocht aan de hand van een morfologische studie. De resultaten van deze studie zijn beschreven in [Alkyon, 2005b] van dit rapport.

5.3 Robuustheid van het ontwerp

Op basis van berekeningen is bepaald welke maatregelen nodig zijn om voor een periode van 50 jaar de veiligheid te kunnen waarborgen. Op basis van deze berekeningen is geconcludeerd, dat elk van de basisalternatieven goed mogelijk is. Wanneer echter gekozen wordt voor een bepaalde oplossing, dient echter ook getoetst te worden of deze oplossingen ook op lange termijn de juiste is. Hiervoor is een robuustheidstoets uitgevoerd. De conclusies met betrekking tot deze robuustheidstoets zijn hieronder weergegeven. Onder de tabel is een korte toelichting gegeven op de opties die redelijk of slecht scoren.

	Robuustheid (50 jaar maximum scenario)	Uitbreidbaarheid (100 jaar maximum scenario)	Ruimtereservering (200 jaar maximum scenario)
Zandige Kust (traject Petten – Den Helder)			
Nulalternatief (zeewaartse versterking)	goed	goed	goed
Gladde Kust (zeewaartse versterking)	goed	goed	goed
Duinzoom in de Lift (landwaartse versterking)	goed	goed	goed
Harde Kust (zeewaartse versterking met zand en dammen)	goed	goed	redelijk ¹⁾
Zachte Kust (zeewaartse versterking met allen zand)	goed	goed	redelijk ¹⁾
Pette mer Zeewering			
Nulalternatief (dijkverhoging)	goed	slecht ²⁾	slecht ³⁾
Gladde Kust/Duinzoom in de Lift (dijkverhoging)	goed	redelijk ²⁾	redelijk ³⁾
Nieuwe bouwsteen (overslagdijk)	goed	slecht ⁴⁾	slecht ⁴⁾
Harde Kust (zeewaartse versterking met zand en dammen)	goed	goed	redelijk ⁵⁾
Zachte Kust (zeewaartse versterking met alleen zand)	goed	goed	redelijk ⁵⁾
Hondsbossche Zeewering			
Nulalternatief (dijkverhoging)	goed	redelijk ⁶⁾	redelijk ⁶⁾
Gladde Kust (dijkverhoging)	goed	redelijk ²⁾	redelijk ⁸⁾
Duinzoom in de Lift (overslagdijk)	goed	redelijk ⁷⁾	slecht ⁴⁾
Harde Kust (zeewaartse versterking)	goed	goed	redelijk ⁵⁾

met zand en dammen)			
Zachte Kust (zeewaartse versterking met alleen zand)	goed	goed	redelijk ⁹

Tabel 5.2 Beoordeling van elk van de basisalternatieven op basis van de robuustheidtoets.

1. Een oplossing met zand en dammen bij Callantsoog ook na 200 jaar (maximum scenario) technisch nog uitvoerbaar. Na 200 jaar is ongeveer 500 m³/m zand nodig om de veiligheid te waarborgen. Dit komt neer op een verdubbeling van de hoeveelheid zand dat nodig is bij 50 jaar middenscenario;
2. De Pettemer Zeewering dient tot een niveau van ruim NAP +18 meter verhoogd te worden, wat door middel van een constructie op de kruin eigenlijk niet meer te haalbaar is;
3. De Pettemer Zeewering dient na 200 jaar tot een niveau van NAP +19,3 m verhoogd te worden. Door middel van een element op de kruin is dit niet goed mogelijk. Een traditionele dijkverhoging is nog wel mogelijk.;
4. Het toepassen van een overslagdijk is op de lange termijn niet goed meer mogelijk. Door de grote overslag (meer dan 40 l/m/s) dient het binnentalud erg zwaar te worden uitgevoerd om erosie/schade aan het talud te voorkomen. Golfoverslag kan verminderd worden door een beperkte verhoging van de kruin of het aanbrengen van zand aan de zeezijde van de zeewering;
5. Een oplossing met zand voor de teen van de zeewering is ook na 200 jaar (maximum scenario) technisch nog uitvoerbaar. Hiervoor is echter wel een groot zandvolume (orde 2.000 m³/m nodig en het zand dient tot een hoogte van minimaal NAP +7 m te worden aangebracht. Eigenlijk wordt er dan dus een duin voor de huidige zeewering aangebracht.
6. Na 100 jaar is bij de Hondsbossche Zeewering is een verhoging tot bijna NAP +15 m nodig. Met een element op de kruin van de zeewering is dit technisch nog net haalbaar;
7. Na een periode van 100 jaar (maximum scenario) is de golfoverslag over de Hondsbossche Zeewering berekend op ruim 10 l/m/s. Bij dergelijke condities is een versterking van het binnentalud noodzakelijk, maar dit is technisch nog haalbaar;
8. De Hondsbossche Zeewering dient tot NAP +16,3 m te worden verhoogd. Dit is nog goed mogelijk met een element op de kruin van de dijk. Ook een traditionele dijkverhoging behoort tot de mogelijkheden.

In de bovenbeschreven alternatieven is de Marina Petten nog niet in beschouwing genomen. Wanneer Marina Petten echter deel gaat uitmaken van één van de bovenstaande alternatieven, zal ook de robuustheid van Marina Petten in beschouwing genomen moeten worden. Wat betreft Marina Petten kan gesteld worden dat de marina met betrekking tot robuustheid beter scoort dan de andere maatregelen voor de Pettemer Zeewering. In het dwarsprofiel van de marina is momenteel al dusdanig veel materiaal aanwezig, dat dit ook na 50 jaar nog ruim voldoende is om de overslag over de Pettemer Zeewering te beperken tot minder dan 1 l/m/s. Ook na 50 jaar zijn dus geen maatregelen aan de bestaande zeewering nodig althans voor zover het traject achter de marina ligt.

5.4 Combinatiealternatieven en optimalisaties

Op basis van de eerste beoordeling van de basisalternatieven zijn een aantal combinatiealternatieven en optimalisaties gedefinieerd. Deze nieuwe alternatieven zijn beoordeeld op veiligheid.

Als combinatiealternatieven zijn de basisalternatieven Gladde Kust en Duinzoom in de Lift gebruikt, maar dan in combinatie met Marina Petten. Marina Petten heeft met betrekking tot veiligheid geen invloed op de zandige kustlijn ten noorden van de Pettemer Zeewering. De marina heeft wel invloed op de veiligheid langs de zeewering. Op basis van beschikbaar gestelde plannen omtrent de Marina Petten is het volgende geconcludeerd dat de Marina Petten in lengterichting ongeveer 1.600 meter omvat. De Marina Petten dekt echter niet de volledige Pettemer Zeewering. De meest noordelijke 400 meter van de Pettemer Zeewering zijn na inpassing van de marina nog steeds niet gedekt. Dit komt neer op ongeveer 30% van de totale lengte. De Marina Petten ligt over een lengte van 750 meter langs de Hondsbossche Zeewering. Over deze lengte van 750 meter zijn verder geen maatregelen nodig met betrekking tot veiligheidswaarborging. Voor de overige 3,5 km (ofwel ongeveer 80%) blijven de gedefinieerde maatregelen voor de verschillende basisalternatieven gewoon van kracht.

Twee mogelijk optimalisaties zijn nader uitgewerkt. Ten eerste is dat het aanbrengen van een lager zandbanket bij basisalternatief Gladde Kust. Door de ecologische expert in de projectgroep is voorgesteld om het niveau van het zandbanket te verlagen tot NAP +1,5 m (dit was NAP +3 m). Vanuit het oogpunt van veiligheid is dit nog mogelijk. Er moet wel echter rekening mee gehouden worden dat er ter hoogte van Callantsoog slechts geringe mogelijkheid is tot een natuurlijke ontwikkeling van de aangelegde strook zand. Langs deze kustsectie is immers altijd een zekere hoeveelheid zand noodzakelijk voor het waarborgen van de veiligheid. Een tweede optimalisatie is het toepassen van een overslagdijk bij Petten. In een bureaustudie zijn de benodigde dimensie bepaald voor een maatregel voor het bergen en afvoeren van het overgeslagen water. Uit de studie volgt dat een goot met een breedte van 20 meter en een diepte van ongeveer 2 meter voldoende is. Deze dimensies zijn geldig voor de ontwerpperiode van 50 jaar (middenscenario). In de verdere toekomst zal de golfoverslag verder toenemen, waardoor ook de dimensies van de afvoermaatregel toe zullen nemen.



Referenties

- Alkyon, 2005a** , Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland, Randvoorwaarden en uitgangspunten voor veiligheidsaspecten en de morfologische studie, Juli 2005
- Alkyon, 2005b** , Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland, Morfologische beoordeling basisalternatieven, December 2005
- DWW, 2003**, *Consequenties nieuwe golfbelastingen voor de kust*, Rapport DWW-2003-040, Maart 2003.
- Provincie Noord-Holland, 2005**, *Zwakke Schakels Noord-Holland, Startnotitie voor integrale effectenbeoordeling.*
- Stowa (Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer), 2001**, *Winkust 2000, Gebruikershandleiding*, Rapport 2001-13.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen / TAW, 1984**, *Leidraad voor de beoordeling van de veiligheid van duinen als waterkering.*
- WL, 2004**, *Planstudie Veiligheid, Fase 2, Planform designs zwakke schakels*, Z3725.10, December 2004

Tabellen

Raai	Veilig voor 50 jaar?
1.50	ja
1.70	ja
1.90	ja
2.10	ja
2.30	ja
2.49	ja
2.69	ja
2.89	ja
3.08	ja
3.28	ja
3.48	ja
3.69	ja
3.90	ja
4.09	ja
4.29	ja
4.49	ja
4.69	ja
4.89	ja
5.08	ja
5.28	ja
5.48	ja
5.68	ja
5.88	ja
6.08	ja
6.28	ja
6.48	ja
6.68	ja
6.89	ja
7.08	ja
7.28	ja
7.48	ja
7.68	ja
7.89	ja
8.08	ja
8.27	ja
8.48	ja
8.69	ja
8.89	ja
9.08	ja
9.28	ja
9.48	ja
9.68	ja
9.84	ja
10.00	ja
10.16	ja
10.31	ja
10.47	ja
10.62	ja
10.78	ja
10.93	ja
11.08	ja
11.23	nee

Raai	Veilig voor 50 jaar?
11.37	nee
11.52	nee
11.67	nee
11.82	ja
11.97	nee
12.13	ja
12.28	nee
12.43	nee
12.58	nee
12.73	nee
12.88	ja
13.03	nee
13.20	nee
13.40	nee
13.60	nee
13.81	ja
14.01	ja
14.21	ja
14.42	ja
14.62	ja
14.83	nee
15.03	ja
15.24	ja
15.44	ja
15.65	ja
15.85	ja
16.06	ja
16.26	ja
16.47	ja
16.68	nee
16.88	ja
17.08	ja
17.29	ja
17.48	ja
17.63	ja
17.77	ja
17.91	ja
18.08	ja
18.27	ja
18.44	ja
18.62	ja
18.80	ja
18.96	ja
19.10	ja
19.25	ja
19.40	ja
19.55	ja
19.69	ja
19.83	ja
19.96	ja
20.09	ja
20.23	ja

Tabel 2.1 Rekenresultaten veiligheidsberekeningen voor elk van de JARKUS-raaien langs de kustlijn ten noorden van de Pettemer Zeewering.

Raai	Extra afslagpercentage (bovenop percentage uit rekenrecept)		
	-10%	0%	+10%
1.50			
1.70			
1.90			
2.10			
2.30			
2.49			
2.69			
2.89			
3.08			
3.28			
3.48			
3.69			
3.90			
4.09			
4.29			
4.49			
4.69			
4.89			
5.08			
5.28			
5.48			
5.68			
5.88			
6.08			
6.28			
6.48			
6.68			
6.89			
7.08			
7.28			
7.48			
7.68			
7.89			
8.08			
8.27			
8.48			
8.69			
8.89			
9.08			
9.28			Onveilig
9.48			
9.68			
9.84			
10.00			
10.16			
10.31			
10.47			
10.62			
10.78			
10.93			
11.08			
11.23	Onveilig	Onveilig	Onveilig

Raai	Extra afslagpercentage (bovenop percentage uit rekenrecept)		
	-10%	0%	+10%
11.37	Onveilig	Onveilig	Onveilig
11.52	Onveilig	Onveilig	Onveilig
11.67		Onveilig	Onveilig
11.82			
11.97	Onveilig	Onveilig	Onveilig
12.13			
12.28	Onveilig	Onveilig	Onveilig
12.43	Onveilig	Onveilig	Onveilig
12.58	Onveilig	Onveilig	Onveilig
12.73	Onveilig	Onveilig	Onveilig
12.88			
13.03	Onveilig	Onveilig	Onveilig
13.20	Onveilig	Onveilig	Onveilig
13.40	Onveilig	Onveilig	Onveilig
13.60	Onveilig	Onveilig	Onveilig
13.81			
14.01			
14.21			
14.42			
14.62			
14.83	Onveilig	Onveilig	Onveilig
15.03			
15.24			
15.44			
15.65			
15.85			
16.06			
16.26			
16.47			Onveilig
16.68	Onveilig	Onveilig	Onveilig
16.88			
17.08			
17.29			
17.48			
17.63			
17.77			
17.91			
18.08			
18.27			
18.44			
18.62			
18.80			
18.96			
19.10			
19.25			
19.40			
19.55			
19.69			
19.83			
19.96			
20.09			
20.23			

Tabel 2.2 Rekenresultaten van gevoeligheidsonderzoek met betrekking tot het te hanteren extra afslagpercentage als gevolg van de verzwaarde randvoorwaarden.

Dijkvak	Raai	Aanwezige kruinhoogte (m+NAP)	Kruinhoogte na 50 jaar bij een bodempijging van 20 cm/eeuw (m+NAP)	Overslagdebiet na 50 jaar, situatie zonder maatregelen (l/m/s)	Overslagdebiet na 50 jaar, situatie met ruwheidselenten en damwand (l/m/s)
Pettemer zeewering	dp3	12.78	12.68	1.67	0.31
	dp5	12.68	12.58	14.61	4.86
	dp8	12.86	12.76	13.15	5.67
	dp11	12.75	12.65	14.05	8.20
	dp13	12.80	12.70	8.01	4.43
Hondsbossche zeewering	dp0	12.72	12.62	2.18	1.60
	dp2	11.85	11.75	3.84	3.56
	dp7	11.91	11.81	4.67	4.36
	dp12	11.79	11.69	4.75	4.43
	dp18	11.89	11.79	1.95	1.71
	dp23	12.00	11.90	2.88	2.53
	dp28	11.95	11.85	2.80	2.67
	dp30	11.96	11.86	4.44	3.56
	dp36	12.12	12.02	2.73	2.25
	dp40	12.30	12.20	3.84	2.72
	dp44	12.28	12.18	3.95	2.52

Tabel 2.3

Berekende overslagdebieten voor verschillende raaien langs de Hondsbossche- en de Pettemer Zeewering; Condities volgens het middenscenario na 50 jaar.

Dijkvak	Raai	Kruinhoogte van de zeewering (m+NAP)				Berekend overslagdebiet (l/m/s)			
		Aanwezige kruinhoogte (m+NAP)	Kruinhoogte na 50 jaar (m+NAP)	Kruinhoogte na 100 jaar (m+NAP)	Kruinhoogte na 200 jaar (m+NAP)	Ontwerp (middenscenario na 50 jaar)	Robuustheid (maximum scenario na 50 jaar)	Uitbreidbaarheid (maximum scenario na 100 jaar)	Ruimtereservering (maximum scenario na 200 jaar)
Pettemer zeewering	dp3	12.78	12.68	12.58	12.38	1.67	2.36	9.85	40.23
	dp5	12.68	12.58	12.48	12.28	14.61	18.84	48.85	102.22
	dp8	12.86	12.76	12.66	12.46	13.15	17.71	41.23	85.39
	dp11	12.75	12.65	12.55	12.35	14.05	21.92	41.20	85.89
	dp13	12.80	12.70	12.60	12.40	8.01	11.27	21.09	42.50
Hondsbossche zeewering	dp0	12.72	12.62	12.52	12.32	1.60	4.48	9.11	22.89
	dp2	11.85	11.75	11.65	11.45	3.56	8.43	15.19	54.09
	dp7	11.91	11.81	11.71	11.51	4.36	9.86	17.84	56.36
	dp12	11.79	11.69	11.59	11.39	4.43	10.41	19.74	67.17
	dp18	11.89	11.79	11.69	11.49	1.71	4.78	11.05	29.03
	dp23	12.00	11.90	11.80	11.60	2.53	6.29	12.00	43.98
	dp28	11.95	11.85	11.75	11.55	2.67	6.10	11.69	44.35
	dp30	11.96	11.86	11.76	11.56	3.56	8.63	15.99	53.59
	dp36	12.12	12.02	11.92	11.72	2.25	6.10	12.27	44.34
	dp40	12.30	12.20	12.10	11.90	2.72	6.07	11.11	35.66
	dp44	12.28	12.18	12.08	11.88	2.52	5.69	10.17	32.33

Tabel 2.4 Berekende overslagdebieten voor de condities volgens de robuustheidtoets.

Raai	Nulalternatief		Gladde Kust		Duinzoom in de Lift		Harde Kust	
	Kruinbreedte (m)	Zandvolume (m3/m)	Kruinbreedte (m)	Zandvolume (m3/m)	Kruinbreedte (m)	Zandvolume (m3/m)	Kruinbreedte (m)	Zandvolume (m3/m)
8.89	-	-	-	-	-	-	-	-
9.08	-	-	-	-	-	-	-	-
9.28	-	-	-	-	-	-	-	-
9.48	-	-	-	-	-	-	-	-
9.68	-	-	-	-	-	-	-	-
9.84	-	-	-	-	-	-	-	-
10.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.16	-	-	-	-	-	-	-	-
10.31	-	-	-	-	-	-	-	-
10.47	-	-	-	-	-	-	-	-
10.62	-	-	-	-	-	-	-	-
10.78	-	-	-	-	-	-	-	-
10.93	-	-	-	-	-	-	-	-
11.08	-	-	-	-	-	-	-	-
11.23	60	683	62	181	28	158	62	181
11.37	40	388	63	201	39	322	63	201
11.52	36	254	48	145	32	286	48	145
11.67	18	45	11	17	6	26	11	17
11.82	-	-	-	-	-	-	-	-
11.97	36	197	42	101	22	179	42	101
12.13	-	-	-	-	-	-	-	-
12.28	28	185	41	86	21	145	41	86
12.43	55	492	77	239	46	390	77	239
12.58	52	441	71	212	38	296	71	212
12.73	53	360	60	180	33	268	60	180
12.88	-	-	-	-	-	-	-	-
13.03	39	383	65	192	39	301	65	192
13.20	46	374	71	205	46	259	71	205
13.40	36	269	53	129	30	189	53	129
13.60	26	224	54	122	22	209	54	122
13.81	-	-	-	-	-	-	-	-
14.01	-	-	-	-	-	-	-	-
14.21	-	-	-	-	-	-	-	-
14.42	-	-	-	-	-	-	-	-
14.62	-	-	-	-	-	-	-	-
14.83	15	122	27	52	41	266	27	52
15.03	-	-	-	-	-	-	-	-
15.24	-	-	-	-	-	-	-	-
15.44	-	-	-	-	-	-	-	-
15.65	-	-	-	-	-	-	-	-
15.85	-	-	-	-	-	-	-	-
16.06	-	-	-	-	-	-	-	-
16.26	-	-	-	-	-	-	-	-
16.47	-	-	-	-	-	-	-	-
16.68	57	488	70	218	53	323	70	218
16.88	-	-	-	-	-	-	-	-
17.08	-	-	-	-	-	-	-	-
17.29	-	-	-	-	-	-	-	-
17.48	-	-	-	-	-	-	-	-
17.63	-	-	-	-	-	-	-	-
17.77	-	-	-	-	-	-	-	-
17.91	-	-	-	-	-	-	-	-
18.08	-	-	-	-	-	-	-	-
18.27	-	-	-	-	-	-	-	-
18.44	-	-	-	-	-	-	-	-
18.62	-	-	-	-	-	-	-	-
18.80	-	-	-	-	-	-	-	-
18.96	-	-	-	-	-	-	-	-
19.10	-	-	-	-	-	-	-	-
19.25	-	-	-	-	-	-	-	-
19.40	-	-	-	-	-	-	-	-
19.55	-	-	-	-	-	-	-	-
19.69	-	-	-	-	-	-	-	-
19.83	-	-	-	-	-	-	-	-
19.96	-	-	-	-	-	-	-	-
20.09	-	-	-	-	-	-	-	-
20.23	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabel 3.1 Overzicht van de benodigde maatregelen langs de zandige kust (ten noorden van de Pettemer Zeewering) voor elk van de gedefinieerde alternatieven.

Dijkvak	Raai	Benodigde kruinhoogte na 50 jaar voor debiet van 1 l/m/s (m+NAP)	Benodigde verhoging (m)	Verbreding van de waterkering o.b.v. hoogte behorend bij 1 l/m/s (m)	Benodigde kruinhoogte na 50 jaar voor debiet van 0,1 l/m/s (m+NAP)	Benodigde verhoging (m)	Verbreding van de waterkering o.b.v. hoogte behorend bij 0,1 l/m/s (m)	Verschil in benodigde verhoging tussen 0,1 en 1 l/m/s criterium (m)
Pettemer zeewering	dp3	13.23	0.55	3.5	15.43	2.75	17.2	2.20
	dp5	16.15	3.57	21.0	19.03	6.45	38.0	2.88
	dp8	15.95	3.19	19.0	19.06	6.30	37.5	3.11
	dp11	16.32	3.67	21.4	19.27	6.62	38.6	2.95
	dp13	15.25	2.55	15.0	17.88	5.18	30.5	2.63
Hondsbossche zeewering	dp0	13.17	0.55	3.2	15.12	2.50	14.5	1.95
	dp2	12.73	0.98	5.7	14.69	2.94	17.1	1.96
	dp7	13.01	1.20	7.0	15.09	3.28	19.1	2.08
	dp12	12.91	1.22	7.2	14.96	3.27	19.4	2.05
	dp18	12.12	0.33	1.9	14.00	2.21	12.4	1.88
	dp23	12.64	0.74	4.2	14.63	2.73	15.7	1.99
	dp28	12.47	0.62	3.5	14.42	2.57	14.7	1.95
	dp30	13.18	1.32	7.6	15.13	3.27	18.8	1.95
	dp36	12.86	0.85	4.8	14.73	2.71	15.4	1.86
	dp40	13.26	1.06	6.0	15.06	2.86	16.2	1.80
	dp44	13.15	0.97	5.5	15.02	2.84	16.2	1.87

Tabel 3.2 Benodigde dijkhoogte van de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering voor een ontwerpperiode van 50 jaar.

Dijkvak	Raai	Aanwezige kruinhoogte (m+NAP)	Kruinhoogte na 50 jaar bij een bodemstijging van 40 cm/eeuw (m+NAP)	Overslagdebiet (l/m/s)		Toename ten opzichte van 20 cm/eeuw bodemstijging	
				Overslagdebiet na 50 jaar, situatie zonder maatregelen (l/m/s)	Overslagdebiet na 50 jaar, situatie met ruwheidselementen en damwand (l/m/s)	Overslagdebiet na 50 jaar, situatie zonder maatregelen (l/m/s)	Overslagdebiet na 50 jaar, situatie met ruwheidselementen en damwand (l/m/s)
Pettemer zeewering	dp3	12.78	12.58	2.05	0.39	22%	27%
	dp5	12.68	12.48	16.53	5.69	13%	17%
	dp8	12.86	12.66	14.84	6.21	13%	9%
	dp11	12.75	12.55	15.15	9.18	8%	12%
	dp13	12.80	12.60	8.66	5.11	8%	15%
Hondsbossche zeewering	dp0	12.72	12.52	2.59	1.91	19%	20%
	dp2	11.85	11.65	4.34	4.02	13%	13%
	dp7	11.91	11.71	5.26	4.85	13%	11%
	dp12	11.79	11.59	5.42	4.99	14%	13%
	dp18	11.89	11.69	2.26	1.94	16%	13%
	dp23	12.00	11.80	3.29	2.85	14%	12%
	dp28	11.95	11.75	3.14	2.95	12%	10%
	dp30	11.96	11.76	5.07	4.05	14%	14%
	dp36	12.12	11.92	3.11	2.59	14%	15%
	dp40	12.30	12.10	4.71	3.04	23%	12%
	dp44	12.28	12.08	4.48	2.81	13%	12%

a) Berekende overslagdebieten voor verschillende raaien langs de Hondsbossche- en de Pettemer Zeewering; Condities volgens het middenscenario na 50 jaar.

Dijkvak	Raai	Benodigde kruinhoogte na 50 jaar voor debiet van 0,1 l/m/s (m+NAP)	Benodigde verhoging (m)	Verbreding van de waterkering o.b.v. hoogte behorend bij 0,1 l/m/s (m)	Benodigde kruinhoogte na 50 jaar voor debiet van 1 l/m/s (m+NAP)	Benodigde verhoging (m)	Verschil in benodigde verhoging tussen 0,1 en 1 l/m/s criterium (m)	Verbreding van de waterkering o.b.v. hoogte behorend bij 1 l/m/s (m)
Pettemer zeewering	dp3	15.53	2.85	17.8	13.33	0.65	2.20	4.1
	dp5	19.13	6.55	38.6	16.25	3.67	2.88	21.6
	dp8	19.16	6.40	38.1	16.05	3.29	3.11	19.6
	dp11	19.37	6.72	39.2	16.42	3.77	2.95	22.0
	dp13	17.98	5.28	31.1	15.35	2.65	2.63	15.6
Hondsbossche zeewering	dp0	15.22	2.60	15.1	13.27	0.65	1.95	3.8
	dp2	14.79	3.04	17.7	12.83	1.08	1.96	6.3
	dp7	15.19	3.38	19.7	13.11	1.30	2.08	7.5
	dp12	15.06	3.37	20.0	13.01	1.32	2.05	7.8
	dp18	14.10	2.31	13.0	12.22	0.43	1.88	2.4
	dp23	14.73	2.83	16.3	12.74	0.84	1.99	4.8
	dp28	14.52	2.67	15.3	12.57	0.72	1.95	4.1
	dp30	15.23	3.37	19.4	13.28	1.42	1.95	8.1
	dp36	14.83	2.81	16.0	12.96	0.95	1.86	5.4
	dp40	15.16	2.96	16.8	13.36	1.16	1.80	6.6
	dp44	15.12	2.94	16.8	13.25	1.07	1.87	6.1

b) Benodigde dijkhoogte van de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering voor een ontwerperperiode van 50 jaar

Tabel 3.3 Resultaten van gevoeligheidsonderzoek met betrekking tot bodemdaling
Bodemdaling is 40 cm/eeuw in plaats van 20 cm/eeuw

Raai	Ontwerp	Robuustheid	Uitbreidbaarheid	Ruimtereservering
	50 jaar midden scenario	50 jaar maximum scenario	100 jaar maximum scenario	200 jaar maximum scenario
8.89	-	-	-	-
9.08	-	58	84	124
9.28	-	90	109	142
9.48	-	92	110	143
9.68	-	98	138	175
9.84	-	-	82	143
10.00	-	109	128	156
10.16	-	121	137	164
10.31	-	-	98	133
10.47	-	-	92	138
10.62	-	-	-	-
10.78	-	-	-	-
10.93	-	-	-	-
11.08	-	-	55	81
11.23	60	103	118	146
11.37	40	63	68	82
11.52	36	58	63	71
11.67	18	44	49	59
11.82	-	-	7	29
11.97	36	62	66	78
12.13	-	-	10	23
12.28	28	57	60	69
12.43	55	83	90	103
12.58	52	78	85	97
12.73	53	77	83	96
12.88	-	12	19	31
13.03	39	65	72	92
13.20	46	69	73	88
13.40	36	64	68	82
13.60	26	52	56	64
13.81	-	-	-	-
14.01	-	31	40	56
14.21	-	-	-	-
14.42	-	-	-	-
14.62	-	-	-	-
14.83	15	53	67	91
15.03	-	-	-	-
15.24	-	-	-	53
15.44	-	-	-	-
15.65	-	-	-	38
15.85	-	-	-	-
16.06	-	-	-	-
16.26	-	-	-	-
16.47	-	24	31	44
16.68	57	96	108	128
16.88	-	-	-	-
17.08	-	2	34	73
17.29	-	-	-	38
17.48	-	-	62	91
17.63	-	-	-	101
17.77	-	-	-	-
17.91	-	-	-	-
18.08	-	-	-	-
18.27	-	-	-	-
18.44	-	-	-	-
18.62	-	-	-	-
18.80	-	-	-	-
18.96	-	-	-	-
19.10	-	-	-	-
19.25	-	-	-	-
19.40	-	-	-	-
19.55	-	-	-	-
19.69	-	-	-	-
19.83	-	-	-	-
19.96	-	-	-	-
20.09	-	-	-	-
20.23	-	-	-	-

Versterking vindt plaats tot een hoogte die gelijk is aan het grensprofiel.

Tabel 3.4 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Nulalternatief

Raai	Ontwerp	Robuustheid	Uitbreidbaarheid	Ruimtereservering
	50 jaar midden scenario	50 jaar maximum scenario	100 jaar maximum scenario	200 jaar maximum scenario
8.89	-	-	-	-
9.08	-	61	95	160
9.28	-	90	113	163
9.48	-	84	108	168
9.68	-	83	112	189
9.84	-	-	33	105
10.00	-	61	92	159
10.16	-	72	99	174
10.31	-	-	15	99
10.47	-	-	41	117
10.62	-	-	-	-
10.78	-	-	-	-
10.93	-	-	-	-
11.08	-	-	10	41
11.23	62	110	129	191
11.37	63	105	121	169
11.52	48	85	97	151
11.67	11	62	77	123
11.82	-	-	7	55
11.97	42	79	94	148
12.13	-	-	23	52
12.28	41	87	101	142
12.43	77	120	136	180
12.58	71	117	133	185
12.73	60	104	119	170
12.88	-	11	31	78
13.03	65	104	119	170
13.20	71	113	130	171
13.40	53	97	112	151
13.60	54	95	111	145
13.81	-	-	-	-
14.01	-	51	70	115
14.21	-	-	-	-
14.42	-	-	-	-
14.62	-	-	-	-
14.83	27	84	105	164
15.03	-	-	-	-
15.24	-	-	-	67
15.44	-	-	-	-
15.65	-	-	-	24
15.85	-	-	-	-
16.06	-	-	-	-
16.26	-	-	-	-
16.47	-	60	76	114
16.68	70	109	125	174
16.88	-	-	-	-
17.08	-	12	54	128
17.29	-	-	-	52
17.48	-	-	38	95
17.63	-	-	-	70
17.77	-	-	-	-
17.91	-	-	-	-
18.08	-	-	-	-
18.27	-	-	-	-
18.44	-	-	-	-
18.62	-	-	-	-
18.80	-	-	-	-
18.96	-	-	-	-
19.10	-	-	-	-
19.25	-	-	-	-
19.40	-	-	-	-
19.55	-	-	-	-
19.69	-	-	-	-
19.83	-	-	-	-
19.96	-	-	-	-
20.09	-	-	-	-
20.23	-	-	-	-

Versterking vindt plaats tot een hoogte van NAP +4 m

Tabel 3.5 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Gladde Kust

Raai	Ontwerp	Robuustheid	Uitbreidbaarheid	Ruimtereservering
	50 jaar midden scenario	50 jaar maximum scenario	100 jaar maximum scenario	200 jaar maximum scenario
8.89	-	-	-	-
9.08	-	56	68	71
9.28	-	56	59	70
9.48	-	56	57	56
9.68	-	48	54	70
9.84	-	-	56	55
10.00	-	47	55	54
10.16	-	50	49	49
10.31	-	-	25	24
10.47	-	-	82	80
10.62	-	-	-	-
10.78	-	-	-	-
10.93	-	-	-	-
11.08	-	-	2	10
11.23	28	50	52	55
11.37	39	65	68	72
11.52	32	60	64	70
11.67	6	32	37	46
11.82	-	-	7	18
11.97	22	50	53	60
12.13	-	-	6	16
12.28	21	52	56	62
12.43	46	73	75	77
12.58	38	68	70	72
12.73	33	64	67	70
12.88	-	12	17	27
13.03	39	71	73	78
13.20	46	69	73	77
13.40	30	56	59	63
13.60	22	47	50	55
13.81	-	-	-	-
14.01	-	33	38	47
14.21	-	-	-	-
14.42	-	-	-	-
14.62	-	-	-	-
14.83	41	64	65	67
15.03	-	-	-	-
15.24	-	-	-	45
15.44	-	-	-	-
15.65	-	-	-	46
15.85	-	-	-	-
16.06	-	-	-	-
16.26	-	-	-	-
16.47	-	43	48	55
16.68	53	71	72	74
16.88	-	-	-	-
17.08	-	73	78	82
17.29	-	-	-	70
17.48	-	-	21	21
17.63	-	-	-	15
17.77	-	-	-	-
17.91	-	-	-	-
18.08	-	-	-	-
18.27	-	-	-	-
18.44	-	-	-	-
18.62	-	-	-	-
18.80	-	-	-	-
18.96	-	-	-	-
19.10	-	-	-	-
19.25	-	-	-	-
19.40	-	-	-	-
19.55	-	-	-	-
19.69	-	-	-	-
19.83	-	-	-	-
19.96	-	-	-	-
20.09	-	-	-	-
20.23	-	-	-	-

Versterking vindt plaats tot een hoogte die gelijk is aan het grensprofiel.

Tabel 3.6 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Duinzoom in de Lift

	Ontwerp	Robuustheid	Uitbreidbaarheid	Ruimtereservering
Raai	50 jaar midden scenario	50 jaar maximum scenario	100 jaar maximum scenario	200 jaar maximum scenario
8.89	-	-	-	-
9.08	-	61	95	152
9.28	-	90	113	162
9.48	-	84	108	154
9.68	-	83	112	163
9.84	-	-	33	110
10.00	-	61	92	140
10.16	-	72	99	150
10.31	-	-	15	88
10.47	-	-	41	107
10.62	-	-	-	-
10.78	-	-	-	-
10.93	-	-	-	-
11.08	-	-	10	47
11.23	62	110	129	171
11.37	63	105	121	152
11.52	48	85	97	127
11.67	11	62	77	111
11.82	-	-	7	51
11.97	42	79	94	133
12.13	-	-	23	54
12.28	41	87	101	130
12.43	77	120	136	162
12.58	71	117	133	161
12.73	60	104	119	149
12.88	-	11	31	62
13.03	65	104	119	149
13.20	71	113	130	156
13.40	53	97	112	136
13.60	54	95	111	135
13.81	-	-	-	-
14.01	-	51	70	100
14.21	-	-	-	-
14.42	-	-	-	-
14.62	-	-	-	-
14.83	27	84	105	147
15.03	-	-	-	-
15.24	-	-	-	57
15.44	-	-	-	-
15.65	-	-	-	22
15.85	-	-	-	-
16.06	-	-	-	-
16.26	-	-	-	-
16.47	-	60	76	101
16.68	70	109	125	161
16.88	-	-	-	-
17.08	-	12	54	107
17.29	-	-	-	55
17.48	-	-	38	99
17.63	-	-	-	74
17.77	-	-	-	-
17.91	-	-	-	-
18.08	-	-	-	-
18.27	-	-	-	-
18.44	-	-	-	-
18.62	-	-	-	-
18.80	-	-	-	-
18.96	-	-	-	-
19.10	-	-	-	-
19.25	-	-	-	-
19.40	-	-	-	-
19.55	-	-	-	-
19.69	-	-	-	-
19.83	-	-	-	-
19.96	-	-	-	-
20.09	-	-	-	-
20.23	-	-	-	-

Versterking vindt plaats tot een hoogte van NAP +4 m

Tabel 3.7 Resultaten van de robuustheidtoets voor integraal alternatief Harde Kust

Benodigde kruinhoogte (m+NAP)						
		Ontwerp (middenscenario na 50 jaar)	Robuustheid (maximum scenario na 50 jaar)	Uitbreidbaarheid (maximum scenario na 100 jaar)	Ruimtereservering (maximum scenario na 200 jaar)	
Dijkvak	Raai	dp3	13.23	13.61	15.29	17.21
		dp5	16.15	16.54	18.15	19.26
		dp8	16.19	16.66	17.99	19.04
		dp11	16.32	17.12	17.99	19.00
		dp13	15.25	15.73	16.42	17.09
Pettemer zeewering		dp0	13.17	14.22	14.93	15.87
		dp2	12.73	13.88	14.49	15.86
		dp7	13.01	14.21	14.89	16.26
		dp12	12.91	14.12	14.85	16.29
		dp18	12.12	13.30	14.16	15.15
Hondsbossche zeewering		dp23	12.64	13.76	14.45	15.96
		dp28	12.47	13.64	14.36	15.88
		dp30	13.18	14.10	14.76	16.08
		dp36	12.86	13.88	14.63	16.22
		dp40	13.26	14.09	14.72	15.96
		dp44	13.15	13.96	14.54	15.71

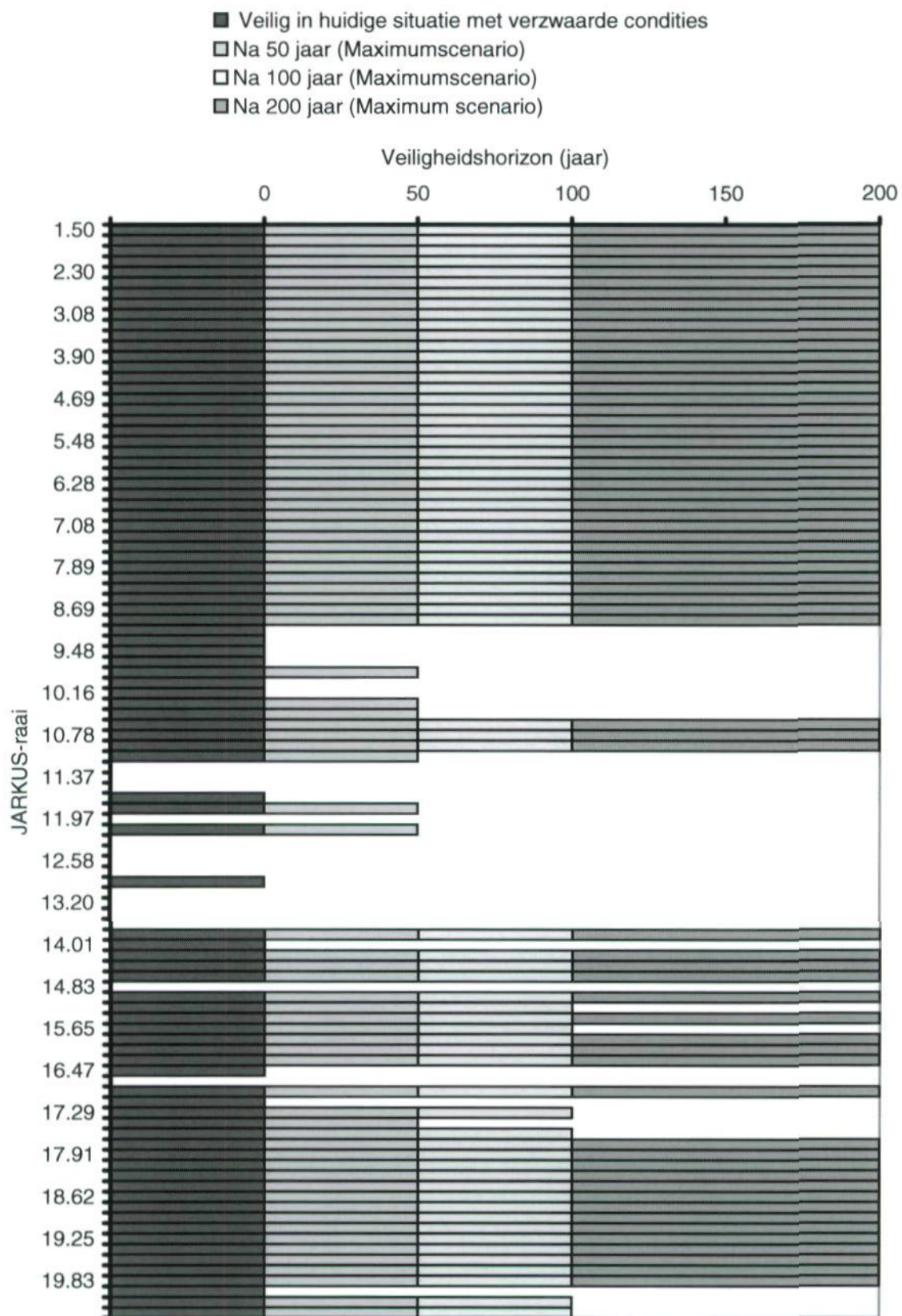
Tabel 3.8 Benodigde dijkhoogte van de Pettemer- en Hondsbossche Zeewering volgens de condities uit de robuustheidtoets.



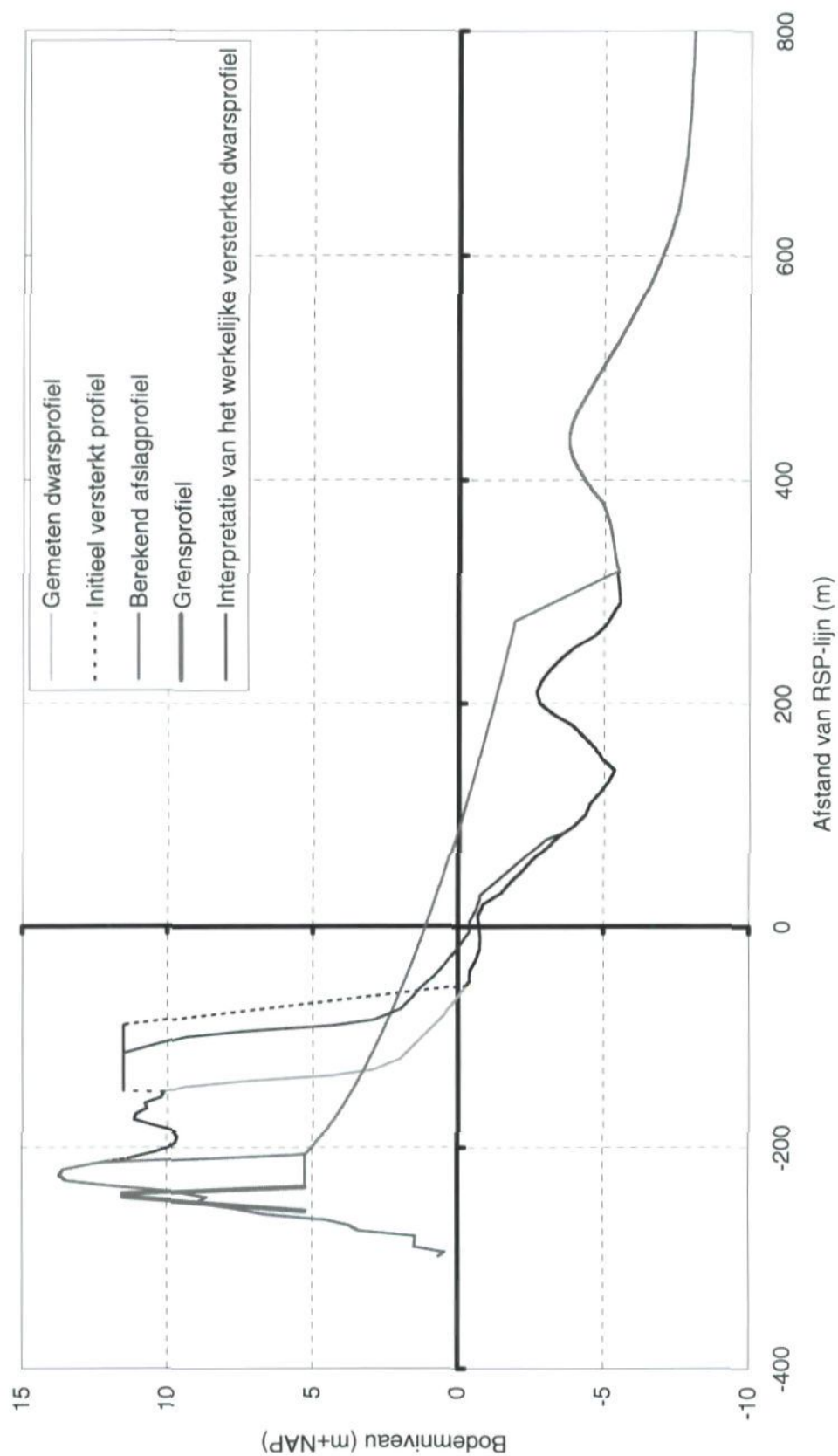
Figuren



Positie van het afslagpunt (50 jaar middenscenario) ter hoogte van het Reactorcentrum Petten.



Rekenresultaten van de robuustheidtoets voor de zandige kustlijn



Rekenresultaat van afslagberekening voor de zwakste raai bij Callantsoog

Jarkusraai 11,23

Rekencondities volgens middenscenario na 50 jaar

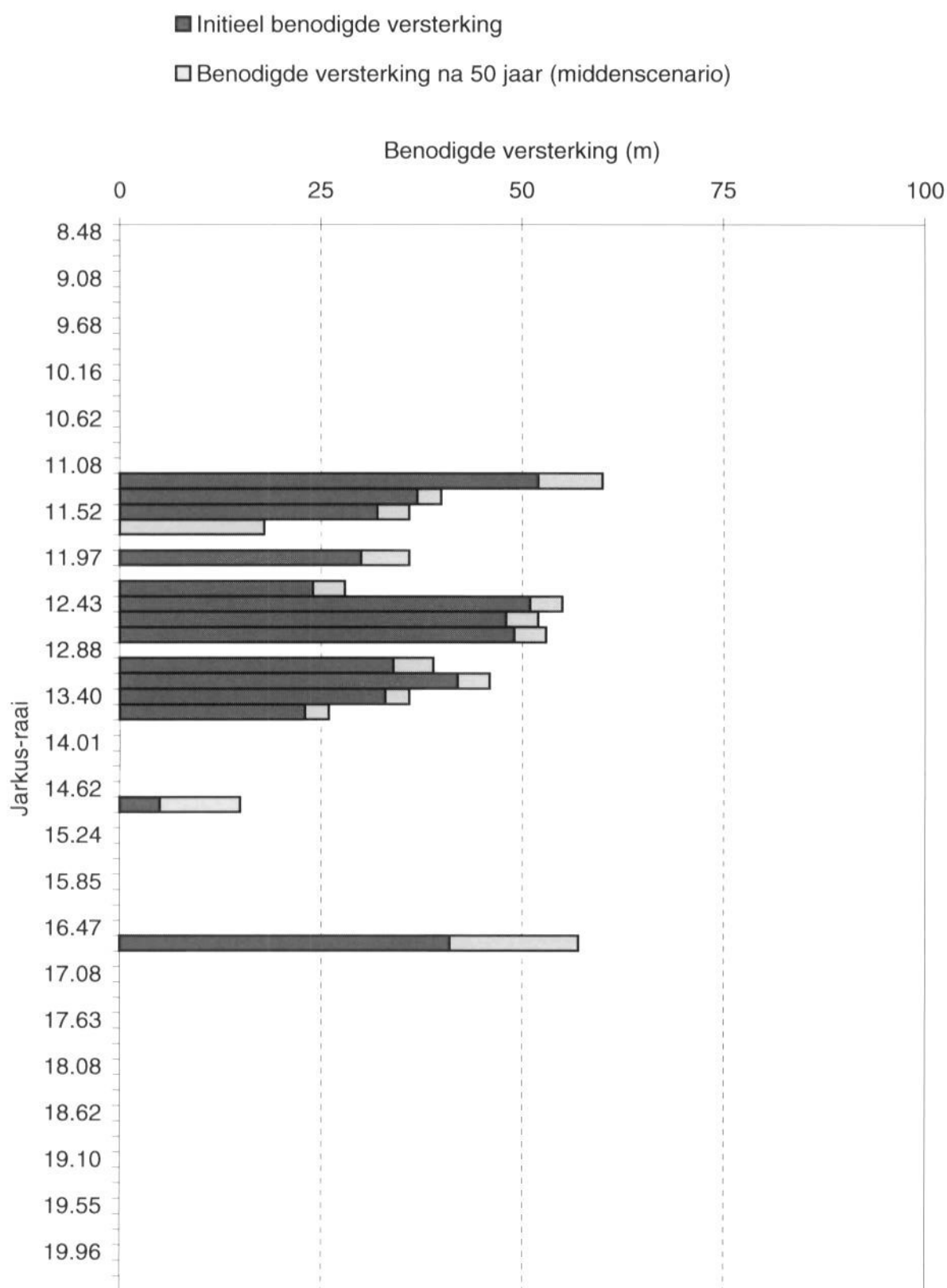
TAW'84

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.1



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Nulalternatief

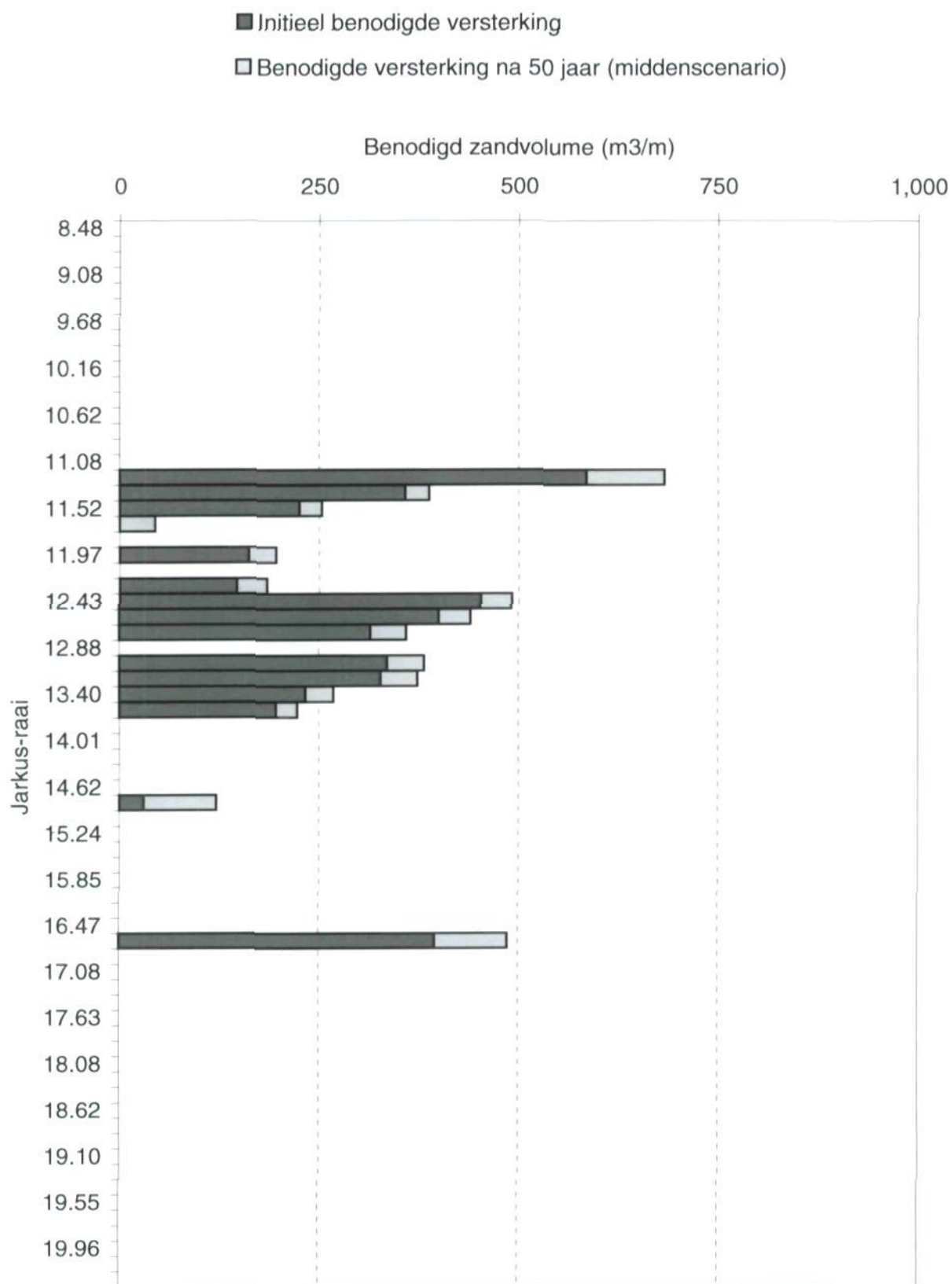
Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een hoogte op grensprofielniveau)

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.2



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Nulalternatief

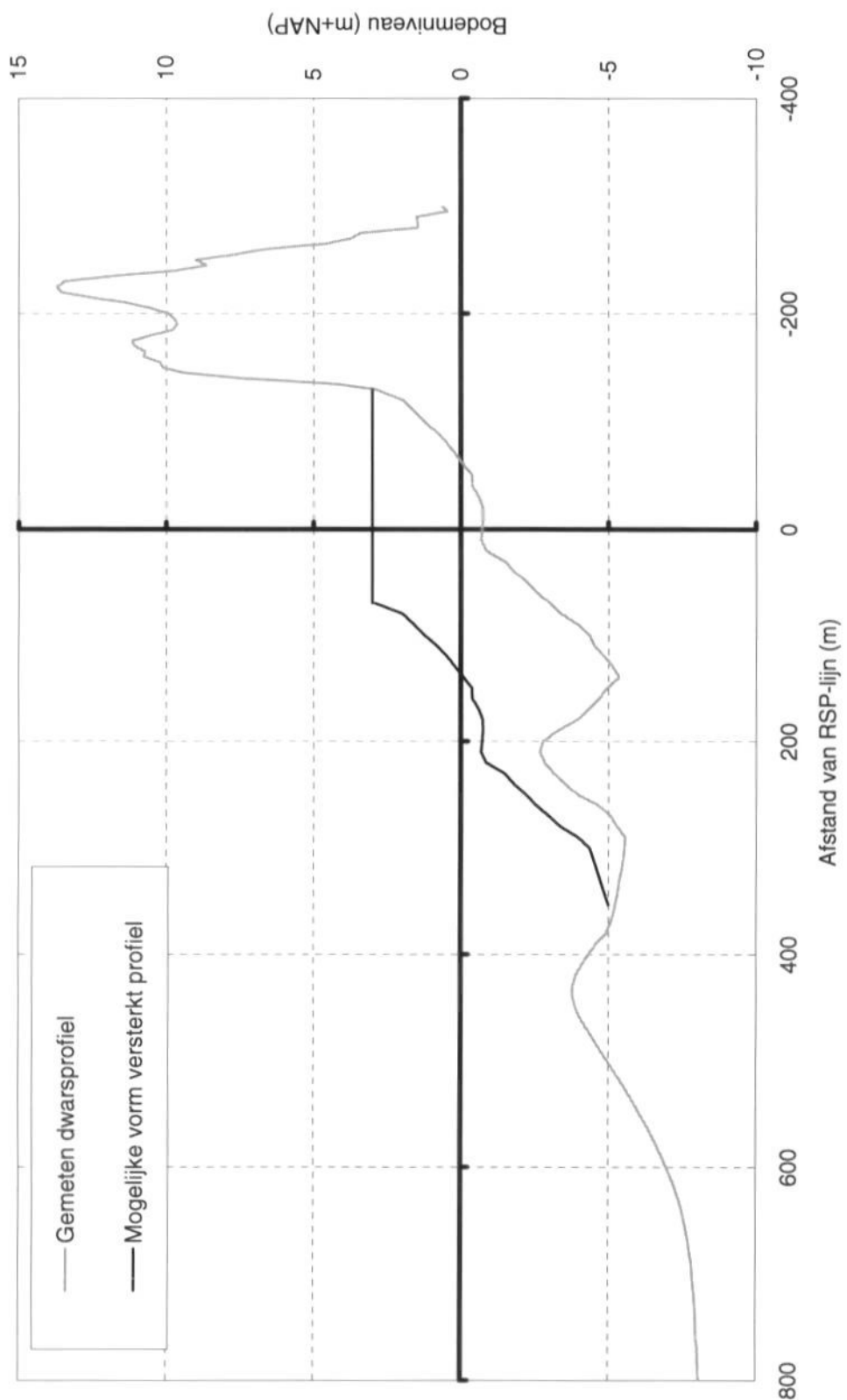
Versterking uitgedrukt in volume

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

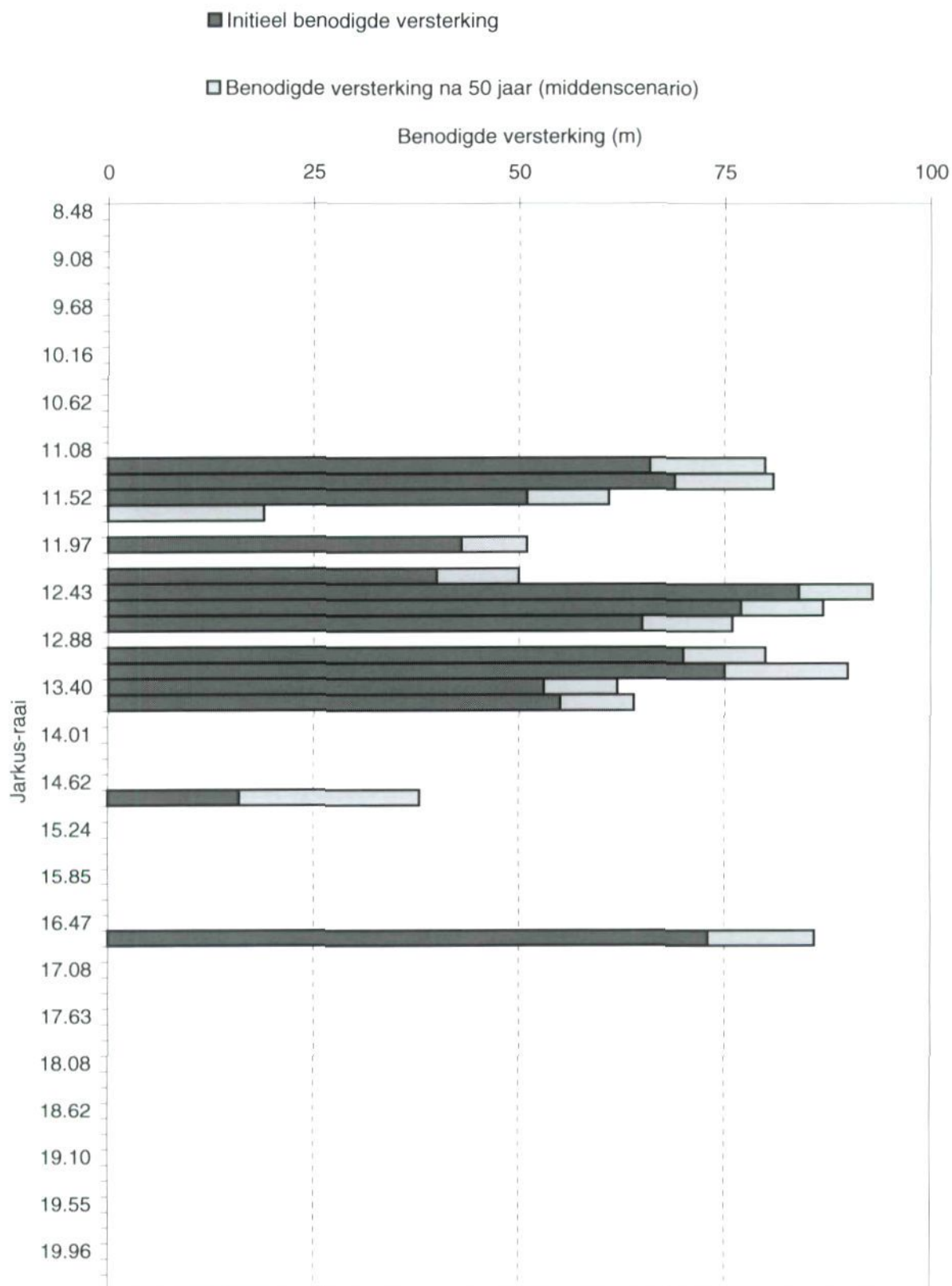
A1474

Alkyon

Fig. 3.3



Mogelijk invulling bij een zeewaartse verschuiving over 200 meter
Jarkusraai 11,23



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Gladde Kust

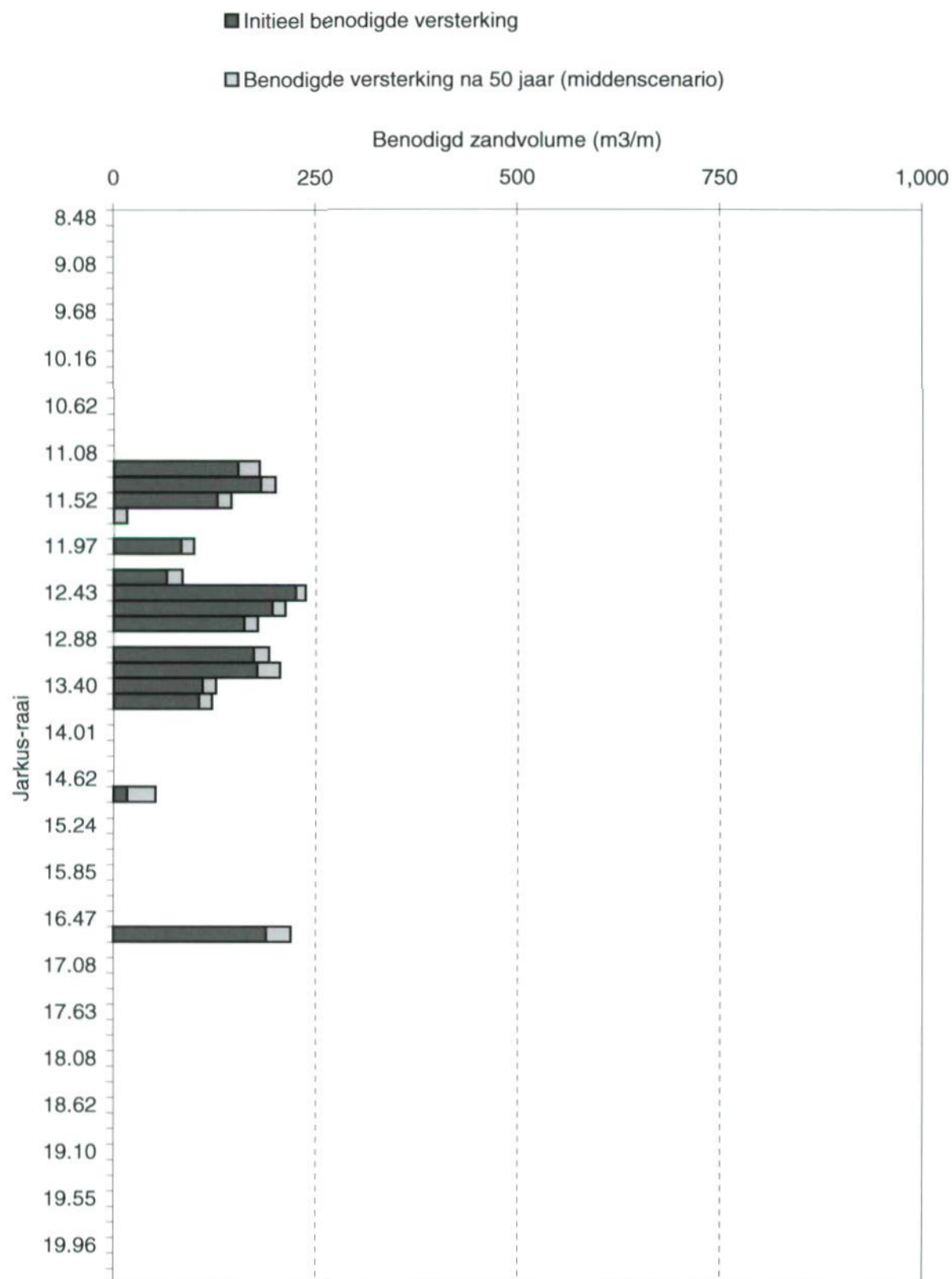
Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een kruinhoogte op NAP +3 m)

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.5



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Gladde Kust

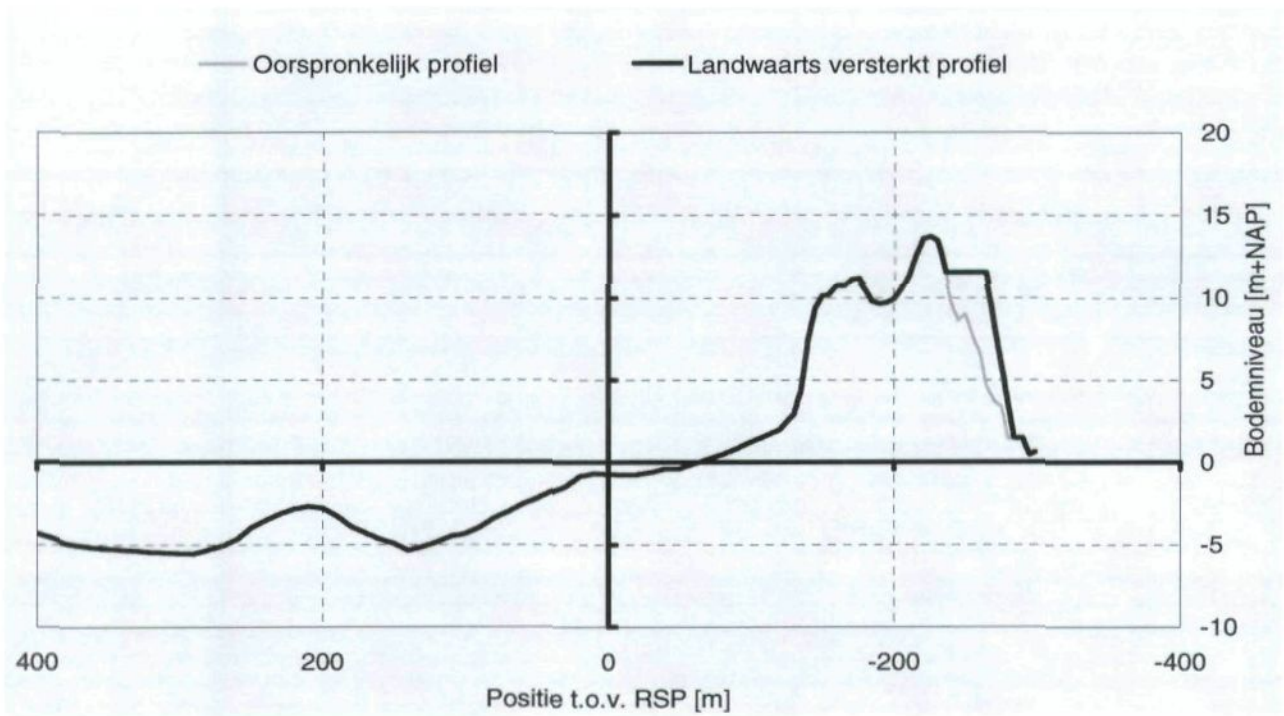
Versterking uitgedrukt in volume

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.6



Principeschets van het aan te brengen zandvolume voor basisalternatief

"Duinzoom in de Lift"

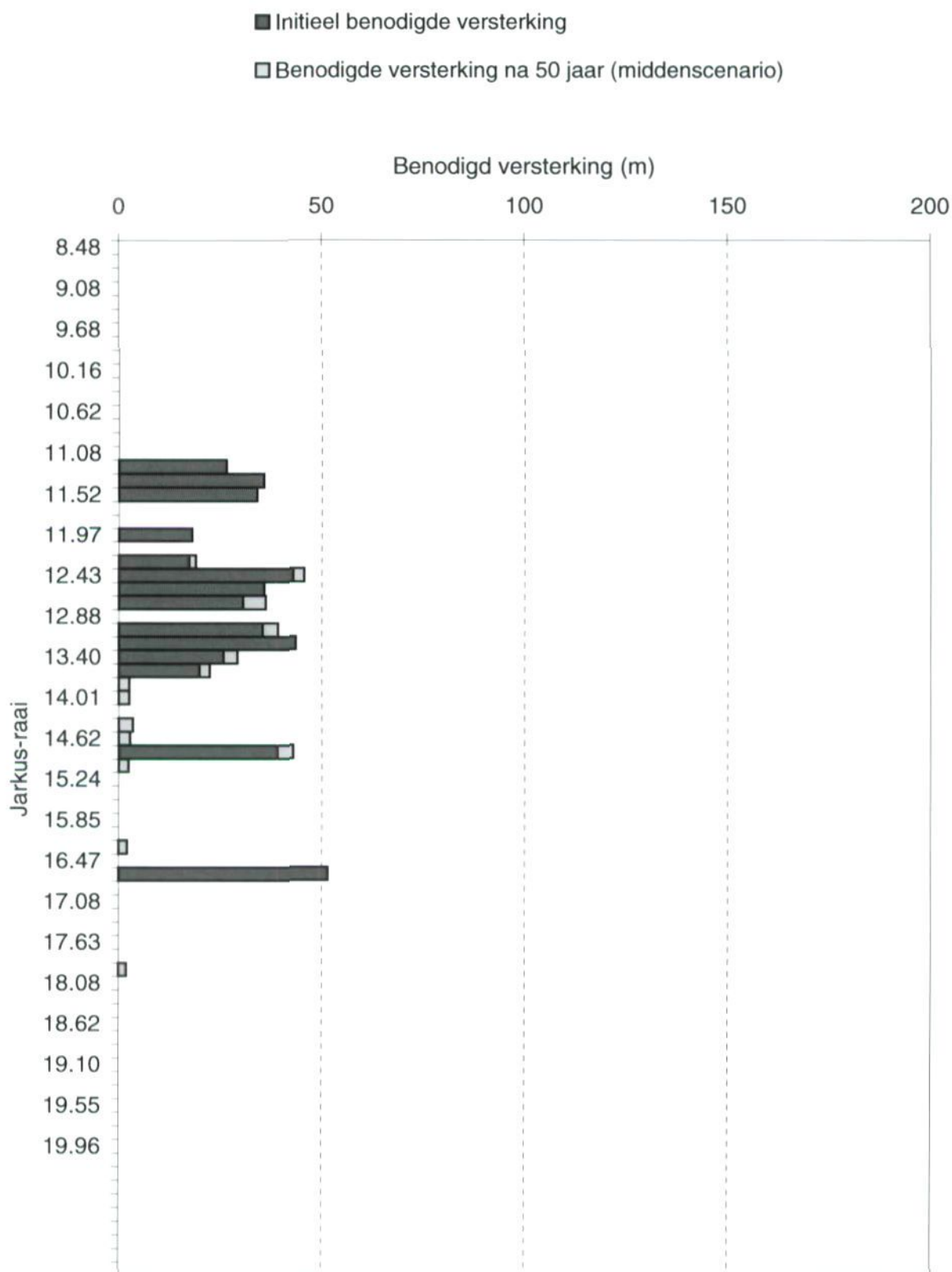
Profiel 11,23 (Callantsoog)

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.9



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

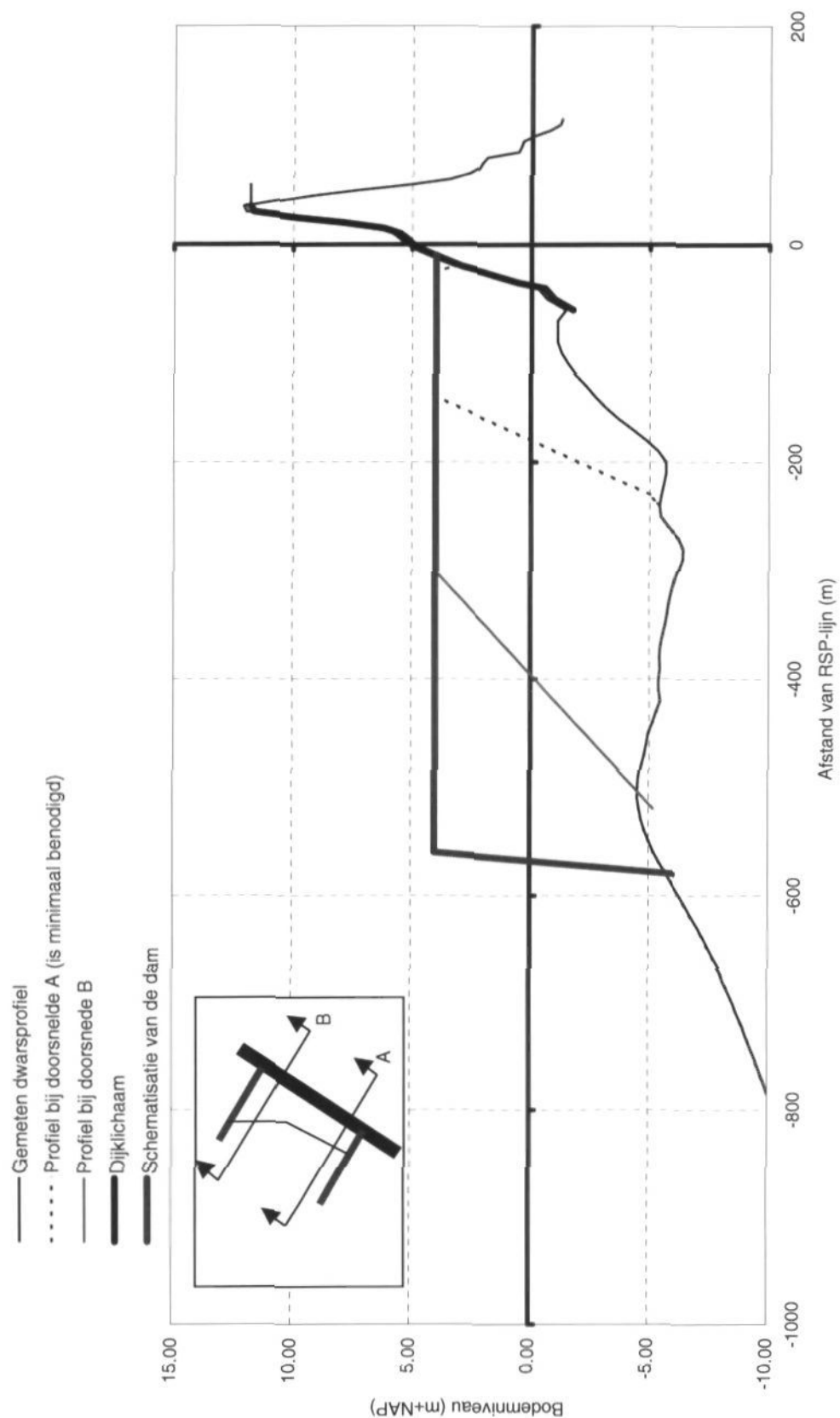
Oplossingsrichting: Duinzoom in de Lift.

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

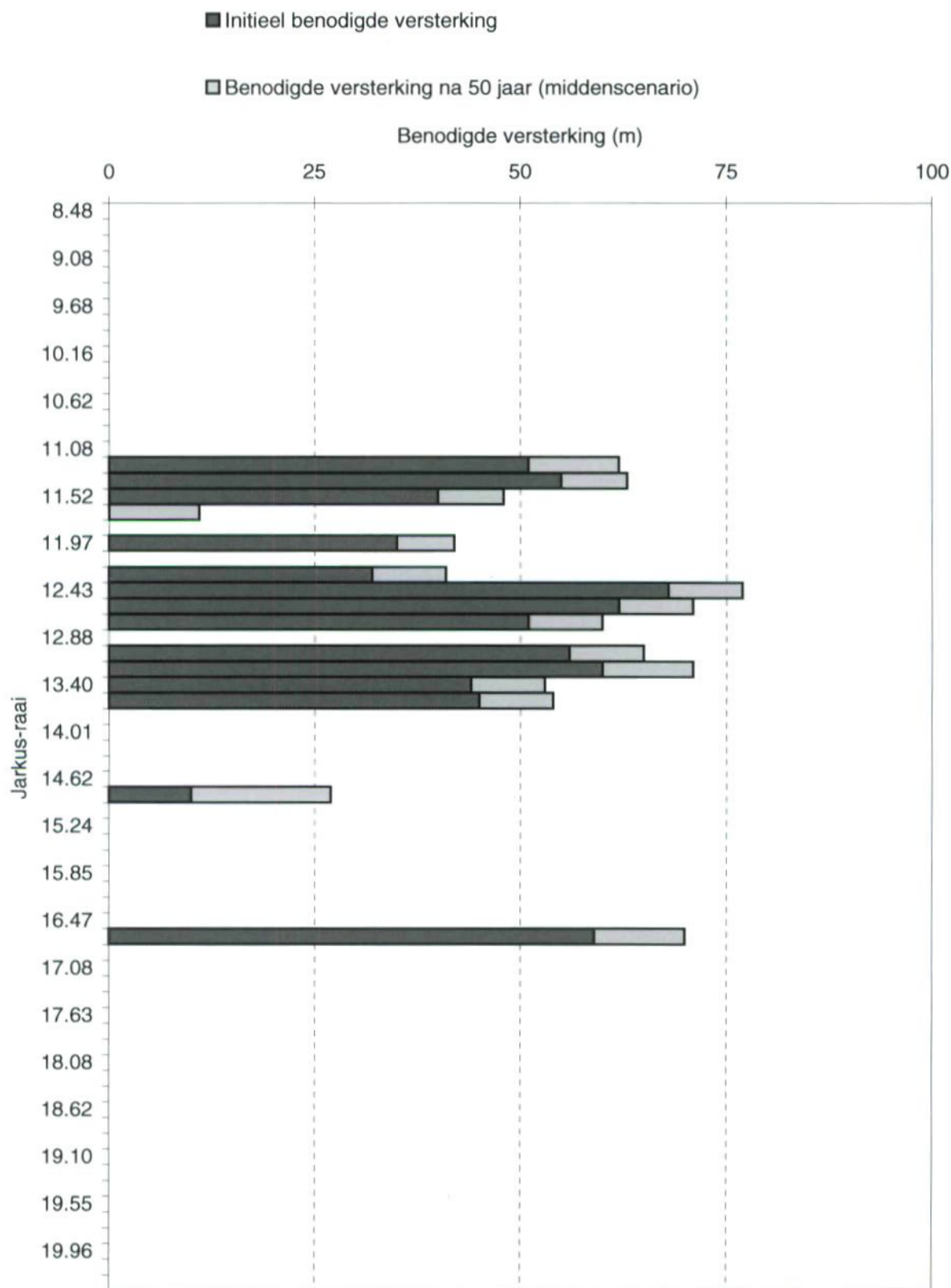
Alkyon

Fig. 3.10



Principeschets van maatregelen voor de basisalternatief "Harde Kust"

Profiel 11,23 (Callantsoog)



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Harde Kust

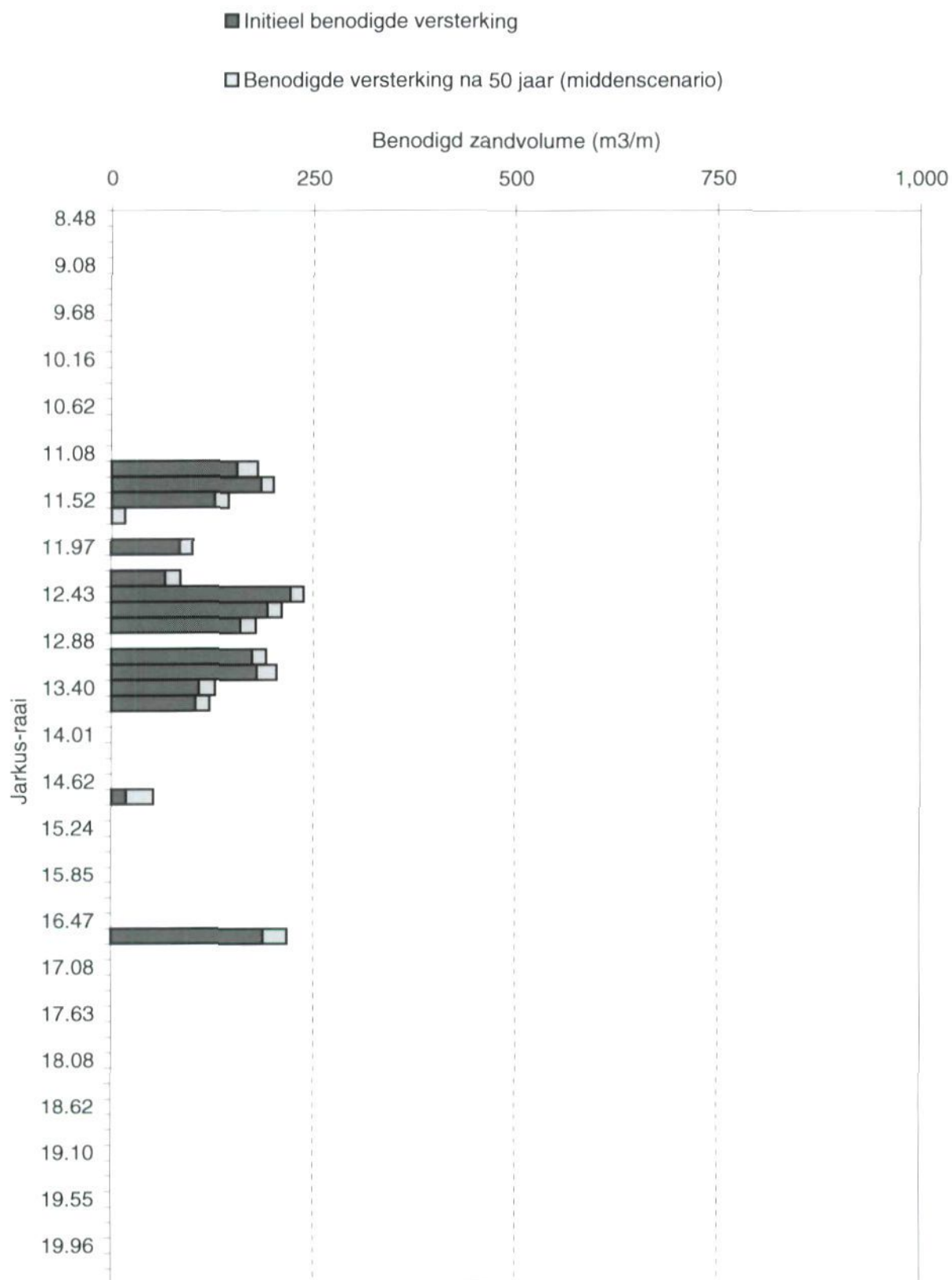
Versterking uitgedrukt in kruinbreedte (bij een kruinhoogte op NAP +4 m)

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.12



Minimaal benodigde hoeveelheid zand voor het waarborgen van de veiligheid

Basisalternatief: Harde Kust

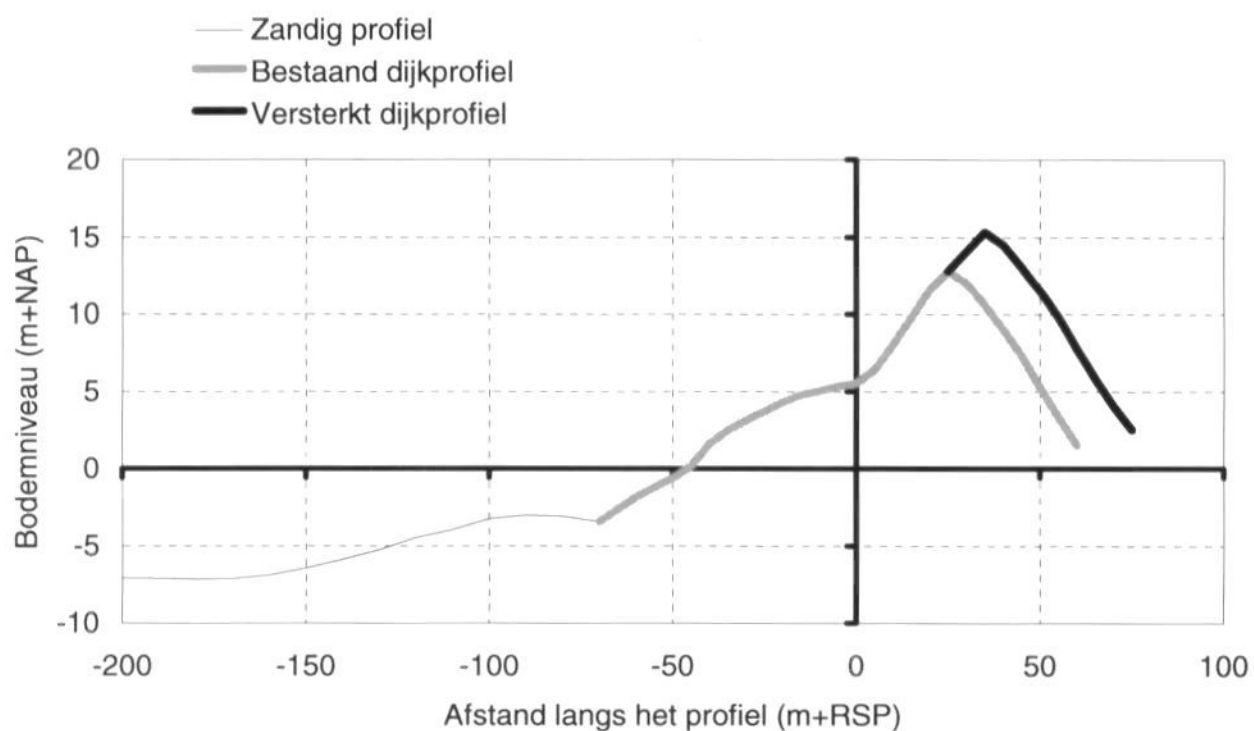
Versterking uitgedrukt in volume

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

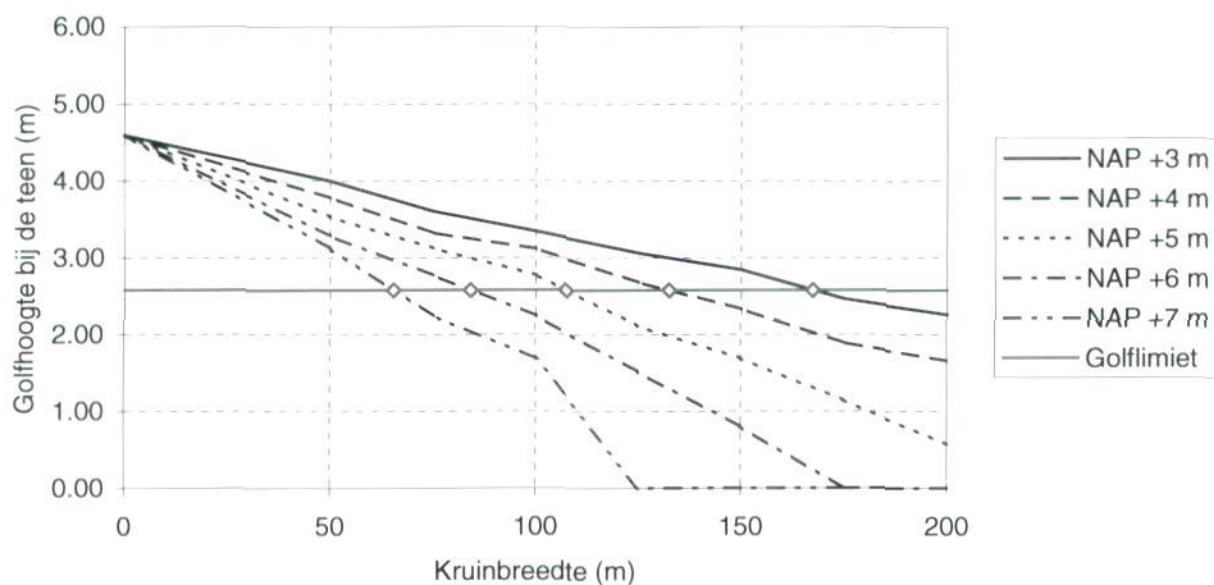
A1474

Alkyon

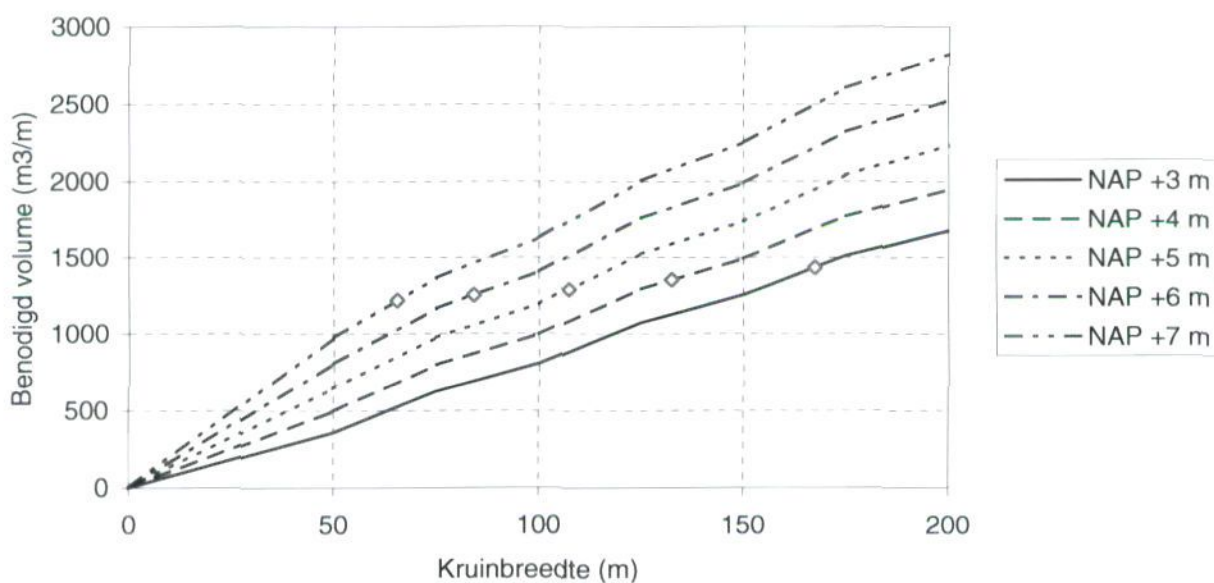
Fig. 3.13



Principeschets van een traditionele dijkverzwaring



a) Maximaal optredende golfhoogte bij de teen van de zeewering voor verschillende kruinbreedtes en kruinhoogtes.



b) Benodigd zandvolume zeewaarts van de zeewering voor verschillende kruinbreedtes en kruinhoogtes.

Benodigd zandbanket voor teen van de Pettemer Zeewering voor het reduceren van het overslagdebiet tot 1 l/m/s;

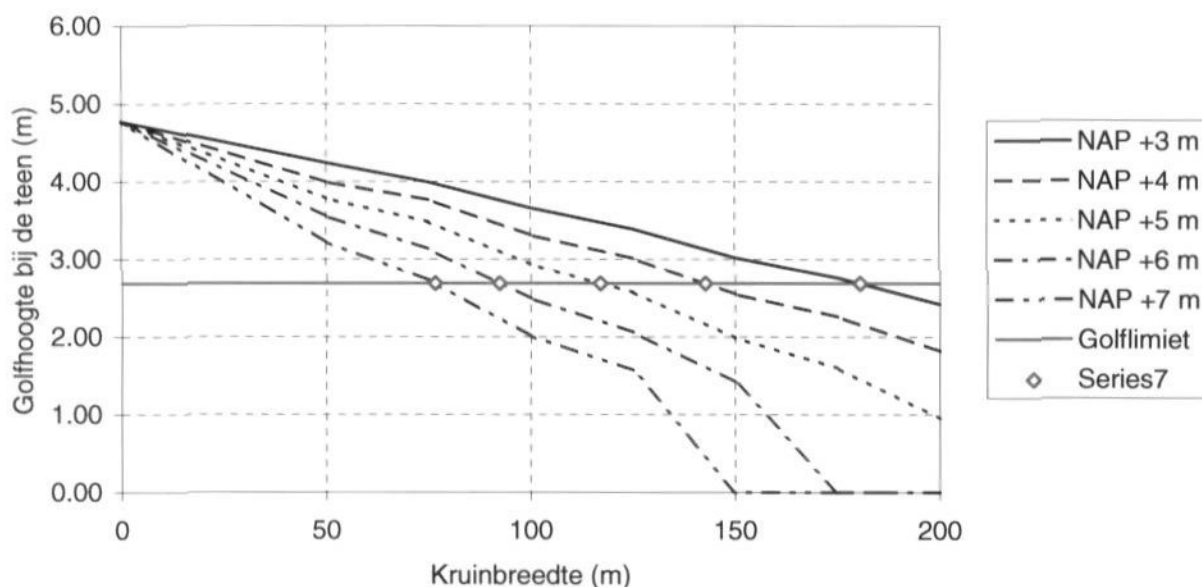
Dijkprofiel 11

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

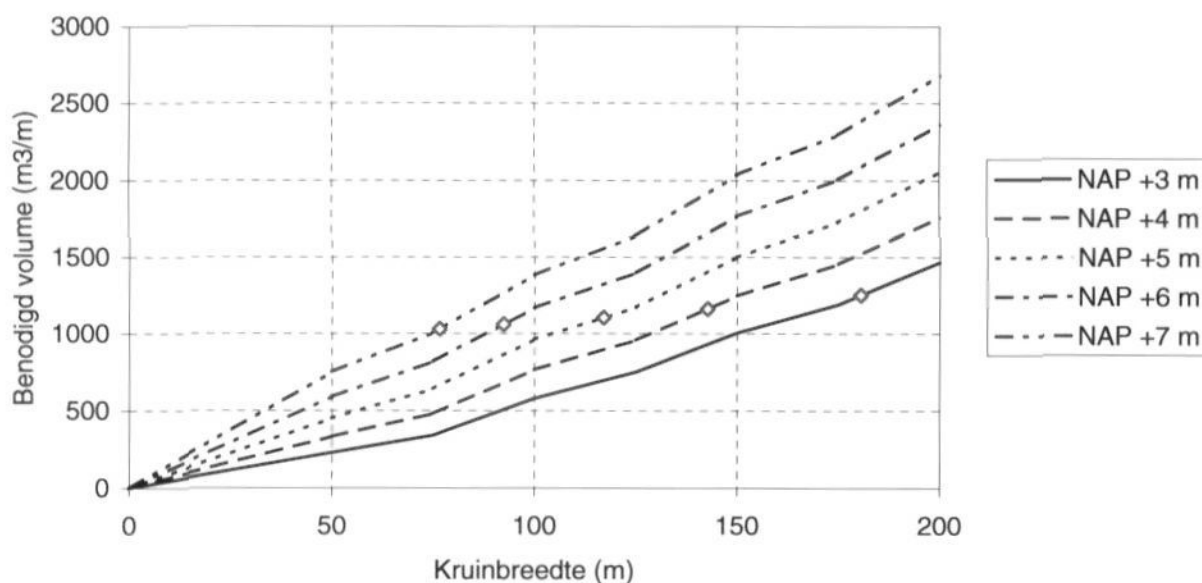
A1474

Alkyon

Fig. 3.15



a) Maximaal optredende golfhoogte bij de teen van de zeewering voor verschillende kruinbreedtes en kruinhoogtes.



b) Benodigd zandvolume zeewaarts van de zeewering voor verschillende kruinbreedtes en kruinhoogtes.

Benodigd zandbanket voor teen van de Hondsbossche Zeewering voor het reduceren van het overslagdebiet tot 1 l/m/s;

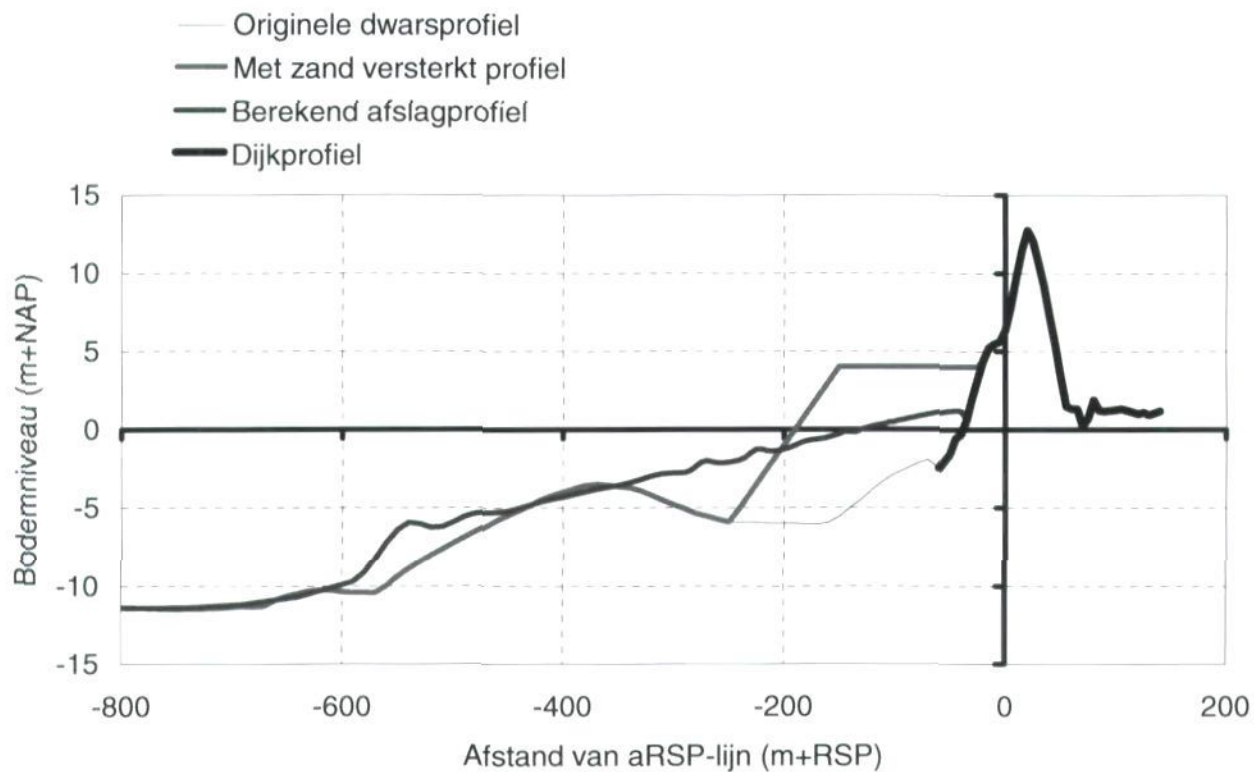
Dijkprofiel 30

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

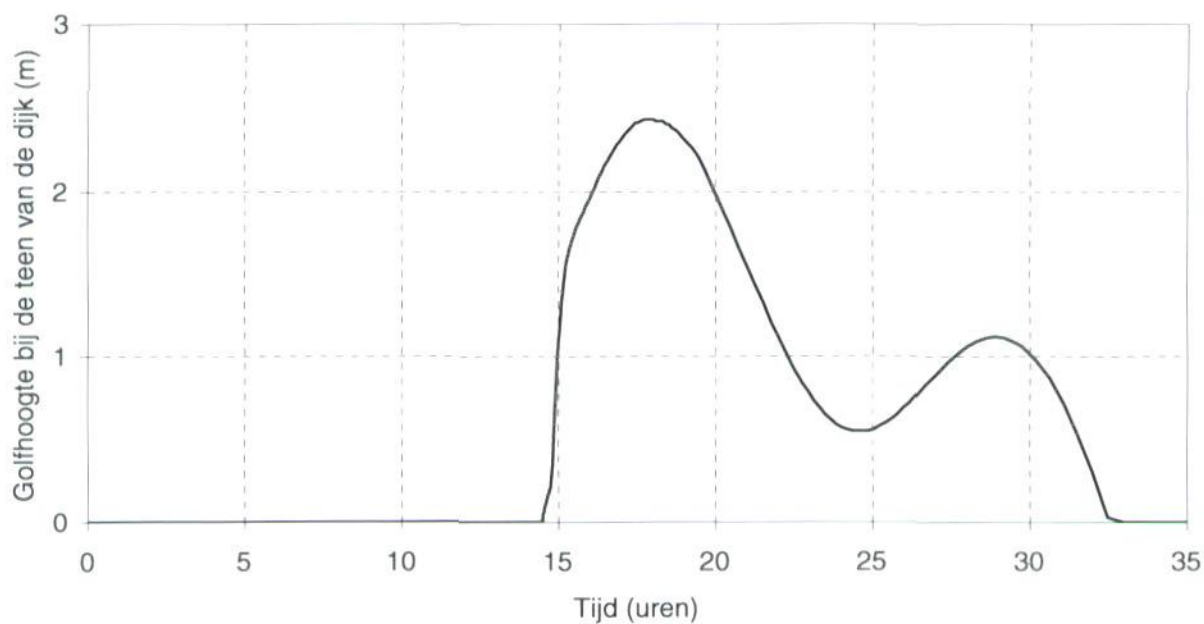
A1474

Alkyon

Fig. 3.16



a) Berekende profielontwikkeling



b) Berekende golfhoogte bij de teen van de dijk

Schematische weergave van de benodigde versterking langs de Pettemer- en Hondsbossche zeewering.

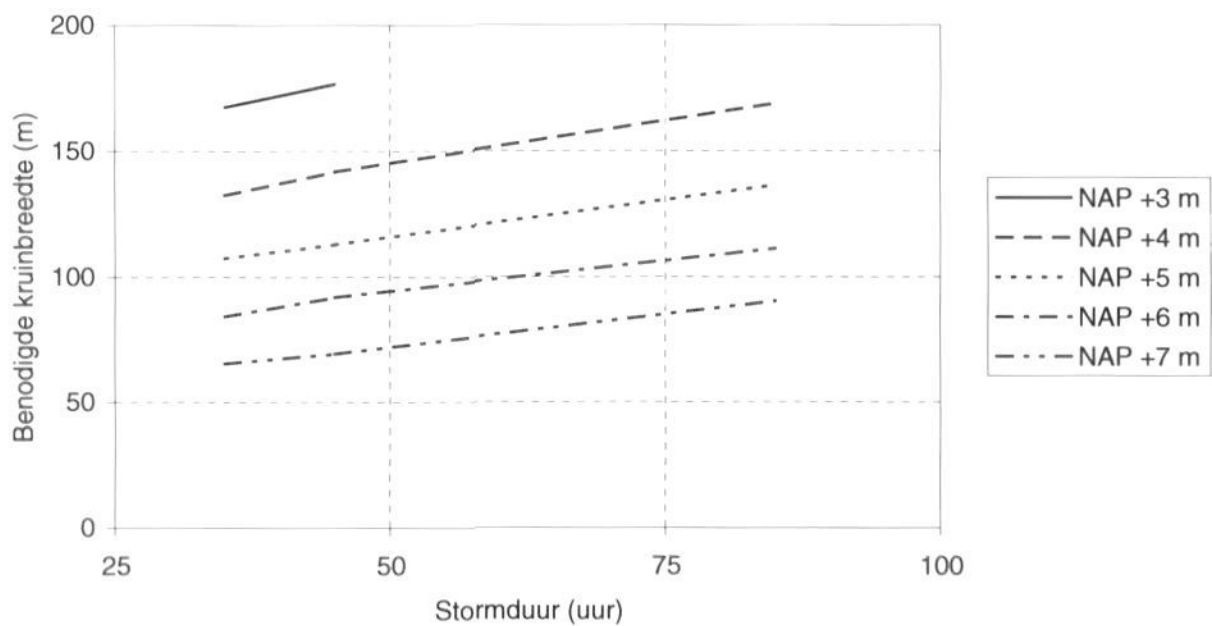
Basisalternatief: Harde Kust

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

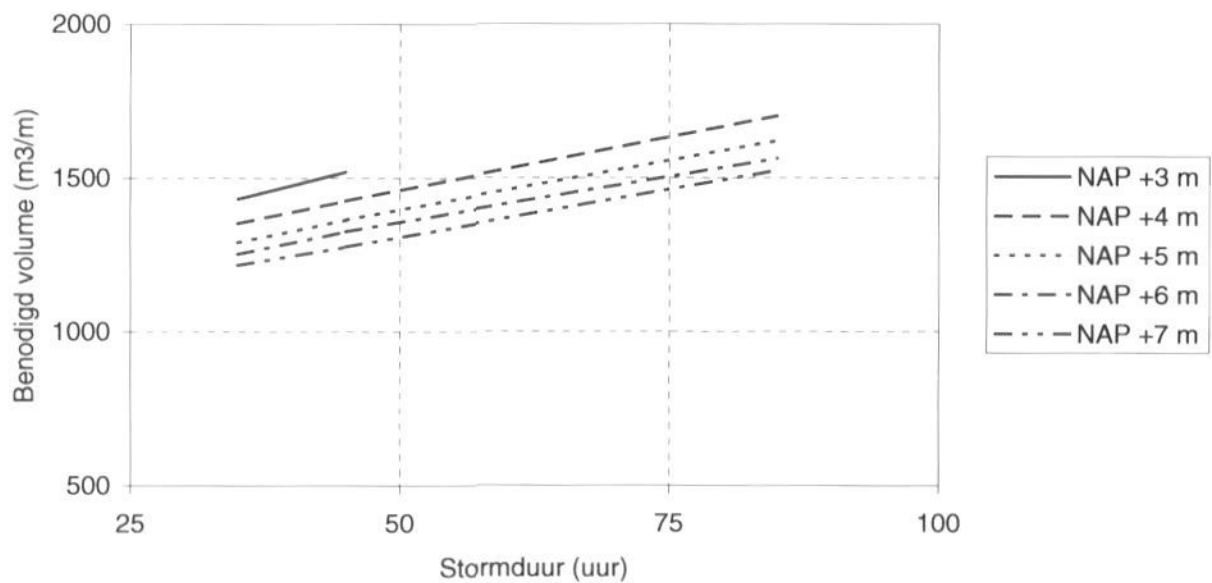
A1474

Alkyon

Fig. 3.17



a) Benodigde kruinbreedte als functie van de stormduur



b) Benodigd zandvolume als functie van de stormduur

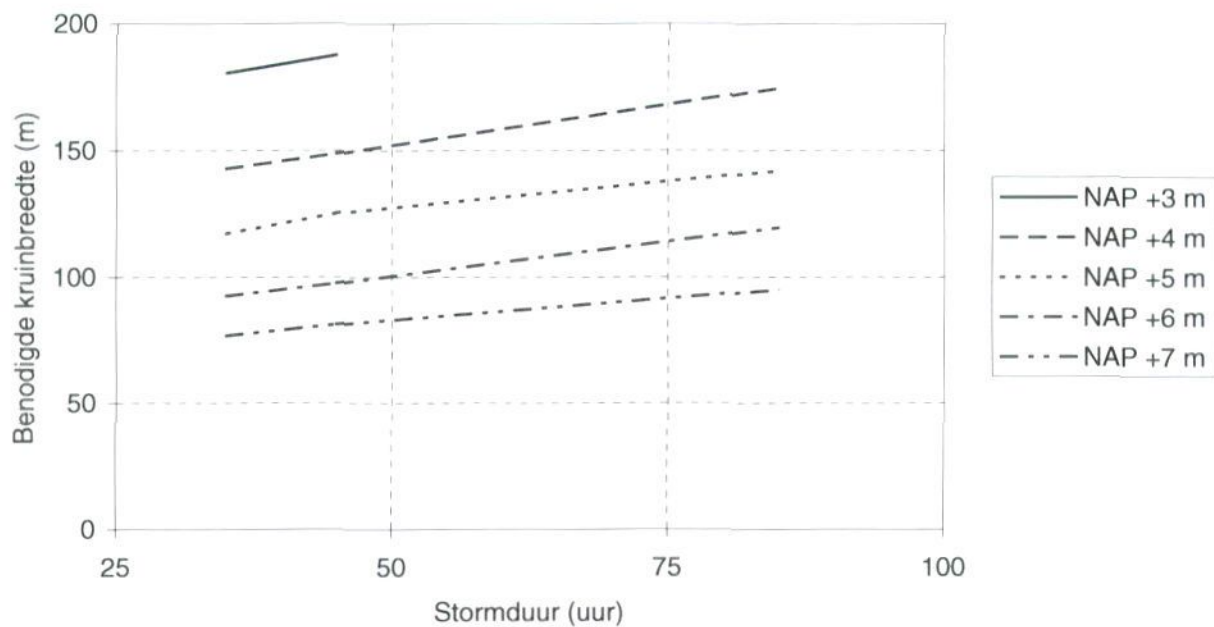
Effect van de stormduur op het benodigde zandbanket voor de
 Pettemer zeewering
 Dijkprofiel 11

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

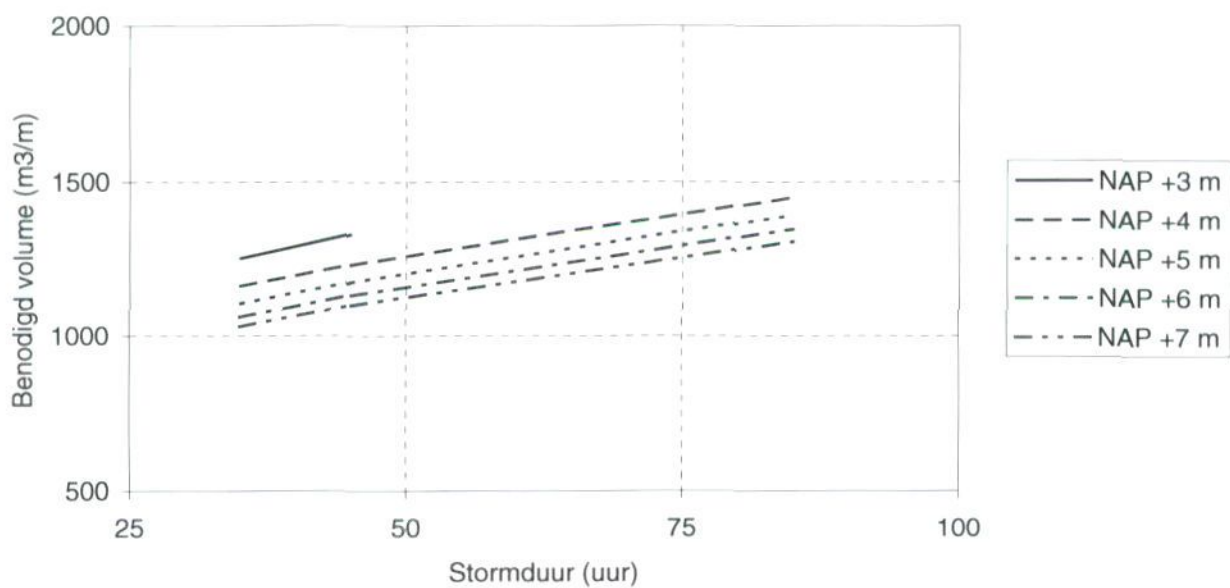
A1474

 Alkyon

Fig. 3.18



a) Benodigde kruinbreedte als functie van de stormduur



b) Benodigd zandvolume als functie van de stormduur

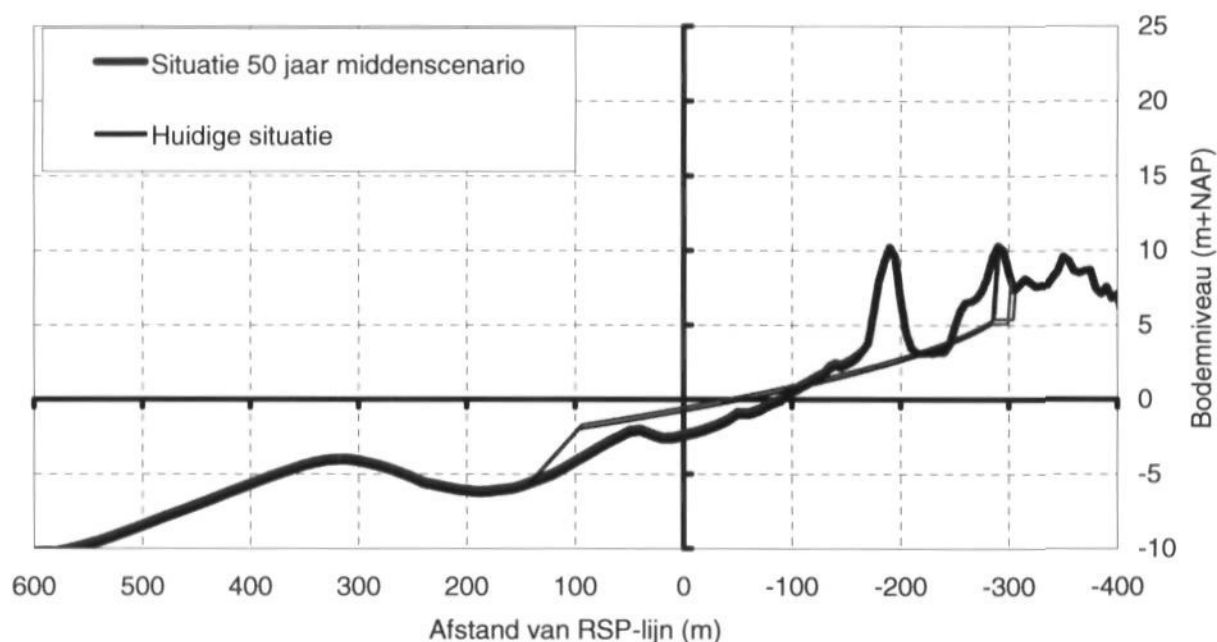
Effect van de stormduur op het benodigde zandbanket voor de
Hondsbosscche zeewering
Dijkprofiel 30

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

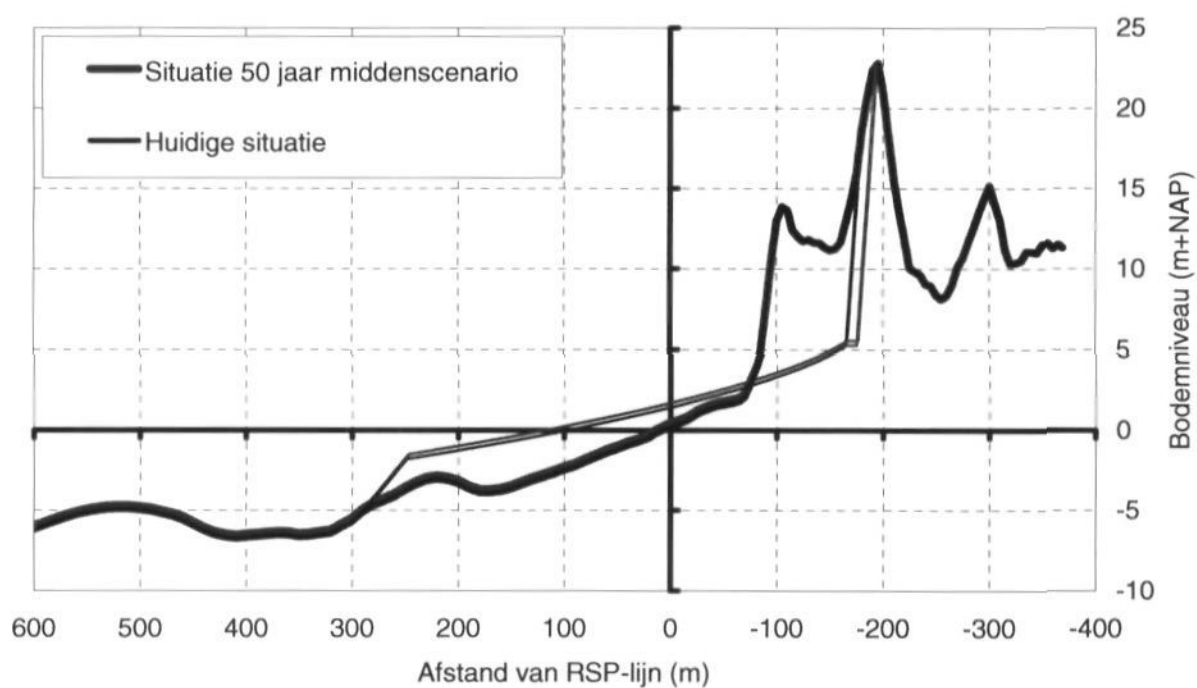
A1474

Alkyon

Fig. 3.19

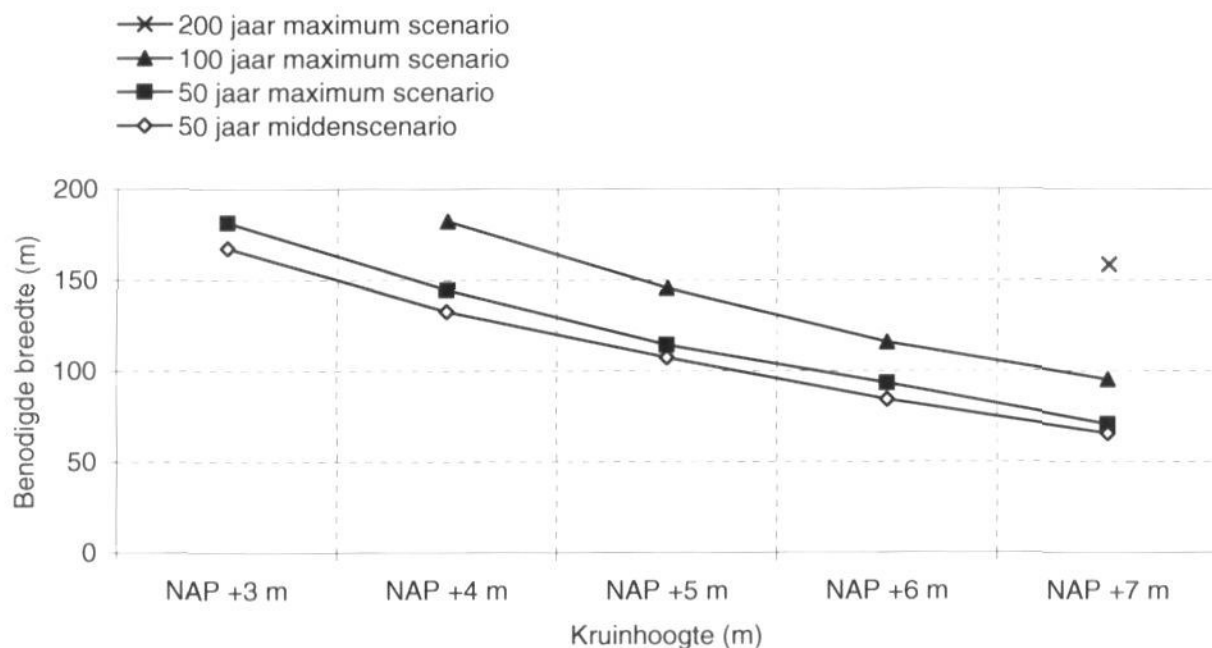


a) Profiel 20,23, noordzijde van de Pettemer Zeewering

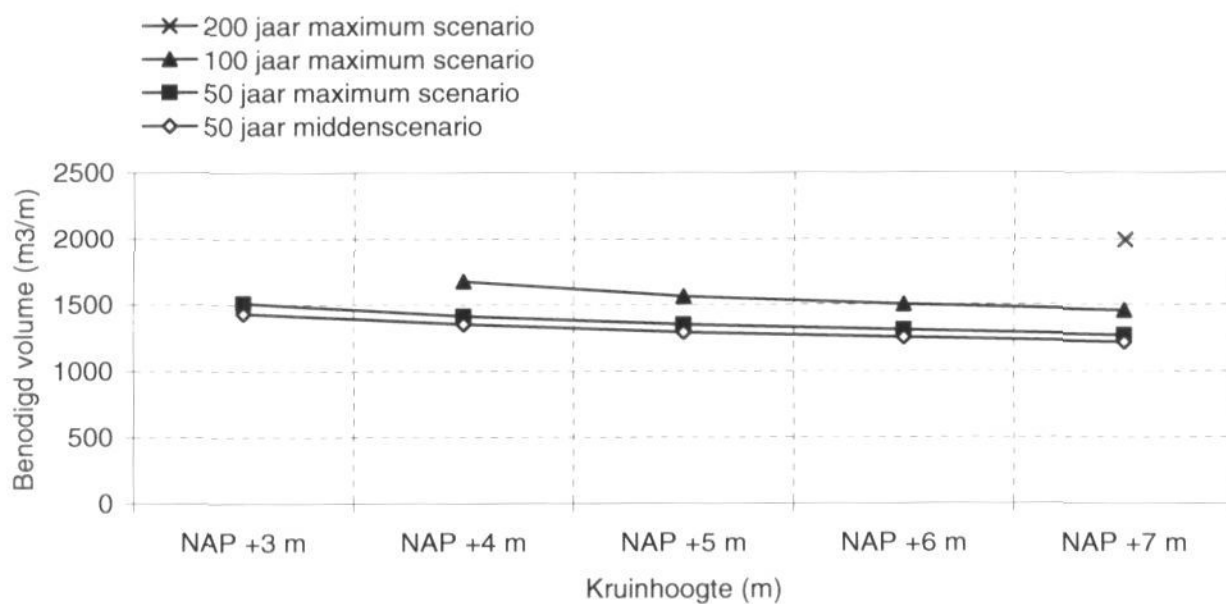


b) Profiel 26,06, zuidzijde van Hondsbossche Zeewering

Rekenresultaten van afslagberekeningen voor de zandige profielen aan de b
uiteinden van de harde zeewering.



a) Benodigde kruinbreedte



b) Benodigd zandvolume

Benodigd zandbanket voor teen van de Pettemer Zeewering

Dijkprofiel 11

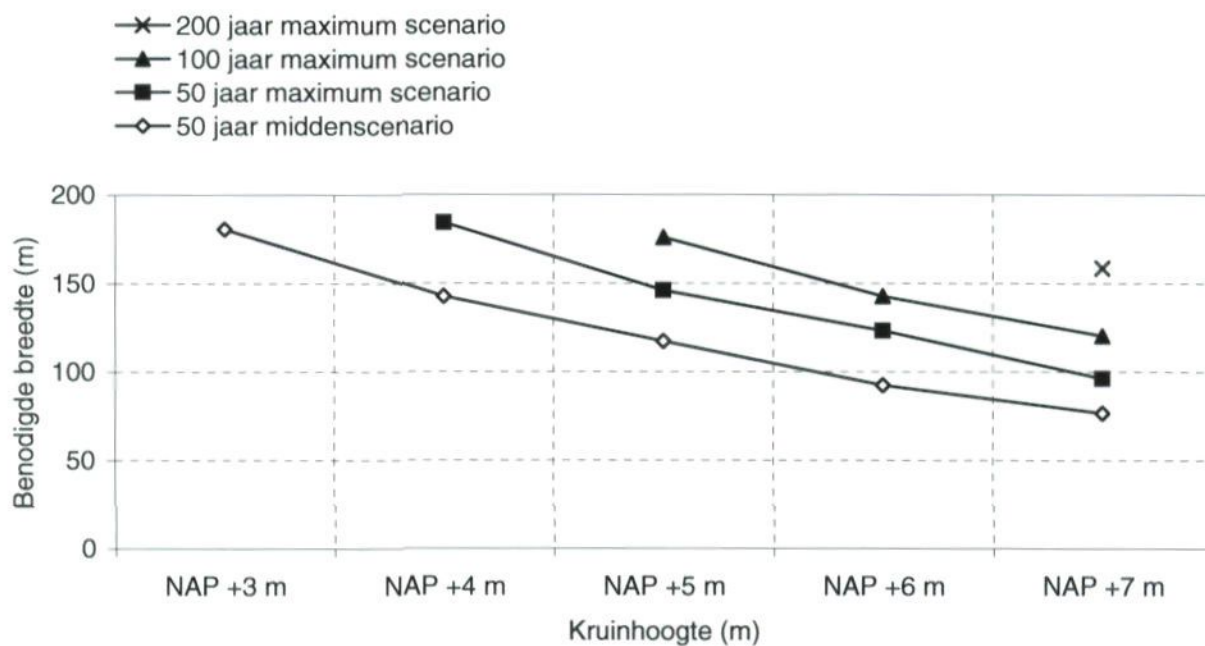
Robuustheidtoets

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

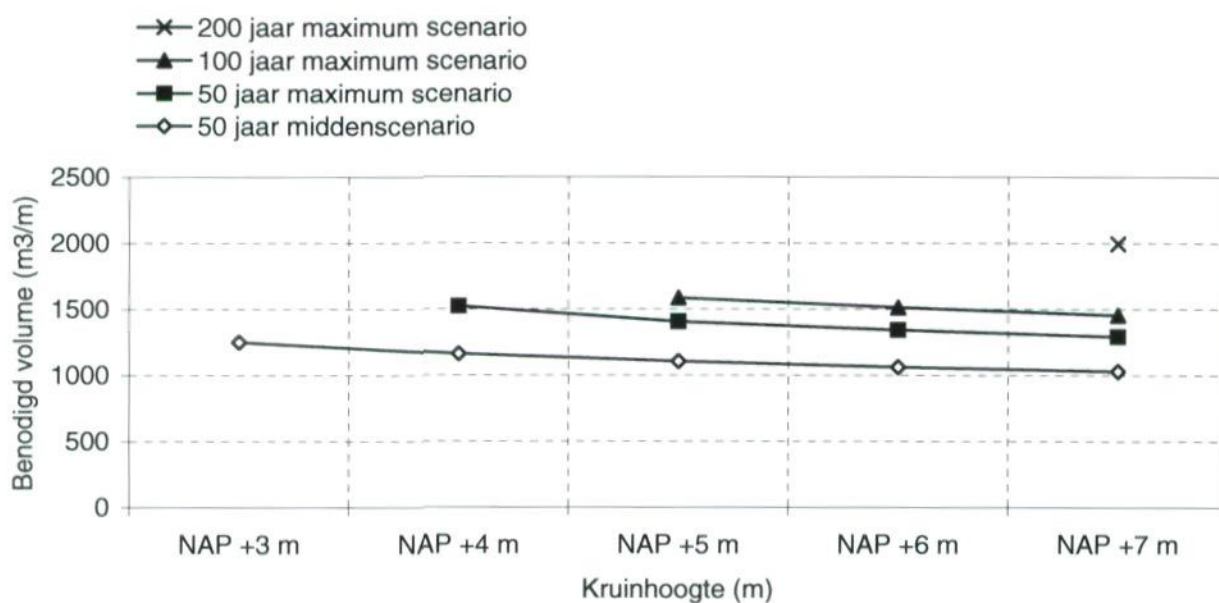
A1474

Alkyon

Fig. 3.21



a) Benodigde kruinbreedte



b) Benodigd zandvolume

Benodigd zandbanket voor teen van de Hondsbossche Zeewering

Dijkprofiel 30

Robuustheidtoets

Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland

A1474

Alkyon

Fig. 3.22

Annex A

**Benodigde constructieve maatregelen voor een
overslagdijk bij Petten.**

Aan : Projectgroep Zwakke Schakels Noord-Holland
Van : Martijn Onderwater
Paraaf :
Onderwerp : Overslagdijk Petten
Datum : 28-8-2005
Kopie(en) :
Projectnummer: A1474

1.1 Inleiding

Ter hoogte van Petten is de kruin van de zeewering momenteel om verschillende redenen te laag:

1. Het overslagdebiet tijdens de ontwerpstorm overschrijdt 1 l/m/s, waardoor het binnentalud van de dijk mogelijk beschadigd kan raken;
2. Overslag over de kruin van de Pettemer Zeewering zal (grote) schade veroorzaken aan Pettense huizen die momenteel op ongeveer 40 meter van de teen van de dijk zijn gesitueerd

In de basisalternatieven zoals gedefinieerd in de Startnotitie is uitgegaan van een reductie van de golfoverslag door een verhoging van de kruin of reduceren van golfhoogten. Een derde optie met betrekking tot de Pettemer Zeewering is ervoor te zorgen dat overgeslagen water de huizen van Petten niet bereikt. Dit laatste concept is in dit memo nader uitgewerkt. Hierbij wordt met name ingegaan op de benodigde constructie voor het afvoeren van het overgeslagen water. De sterkte van het binnentalud is in dit memo niet nader uitgewerkt, maar in principe kan hierbij hetzelfde worden toegepast als bij de Hondsbossche Zeewering een overslagdijk.

Allereerst is een situatieschets gegeven van de omgeving rond Petten. Vervolgens is een korte uitleg gegeven over de toegepaste methodiek en uitgangspunten. In de laatste paragraaf is een uitwerking gegeven van de methodiek.

1.2 Situatieschets

Over een afstand van orde 600 meter staan de huizen direct achter de zeewering. Hiervan ligt ongeveer 200 meter bebouwing achter de Hondsbossche Zeewering waar aanzienlijk minder overslag optreedt in vergelijking tot de Pettemer Zeewering. Een strook met een breedte van ongeveer 40 meter is nog vrij. Wanneer ervoor gekozen wordt om water over de Pettemer Zeewering te laten slaan tijdens de zware stormcondities, dient het overgeslagen water langs dit deel van de zeewering op een beperkte ruimte te worden afgevoerd. Het afvoeren van water kan in principe twee kanten op:

1. Richting het noorden waar het water geborgen dient te worden in het gebied net ten noorden van Petten (Het Korfwater). Dit houdt wel in dat een camping en een manege waterschade zullen oplopen;
2. Richting het zuiden waar het water via Het vlak van Petten verder in zuidelijke richting naar de Pettemer Polder zal afstromen.

De beide bovengenoemde gebieden dienen hierbij voldoende capaciteit te hebben om het overgeslagen water te bergen.

1.3 Gevolgde aanpak

Voor het bepalen van de haalbaarheid van een overslagdijk bij Petten zijn achtereenvolgens de volgende aspecten onderzocht:

1. Het volume water dat maximaal (tijdens de 1/10.000 jaar ontwerpstorm) over de kruin van de zeewering zal slaan;
2. De mogelijkheid om het overgeslagen volume water, zoals bepaald onder punt 1, aan de noordzijde of zuidzijde van Petten te bergen;
3. Een indicatie van dimensies van de benodigde constructies voor het afvoeren van het watervolume zoals bepaald onder punt 1.

In de volgende paragraaf is een uitwerking gegeven van de bovenstaande aspecten.

1.4 Uitwerking

1.4.1 Overslagvolume

Op basis van modelberekeningen is het volume overslag bepaald voor 1/10.000 jaar stormcondities. Op een termijn van 50 jaar (rekening houdend met het middenscenario) is de overslag berekend over de Pettemer Zeewering ongeveer 15 l/m/s. Hierbij is er vanuit gegaan dat *de huidige damwand op de kruin reeds is verwijderd. Golfoverslag over de Hondsbosche Zeewering is aanzienlijk lager (orde van grootte 2 l/m/s)*. Bij het dimensioneren van een afvoermogelijkheid voor het overgeslagen water dient echter rekening gehouden te worden met veel hogere debieten:

1. De genoemde 15 l/m/s voor de Pettemer Zeewering is een tijdsgemiddelde waarde terwijl de overslag van water periodiek plaatsvindt wanneer een golf langs de dijk omhoog loopt. Gemiddeld over de periode van de golf slaat er dus 15 l/m/s over de kruin, maar in kortere tijd (enkele seconden) komt er dus meer dan 15 l/m/s water over de kruin;
2. De hoogte van de inkomende golven varieert in de tijd. Er zijn perioden met lagere golven en dan zal er minder of zelfs helemaal geen overslag optreden. Er zullen echter ook perioden zijn met aanzienlijk hogere golven en dan zal ook de overslag aanzienlijk hoger kunnen zijn dan 15 l/m/s.

Ad 1)

In een geval waarbij een inkomende golf (met een gemiddelde golfperiode van 13,8 s) overslag over de kruin van de dijk veroorzaakt, zal in een tijdsbestek van enkele seconden water over de dijk slaan. Op basis van modelberekeningen volgt een debiet van $15 \text{ l/m/s} \times 13,8 \text{ s} = 207 \text{ l/golf} = 0,207 \text{ m}^3/\text{golf}$.

Ad 2)

Voor het bepalen van het maximale volume water dat over de kruin heen kan slaan is het nodig om de verdeling van golven voor de teen van de dijk te kennen. Vooral de hoge golven zijn dan van belang omdat deze de grootste overslag zullen geven. In [TAW, 2002] is een rekenmethodiek gegeven om, op basis van een berekende tijdgemiddelde overslag een kansverdeling te bepalen van het overslagvolume per golf (het betreft hier de probabilistische rekenmethode volgens het PCOVERSLAG-model):

$$P_v = 1 - \exp\left(-\left(\frac{V}{a}\right)^{0.75}\right)$$

$$\text{met } a = 0,84 \cdot T_m \cdot q / P_{ov}$$

$$\text{met } P_{ov} = \exp\left(-\left[\sqrt{-\ln(0,02)} \cdot \frac{h_k}{z_{2\%}}\right]^2\right)$$

Hierin is:

- V : overslagvolume per golf (m³/m);
- P_v : de kans dat het golfoverslagvolume een volume V overschrijdt (%);
- T_m : de gemiddelde golfperiode (s);
- q : de tijdsgemiddelde golfoverslag (m³/m/s);
- P_{ov} : de kans op overslag per golf (%);
- h_k : de hoogte van de kruin ten opzicht van het stilwaterniveau (m);
- z_{2%} : het golfoplooppniveau dat 2% van de tijd wordt overschreden.

Op basis hiervan volgt vervolgens een overslagvolume van:

- 2,7 m³/m met een kans van overschrijden van 10%;
- 6,7 m³/m met een kans van overschrijden van 1%;
- 11,6 m³/m met een kans van overschrijden van 0,1%.

In de volgende paragraaf is een nadere uitwerking gegeven over de mogelijkheid tot berging van het overgeslagen water in de omgeving van Petten.

1.4.2 Mogelijkheden voor berging van overgeslagen water

Wanneer alleen de Pettemer Zeewering wordt beschouwd, zal er tijdens een zware storm over een lengte van ongeveer 1.300 meter water over de kruin van de zeewering slaan. In geval van de ontwerpstorm zal het gemiddelde overslagdebiet lokaal 15 l/m/s zijn. Wanneer de duur van de stormpiek (het deel van de storm waar dergelijk overslagdebieten optreden) wordt gesteld op 5 uur, zal er gedurende de ontwerpstorm in totaal 205.000 m³ water over de kruin van de Pettemer Zeewering stromen. Dit water zal geborgen moeten worden aan de landwaartse zijde van de zeewering. Het water kan in principe aan zowel de noordzijde als de zuidzijde van Petten worden geborgen.

Net ten noorden van Petten is een camping en een manege. De totale oppervlakte van dit gebied is ongeveer 250.000 m². Indien al het overgeslagen water van de Pettemer Zeewering naar dit gebied afstroomt, betekent dit, dat er een laag van ongeveer 0.8 meter water zal staan. Dit is erg veel. Wellicht kan ervoor gekozen om slechts een deel van het water naar dit gebied te laten afstromen.

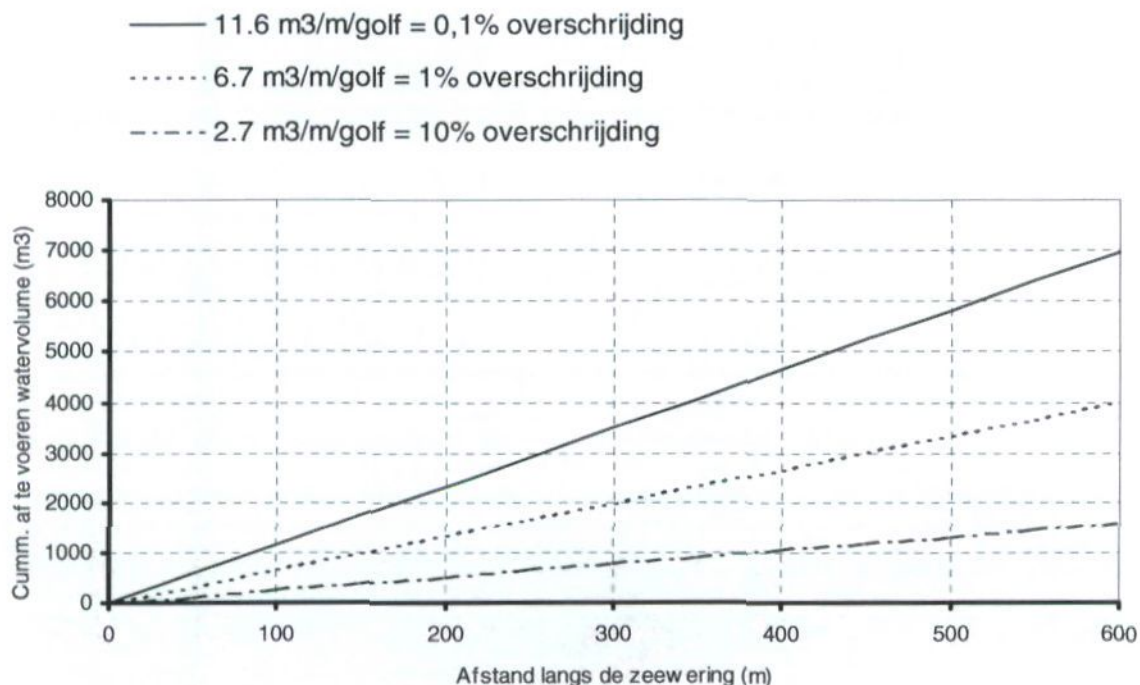
Richting het zuiden kan het water afstromen via het Vlak van Petten in de richting van de Pettemer Polder. Dit gebied is in principe ruim genoeg. Wel dienen maatregelen getroffen te worden om te voorkomen dat het water niet het dorp van Petten en Leihoek instroomt.

1.4.3 Dimensionering van 2 mogelijke constructies

Op het binnentalud en/of bij de teen aan de landwaartse zijde van de Pettemer Zeewering dienen maatregelen getroffen te worden om te voorkomen dat overgeslagen water direct het

dorp van Petten binnenstroomt. Bij het uitwerken van dergelijke maatregelen is niet het gemiddelde overslagdebiet van belang, maar juist het maximaal te verwachten debiet. Ook tijdens een piek in de overslag dient het water immers afgevoerd te worden. In paragraaf 1.4.1 is het overslagdebiet reeds gegeven voor een overschrijdingskans van respectievelijk 10%, 1% en 0,1%. Voor deze drie overslagdebieten is de benodigde afvoercapaciteit nader uitgewerkt. Bij het dimensioneren van de constructies is de hoogste afvoercapaciteit (met een overschijding van 0,1% beschouwd.

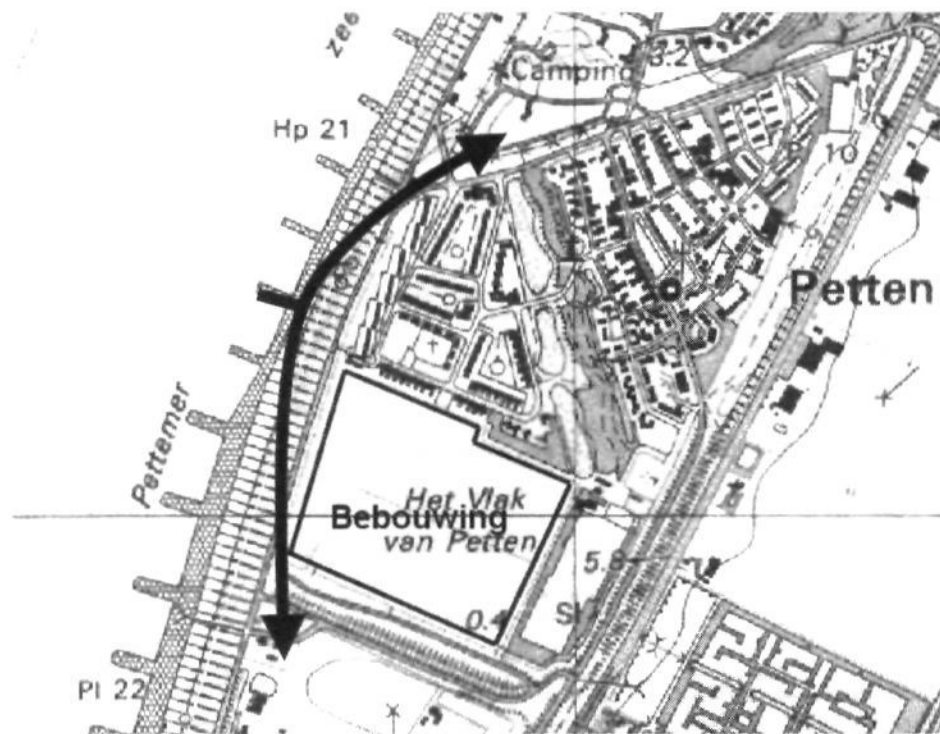
De berekende maximale overslagdebieten van 2,7 tot 11,6 m³/m lijken niet erg veel. Echter, ter hoogte van de huizen bij Petten dient het overgeslagen water in langsrichting van de dijk te worden afgevoerd. Dit houdt dus in, het af te voeren watervolume in langsrichting steeds groter wordt. Per meter dijk wordt er 2,7 tot 11,6 m³/m/golf aan het af te voeren watervolume toegevoegd. In de onderstaande figuur is het af te voeren watervolume als functie van de afstand langs de dijk weergegeven. Over de lengte van de huizen net onder de Pettemer Zeewering (een afstand van ongeveer 400 m) is na een enkele golf dus 1.000 tot 4.600 m³ water af te voeren.



Gezien het grote volume water dat afgevoerd dient te worden is ervoor gekozen om het overgeslagen water ter plaatse van de huizen in twee richtingen af te voeren. Dan hoeft per richting slechts de helft van het volume af te stromen (2.300 m³/golf met een overschijding van 0,1%). Voor de dimensionering van de benodigde constructie voor het afvoeren van het water zijn twee concepten onderzocht. Deze zijn in de volgende paragrafen beschreven.

Concept 1, zijwaartse afvoer langs het binnentalud

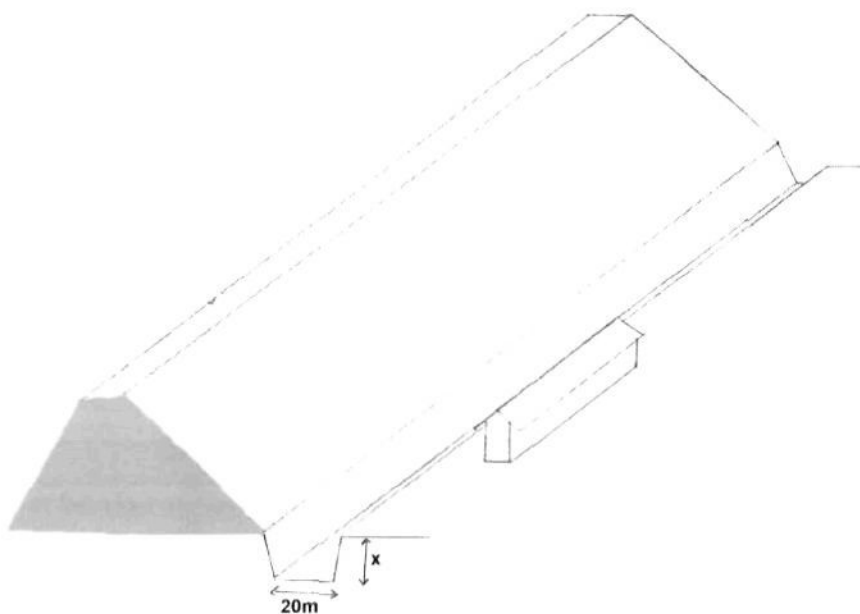
In het eerste concept is er vanuit gegaan dat het water reeds langs het binnentalud van de zeewering in zijwaartse richting wordt afgevoerd. In de volgende figuur is dit schematisch weergegeven.



In langsrichting neemt de af te voeren hoeveelheid water geleidelijk toe. Dit houdt dus in dat er in langsrichting een steeds grotere constructie nodig is om het water af te voeren. In de onderstaande schets is een schematische uitwerking gegeven van een mogelijke afvoermaatregel.

Langs het bestaande talud van de Pettemer Zeewering wordt een soort geleidingsmuur geplaatst. Het overgeslagen water zal vervolgens in zowel een noordelijke als een zuidelijke richting rondom het dorp Petten afstromen. Het water wordt dus niet geborgen, maar het dient direct afgevoerd te worden langs de geleidingsmuur. Ter hoogte van doorsnede A is slechts een beperkte constructie nodig. Op deze locatie komt maximaal $11,6 \text{ m}^3/\text{m}$ water over de kruin. Dit gebeurt met veel geweld, dus de constructie dient wel voldoende robuust te zijn. Verder naar het zuiden en noorden neemt het volume water toe en zal de constructie steeds hoger uitgevoerd





De diepte van de geul dient in ieder geval dusdanig te zijn dat het overgeslagen water geborgen kan worden. Een maximaal overslagvolume van $11,6 \text{ m}^3/\text{m/golf}$ (overschrijdingskans van 0,1%) is beschouwd. Dit betekent dat per meter geul $11,6 \text{ m}^3$ geborgen dient te worden. Bij een geul met een breedte van 20 meter resulteert dit in een benodigde geuldiepte van $11,6/20 = 0,6 \text{ m}$. Het overgeslagen water zal echter erg turbulent zijn. Om deze reden dient enige overhoogte in beschouwing genomen te worden. Voorsnog wordt een geuldiepte van minimaal 1,5 meter geadviseerd.

Nadat het water geborgen is, dient het water afgevoerd te worden. Een volgende overgeslagen golf dient immer ook geborgen te worden. Er is dus een tijdsbestek van 1 golfperiode (ofwel ongeveer 15 seconden beschikbaar om water af te voeren. De vraag is dan of de goot na het optreden van de overslag met een overschrijdingskans van 0,1% weer helemaal leeg behoort te zijn. Waarschijnlijk is dit niet nodig. De beschouwde golfoverslag is erg extreem en de volgende golf zal naar alle waarschijnlijkheid minder overslag veroorzaken. Voor het bepalen of er voldoende afvoercapaciteit is, is het volgende scenario gedefinieerd:

- Na optreden van de "ontwerpoverslag" met een overschrijdingskans van 0,1% is de goot gevuld met water;
- Na 15 seconden zal een volgende golf de teen van de zeewering bereiken en ook deze golf zal overslag veroorzaken. Aangenomen wordt, dat deze golf slechts 50% van de extreme golfoverslag veroorzaakt.
- Binnen 15 seconden na optreden van de extreme golfoverslag dient de goot dus voor 50% leeg te zijn.

Voor het bepalen of er voldoende afvoercapaciteit aanwezig is, zijn de volgende aannamen gedaan:

- Ter plaatse van de huizen net achter de zeewering is de hoogte van het maaiveld momenteel NAP +0,5 m. Het opvanggebied (ten zuiden van de huizen) ligt op ongeveer NAP -1,3 m. Over een afstand van 600 meter is er dus zonder ingrijpende maatregelen een goot met een natuurlijk verval van 1,8 meter te maken;

- Wanneer een dergelijke goot wordt aangelegd, zal deze waarschijnlijk (deels) begroeid raken. Dit betekent dat er een ruw oppervlak zal ontstaan. Voor het berekenen van de afvoercapaciteit is daarom met een lage Chézy-waarde van $30 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ gerekend.

Op basis van de bovengenoemde getalswaarden is het afvoerdebiet berekend met behulp van de formule van Chézy:

$$U = C\sqrt{Ri}$$

Op basis hiervan is geconcludeerd dat er ongeveer 1 minuut nodig is om de geul volledig te ledigen. Dit betekent dus dat aan de gestelde eis (50% lediging binnen 15 seconden) niet is voldaan. Dit hoeft echter niet te betekenen dat een goot bij de teen van de zeewering geen haalbare optie is. Er kan bijvoorbeeld worden gekozen voor een iets ruimere goot (orde van grootte 2 meter diep in plaats van 1,5 meter) waar meer water in geborgen kan worden. Ook kan ervoor gekozen worden om de goot onder een groter verhang aan te leggen.

1.5 Conclusies

In het bovenstaande is op basis van beschikbare gegevens, eenvoudige formules en expert judgement een schatting gemaakt van de benodigde constructie voor het afvoeren van water dat tijdens de ontwerpstorm over de kruin zal stromen. Er zijn twee verschillende concepten uitgewerkt. In het eerste concept wordt overgeslagen water direct afgevoerd naar bergingsgebieden ten noorden en zuiden van Petten. In een tweede concept wordt het water geborgen in een goot bij de teen van de dijk. Vervolgens wordt het water als gevolg van een natuurlijk verhang afgevoerd naar de polder ten zuiden van Petten.

Uit de analyse volgt dat beide concepten technisch haalbaar zijn. Wel dient opgemerkt te worden dat bij het eerste concept (water afvoeren middels een geleidemuur langs het binnentalud) leidt tot een hoge (6 meter) en duidelijk zichtbare constructie. Bij het tweede concept dient bij de teen van de zeewering een goot aangelegd te worden. Een dergelijke goot is relatief makkelijk in het landschap inpasbaar (bijvoorbeeld door de goot te gebruiken als een fietspad of weg).

In het voorgaande is slechts een schatting gemaakt van de benodigde maatregelen. Een meer gedetailleerde studie (met modelproeven) is nodig om meer zekerheid te krijgen over de resultaten.