

Opdrachtgever:

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat

Dienst Weg- en Waterbouwkunde

# Bewezen sterkte Noorse steen

Deelonderzoek 6.0 van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes  
Steenbekledingen

Definitief rapport

Projectnummer: 04i033

November 2005





---

## Projectgegevens

<b>Titel:</b>	Bewezen sterkte voor Noorse steen
<b>Versie:</b>	Definitief
<b>Opdrachtgever:</b>	Directoraal-Generaal Rijkswaterstaat. Dienst Weg- en Waterbouwkunde
<b>Projectnummer:</b>	04i033
<b>Partners</b>	Fugro; ir M.T. van der Meer Alkyon; ir F.J.H. Olijslagers en D.P. Hurdle, MSc
<b>Omschrijving project:</b>	<p>Noorse steenbekledingen bestaan al heel lang, vanaf begin 1800. De ervaring met de huidige Noorse steen is erg goed. In de laatste 50 jaar is er nauwelijks tot geen schade ontstaan. Aanvullend op een voorgestelde aangescherpte toetsmethodiek voor Noorse steen, is het zinnig na te gaan wat bewezen sterkte voor Noorse steen zou kunnen betekenen. Het voornaamste onderdeel van het werk is geweest het achterhalen van zware stormen met bijbehorende golfcondities en deze te relateren aan toen en nog steeds aanwezige Noorse steen. Gekozen locaties zijn de Waddenzeekering rondom Harlingen en de strekking Enhuizen - Hoorn in het Markermeer.</p> <p>Uit de studie kwam naar voren dat een goede hindcast van de storm van 3 januari 1976 noodzakelijk was om een mogelijk beter resultaat met bewezen sterkte te halen voor twee dijkvakken rondom Harlingen. Deze vervolgstap is opgepakt en toegevoegd aan het onderhavige rapport.</p>
<b>Uitgevoerd door:</b>	dr ir J.W. van der Meer en ir ing G.J. Steendam

---

## Inhoudsopgave

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Probleemstelling	1
1.2	Doelstelling en aanpak	1
<b>2</b>	<b>Ervaringen met schade en met geen schade</b>	<b>4</b>
2.1	Algemene beschrijvingen	4
2.2	Schade aan Noorse steen op Waddenzeedijk bij Zürich	8
2.3	De dijk Enkhuizen – Hoorn	10
2.4	Noorse steen laag op het talud	10
2.5	Waddenzeedijk met Noorse steen hoog op het talud	10
<b>3</b>	<b>Achterhalen van belastingsituaties</b>	<b>11</b>
3.1	Algemene beschrijving	11
3.2	Schadelocatie bij Zürich	14
3.3	Dijk Enkhuizen – Hoorn	20
<b>4</b>	<b><math>H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}</math> grafieken</b>	<b>24</b>
4.1	Bewezen sterkte versus toetsen	24
4.2	Schadelocatie bij Zürich	24
4.3	Dijk Enkhuizen – Hoorn. Uitwerking met bestaande gegevens	27
4.4	Dijk Enkhuizen – Hoorn. Verdere uitwerking met nieuwe gegevens	31
4.5	Waddenzeedijk bij Koehool	35
4.6	Nadere uitwerking storm 3 januari 1976	38
4.7	Definitieve $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$ grafieken voor Zürich en Koehool	43
<b>5</b>	<b>Informatie voor andere typen bekleding</b>	<b>45</b>
<b>6</b>	<b>Noorse steen die alleen laag op het talud ligt</b>	<b>46</b>
<b>7</b>	<b>Meer dan initiële schade</b>	<b>50</b>
<b>8</b>	<b>Conclusies en aanbevelingen</b>	<b>51</b>
	<b>Referenties</b>	<b>54</b>
	<b>Bijlage 1. Algemene aanpak bewezen sterktemethodiek voor steenbekledingen</b>	
	<b>Bijlage 2. Hindcast storm 3 januari 1976</b>	
	<b>Bijlage 3. Planningschema Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen</b>	

## Lijst van symbolen

b	m	Breedte van een steen
g	m/s <sup>2</sup>	Versnelling van de zwaartekracht
h	m	Hoogte van een steen (in een talud loodrecht op dit talud)
h	m	Waterdiepte
l	m	Lengte van een steen
S <sub>op</sub>	-	Golfsteilheid: $2\pi H_s / (g T_p^2)$
S <sub>o</sub>	-	Golfsteilheid: $2\pi H_s / (g T_{m-1,0}^2)$
Z <sub>2%</sub>	m	De 2%-golfoploop
Z <sub>max</sub>	m	Maximale golfoploop
D	m	Blokdikte, soms diameter
D <sub>50</sub>	m	Gemiddelde diameter
D <sub>n50</sub>	m	Nominale gemiddelde diameter van een steenklasse: $(M_{50}/\rho_s)^{1/3}$
H <sub>s</sub>	m	Significante golfhoogte
H <sub>max</sub>	m	Maximale golfhoogte
L <sub>op</sub>	m	Golf lengte: $g T_p^2 / (2\pi)$
M	kg	Gewicht van een steen
M <sub>50</sub>	kg	Gemiddeld gewicht van een steenklasse
T	s	Golfperiode
T <sub>m-1,0</sub>	s	Spectrale golfparameter
T <sub>m02</sub>	s	Spectrale gemiddelde golfparameter
T <sub>p</sub>	s	Piek golfperiode
α	°	Hoek van het talud met de horizontaal
β	°	Hoek van golfval ten opzichte van de normaal van de dijk
Δ	-	Relatieve massadichtheid
γ <sub>b</sub>	-	Invloedsfactor voor een berm
γ <sub>β</sub>	-	Invloedsfactor voor de hoek van inval
γ <sub>f</sub>	-	Invloedsfactor voor de ruwheid van het talud
ρ <sub>s</sub>	kg/m <sup>3</sup>	Massadichtheid van steen
ξ	-	Brekerparameter: $\tan\alpha / (2\pi H_s / (g T^2))^{0.5}$
ξ <sub>o</sub>	-	Brekerparameter met T <sub>m-1,0</sub> berekend
ξ <sub>op</sub>	-	Brekerparameter met T <sub>p</sub> berekend

# 1 Inleiding

## 1.1 Probleemstelling

In gevolge de Wet op de waterkering dienen steenbekledingen, als onderdeel van de waterkering, vijfjaarlijks getoetst te worden conform het Voorschrift Toetsen op Veiligheid. In de praktijk kan op basis van de huidige wetenschappelijke kennis aan veel steenbekledingen geen definitief toetsoordeel worden toegekend. In 2003 is daarom de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Het doel van dit programma is het reduceren van kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten. Binnen dit onderzoeksprogramma heeft voorliggende rapport betrekking op deelonderzoek 6.0 "Bewezen sterkte Noorse stenen". Het totale onderzoeksprogramma is weergegeven in bijlage 3.

Noorse steen is al heel lang op de Nederlandse dijken aanwezig en de ervaring van de beheerder over het algemeen is goed tot zeer goed. Maar scherpe toetsregels bestaan niet voor Noorse steen. Daarom is voor een eventuele toepassing van bewezen sterkte gekozen voor Noorse steen. De resultaten uit dit onderzoek naar bewezen sterkte zouden kunnen toevoegen aan de verscherpte toetsregel die voor Noorse steen is ontwikkeld (Infram, 2004).

Middels overeenkomst DWW-2558 van 12 juli 2004 heeft de DWW aan Infram opdracht gegeven de methode van bewezen sterkte verder uit te werken voor Noorse steen. Het werk is uitgevoerd door dr ir J.W. van der Meer en ir ing G.J. Steendam in samenwerking met ir. M.T. van der Meer van Fugro. De vervolgstap naar een betere hindcast van de storm op 3 januari 1976 op de Waddenzee is in samenwerking met Alkyon uitgevoerd, met name ir F.J.H.. Olijslagers en D.P. Hurdle, MSc. Opdracht voor dit meerwerk is verleend met brief AK052690 van 12 juli 2005.

## 1.2 Doelstelling en aanpak

De doelstelling van het onderzoek is om na te gaan of bewezen sterkte een middel zou kunnen zijn om bij steenbekledingen voor scherpere toetsregels te zorgen. Als eerste wordt daarbij uitsluitend naar Noorse steen gekeken.

Bewezen sterkte bij steenbekledingen zal een heel andere invalshoek moeten hebben dan bij geotechnische faalmechanismen bij dijken en hoge waterstanden. Tussen opgetreden waterstanden vroeger en maatgevende waterstanden nu kunnen grote verschillen zitten, zoals in het voormalige Zuiderzeegebied. Dit geldt wel voor waterstanden, maar niet of nauwelijks voor golfbelastingen (de  $10^{-4}$  wind is nog nergens opgetreden). Bewezen sterkte bij steenbekledingen zal zich dan ook *niet* direct richten op het goedkeuren van een feitelijk dijkvak met in ogenschouw nemen van de daar opgetreden vroegere belastingen. Bewezen sterkte kan wel een rol spelen bij het goedkeuren van een ander dijkvak waar de maatgevende belasting kleiner of gelijk is aan de opgetreden belasting van het feitelijk beschouwde dijkvak.

	Geotechnische faalmechanismen bij dijken	Falenmechanismen van steenbekledingen
Belasting	<b>Makkelijk vast te leggen:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• waterstand</li> <li>• waterstandsduur</li> </ul>	<b>Moeilijk vast te leggen:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• golfhoogte en golfperiode</li> <li>• invloed van stroming</li> <li>• tijdsduur en verloop belasting</li> </ul>
Sterkte/ constructie	<b>Slecht vergelijkbare kenmerken:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• geometrie</li> <li>• laagopbouw</li> <li>• grondeigenschappen</li> <li>• watervoerendheid</li> </ul>	<b>Goed vergelijkbare kenmerken:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• type steenbekleding</li> <li>• gewicht stenen</li> <li>• inklemming stenen</li> <li>• filterlagen</li> <li>• talud</li> </ul>

**Tabel 1.1.** Verschillen toepassen bewezen sterkte bij geotechnische faalmechanismen bij dijken en faalmechanismen bij steenbekledingen

Er zijn nog meer verschillen tussen bewezen sterkte bij geotechnische faalmechanismen en faalmechanismen van steenbekledingen, zie ook tabel 1.1. Bij geotechnische faalmechanismen is juist de bewezen belasting goed te achterhalen, maar is veel minder van de constructie (het grondlichaam) bekend. Omtrent de hydraulische golfbelasting bij steenbekledingen kan alleen via berekening iets worden gezegd, deze zijn nooit gemeten. Aan de andere kant is de opbouw van de steenbekleding vrij goed bekend. Toch biedt bewezen sterkte wel een aantal kansen. Gedachten hieromtrent zijn samengevat in:

- Onderzoeksplan betreffende het oplossen van de witte vlekken voor het toetsen van steenbekledingen, par. 3.4.3 en bijlage C6, Fugro, april 2003
- Memo Werkgroep Kennis, Bewezen sterkte, aanzet tot beschouwing stormvloed 1953 van Johanson.

Er is wel veel informatie aanwezig omtrent *gedrag* van vele typen steenbekledingen onder zware golfbelasting. Er is weinig informatie omtrent golven, maar wel informatie over waterstanden en windsnelheden en richtingen. Inmiddels kunnen golfbelastingen redelijk nauwkeurig gehindcast worden, dus impliciet zijn de golfbelastingen te achterhalen.

Als plan van aanpak zijn zes aspecten voorgesteld om uit te werken en dit rapport volgt deze zes stappen:

1. Ervaringen met schade en met geen schade.
2. Achterhalen van belastingsituaties.
3. 1 + 2 kunnen leiden tot F-waarden in  $H_g/\Delta D-\xi$  grafieken, voor zowel schade als geen schade.
4. Toespitsen op bekledingen van Noorse steen (later mogelijk op ingezande/dichtgeslibde bekledingen en ingegoten bekledingen).
5. Onderscheid maken in locatie. Beneden gemiddeld hoog water is veel meer gebeurd dan daarboven.
6. Inzicht in wat er gebeurt als initiële schade is ontstaan. Link naar "reststerkte" en gedrag van Noorse steen als deze meer als een breuksteentalud reageert dan als een steenzetting.

In feite leveren 1 en 2 alleen iets op als ze samen worden genomen en er daadwerkelijk iets over falen of niet falen kan worden gezegd in combinatie met belastingen (aspect 3). Dit is vooral het spoor dat zal worden gevolgd voor Noorse steen. Aspecten 5 en 6 spelen daarbij deels een rol.



## 2 Ervaringen met schade en met geen schade

### 2.1 Algemene beschrijvingen

De DWW heeft een database met schadegevallen van bekledingen. Deze is als Excel werkblad beschikbaar. Er zijn ongeveer 600 schadegevallen opgenomen, waarvan de meest recente dateert van 1990. Hiervan hebben er 2 betrekking op Noorse steen en een zevental op "natuursteen". Deze natuursteen ligt in Zeeland, maar lijkt bij navraag niet op Noorse steen. De meeste schademeldingen omtrent natuurstenen (basalt uitgezonderd) in Zeeland zijn met Vilvoordse, Lessinische, Doornikse of petit granit. De ervaringen zijn over het algemeen vrij slecht met deze steen en inmiddels zijn of worden al deze bekledingen vervangen.

De twee gevallen van Noorse steen hebben te maken met dezelfde storm van 3 januari 1976 en hebben ook vrijwel met hetzelfde dijkvak te maken, de Waddenzeedijk bij Zürich, vlakbij de Afsluitdijk. In het ene geval zijn er enkele Noorse stenen verdwenen als gevolg van het feit dat er een groot gat was geslagen in de erboven liggende basalt. In het tweede geval betrof het één steen die in het talud omhoog is gekomen.

Verder zijn er geen schadegevallen door storm bekend in Noord-Holland of Friesland van de laatste pakweg 50 jaar. Voor Noord-Holland en de IJsselmeerkust in Friesland heeft dit vooral te maken met het afdammen van de Zuiderzee, waardoor het golfklimaat heel anders is geworden. Langs de Friese Waddenzeekust komt Noorse steen voor vanaf de Afsluitdijk tot ongeveer 10 km ten noorden van Harlingen. Hier is voor zover bekend "nooit" schade opgetreden. Veel Noorse steen ligt hier laag op het talud (lager dan +1 m NAP), een klein aantal vakken met Noorse steen loopt tot 4 m +NAP.

Er zijn wel schadegevallen aan Noorse steen, maar deze hebben niet met storm te maken. Kruierend ijs wil nog wel eens veel schade opleveren. Vooral de stenen die onderop liggen en uitsteken gaan met het ijs mee. Waarschijnlijk werden deze stenen later lager op de glooiing terug gezet, maar niet altijd in de zetting. Foto 1 geeft een steen, bij Hindelopen aan de Friese IJsselmeerkust, die boven op de zetting staat. Een resultaat van kruierend ijs?



**Foto 2.1.** Eén steen los op het talud. Deels terug geplaatste steen na schade door kruierend ijs?

Andere schade ontstaat door menselijk toedoen, dit kan vandalisme (vaak in de zomer) zijn of het “verzamelen” van deze stenen voor decoratie. Ook ontstaat schade aan de dijk door verzakking van een gedeelte van de dijk of door uitspoelen van de onderlaag. In vrijwel alle gevallen blijft de zetting van Noorse steen intact. Er ontstaat soms ruimte onder de Noorse steen, zonder dat de steen zelf verzakt (inklemming en boogwerking). Er is een geval bekend bij Lemmer, waar vrijwel de hele onderlaag was verdwenen en alleen nog de zetting zelf intact was. Door beton onder de stenen te spuiten heeft men deze zetting behouden, zonder aan de Noorse steen zelf iets te doen.

In het boek van Jaarsma (1933) worden in detail alle aanpassingen aan de Friese dijken tussen 1825 en 1925 beschreven. Rondom 1820 worden voor het eerst “balsteenen als voeting” gebruikt. Voor die tijd werden dijken vaak door paalwerken beschermd, maar door de paalworm kwam daar binnen enkele jaren een einde aan en moest men de dijken op een andere manier verdedigen. In die tijd zijn veel Noorse zettingen gezet, vooral op het onderste deel van het talud (de voeting), maar soms ook hoger op het talud. In dezelfde tijd werden ook basaltglooiingen aangelegd. Het aanleggen van Noorse bekledingen gaat door tot begin 1900. Wat betreft schade meldt Jaarsma (1933) dat bij sommige zware stormen wel schade ontstond, maar deze is niet in detail uitgewerkt. In veel gevallen werd na schade als eerste de dijk verhoogd en had bescherming van de zeezijde tweede prioriteit. Eén schadegeval wordt specifiek genoemd na de storm van 12 en 13 maart 1906: “Te Oostmahorn, waar 400 m<sup>2</sup> ronde Drentsche steen uitgeslagen was, werd deze nog in hetzelfde jaar door basalt vervangen.” Gegevens omtrent de steen worden (natuurlijk) niet vermeld.

De gegevens omtrent waar Noorse steen ligt, zijn opgenomen in Steentoets-bestanden. Dit geldt voor de dijken van Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en voor Friesland. Ook de dijken ten zuiden van Amsterdam (in beheer bij DWR) hebben soms Noorse steen. Deze zijn nog niet in beeld gebracht.

Ook in Groningen ligt Noorse steen langs de Waddenzee-kust. In de getijzone is de Noorse steen als niet-ingegoten Noorse steen beschouwd, in het gedeelte daarboven is de steen ingegoten met beton. Deze laatste is als betonplaat getoetst. Het onderste gedeelte is goedgekeurd op bewezen sterkte!

Citaat: “Gezien de ligging op het talud, laag in de getij zone, ruim onder de maatgevende waterstand, mag gesteld worden dat de bekleding een belasting van golven met deze golfhoogte in het verleden heeft opgenomen. Schades zijn hierbij niet opgetreden. Op basis van deze in de praktijk bewezen sterkte krijgt dit deel van de vlintenbekleding het oordeel “goed””.

In de laatste 50 jaar is de ervaring met Noorse steen erg goed geweest. Maar waarom zijn in het verleden dan toch Noorse steenglooiingen vervangen en zijn er heel wat ingegoten met beton of asfalt? Deze vraag is moeilijk te beantwoorden. Alleen archiefonderzoek kan hier uitsluitsel over geven (bijvoorbeeld de notulen van de vergaderingen van het Dagelijks Bestuur van het zeeverend waterschap in Friesland van voor 1960). Er kunnen verschillende redenen zijn. Ten eerste natuurlijk dat er (te vaak) schade optrad en men de bekleding door ingieten sterker wilde maken. Toch is niet veel bekend over schades. Een andere reden zou kunnen zijn, vooral voor bekledingen wat hoger op de dijk, dus niet de “voeting”, dat het noodzakelijk was Noorse stenen om de zoveel jaar te herzetten. Door zetting en mogelijk zakking of

uitspoelen van de onderlaag is het mogelijk dat een Noorse zetting niet decennia lang sterk genoeg bleef. Om van de kosten van het herzetten af te komen, is het mogelijk dat ingieten in de mode is gekomen. Zoals vermeld, alleen verder archiefonderzoek kan hier antwoord op geven. In ieder geval is van de Friese zeedijken bekend dat na 1961 er geen Noorse steen meer is ingegoten, behalve het gedeelte bij Zürich (1981).

Behalve mogelijk literatuuronderzoek naar de reden waarom veel Noorse steen is ingegoten, kan de rapportage omtrent de twee grootste stormen in de vorige eeuw in Nederland worden bekeken. In 1916 heeft een zware storm op onder meer de Zuiderzee gewoed en heeft daar voor veel overstromingen gezorgd. Die storm is aanzet geweest om uiteindelijk de Zuiderzee af te dammen met de Afsluitdijk. De storm van 1953 heeft vooral in zuidwest Nederland overstromingen veroorzaakt, maar natuurlijk was de storm ook zwaar voor het noordelijker deel van Nederland. In Stormvloed, 1916 (Verslag over den stormvloed van 13/14 januari 1916) wordt melding gemaakt van alle schade, ook die aan Noorse steen. Dit is ook het geval voor de storm in 1953, welke wordt gerapporteerd in Stormvloed, 1953 (Verslag over de stormvloed 1953).

Citaten omtrent schade aan Noorse steen worden hier herhaald. Eerst citaten uit Stormvloed, 1916.

**Groningen.** *Landpunt Reide.* De schade door het stormachtige weder in de eerste dagen der maand Januari aan de werken ontstaan, is door dezen storm uitgebreid. De met vlinten bekleede glooiingen en bermten werden plaatselijk vernield; hier en daar werd eenige grond met zijne bezoding en stroobebeugeling weggeslagen.

*Provinciale Zeeweringen wederzijds Delfzijl.* In de steenstrook van den Tuimeldijk om den kwelder bij Oterdum werden eenige gaten geslagen. Uit de hooge steenglooiing en de kapwerken tusschen K.M.  $\frac{1}{2}$  en  $7\frac{1}{2}$  ten N.W. van Delftzijl en uit de aldaar aanwezige hoofden werden op onderscheidene plaatsen vlinten gelicht.

**Gelderland.** *Polder Arkenheen.* .....In het algemeen is de schade aan het binnenbeloop, blijkbaar ontstaan door het overstortende water, veel aanzienlijker dan die aan het buitenbeloop, dat over de volle hoogte met eene steenglooiing van Drentsche en ander steen van onregelmatigen vorm is verdedigd. Deze steenglooiing werd met het daaronder liggende puin tusschen de boerderij de Ark en de uitwateringsluis van het stoomgemaal over ongeveer 350 M. lente weggeslagen; hetzelfde had plaats ten westen van het stoomgemaal over ongeveer 600 M. lengte ter breedte van 2 tot 6 M., westelijk van de Rossenbeeksluis ter breedte van 3 tot 5 M. over 250 M. lengte en ter breedte van 5 tot 10 M. over 50 M. en ging al of niet met eenig grondverlies gepaard. Op andere punten van den dijk werd steenglooiing over minder breedte en kortere lengte uitgeworpen of losgewoeld.

**Noordholland.** *Zeedijk tusschen Muiderberg en Muiden.* De golven liepen over een groote lengte en ter hoogte van ongeveer 25 c.M. over den dijk. Het bovengedeelte van de uit Drentsche steen bestaande steenglooiing op het buitenbeloop werd over 3 tot 6 M. breedte en nagenoeg de volle lengte weggeslagen, waarbij de steenen hoofdzakelijk op het benedendeel van het buitenbeloop terecht kwamen. Vele kleine steenen sloegen op of over den dijk. De onder de zetsteen aanwezige puinbestorting kwam voor het grootste gedeelte terecht op den binnen langs den dijk loopenden Schulpweg.

*De Zeeburg- en Diemerdijk* is tusschen den mond van de Buiten-Vecht en de oostelijke aansluiting van de kade van den Diembuitendijkschen Polder voorzien van een steenglooiing van Drentsche steen, onderbroken door enkele korte proefvakken bezet met betontegels. Met uitzondering van enkele tijdens den stormvloed tegen den golfslag eenigszins beschermd gelegen dijkvakken, is het bovengedeelte van de steenglooiing over de geheele lengte en over 2 tot 4 M. breedte zwaar beschadigd, terwijl voornamelijk bij het beoosten de Papenlaan gelegen dijkvak vele kleine steenen en veel puin uit de glooiing op of binnen den dijk zijn terechtgekomen.

*Drechterland.* Het lichaam van den dijk, zoowel als de dijkzate, bestaat uit klei; het buitenbeloop is beschermd door een steenglooiing van zeer zware granietrolsteenen (zoogenaamde Noorsche steen), gelegd op een bed van puin. Over belangrijke oppervlakten werd de steenbekleding weggeslagen en op een twintigtal plaatsen sloegen zelfs gaten in het beloop.

De zeedijk van het Ambacht van West-Friesland, genaamd de *Vier Noorder Koggen*, heeft weinig geleden, ofschoon hier en daar eenig water over den dijk is geslagen. De steenbekleding bestaat hoofdzakelijk uit zware Noorsche steen. Deze bekleding werd op verschillende plaatsen, voornamelijk in de nabijheid van Aartswoud, beschadigd.

*Helderse zeewering.* .....Op meerdere plaatsen, over de geheele lengte der zeewering verdeeld, is de bezetting van Noorschen steen op het buitenbeloop beschadigd. Hier en daar werd ook de steenbezetting van den laagwaterberm uit elkaar geslagen, terwijl in verschillende vakken afschuivingen van dien berm hebben plaats gehad.

In Stormvloed, 1953, wordt de volgende schade gemeld:

**4.15.2 Friesland. *Het vasteland.*** Het Waterschap Der Vijfdelen Zeedijken Buitendijks herstelde de geringe zettingen in de basaltglooiing tussen de Afsluitdijk en het Zurigeroord, de bij het Zurigeroord beschadigde basaltglooiing en de tussen Zurig en Harlingen beschadigde glooiing van Noorsche steen ter lengte van ca. 60 m. De kosten bedroegen f 39000.

Het Waterschap Der Vijfdelen Zeedijken Binnendijks herstelde de toegebrachte schade aan de kruin van de zuidelijke havendam te Roptazijl en de beschadigingen over een lengte van 20 m aan de glooiing van Noorse steen ten noorden van de genoemde haven. Kosten f 11000.

#### **4.16 Het herstel aan de Noordzee- en Waddenkust van de provincie Noord-Holland**

##### **4.16.3 Het vasteland**

*Helderse Zeewering.* Op het buitenbeloop werd 55 000 m<sup>2</sup> zetwerk van Noorse steen ontworpen, waarvan ca. 5000 m<sup>2</sup> werd uiteengeslagen. De plaatsen waar de steenglooiing was weggeslagen, werden voorzien van een puinlaag met steenbezetting van zuilenbasalt. Voorst werd besloten, dat de glooiing, voor zover bestaande uit Noorse steen, boven N.A.P. + 2 m zou worden vastgelegd met een vulling van cementbeton tussen de stenen en beneden dit peil met een vulling van gietasfalt.

Einde citaten. Gezien het feit dat toch schade ontstond aan Noorse steen, is het mogelijk te verklaren dat in de jaren 50 en later de meeste Noorse steen werd ingegoten.



## 2.2 Schade aan Noorse steen op Waddenzeedijk bij Zürich

De enige schade aan Noorse steen die vrij recent is, is die op Waddenzeedijk bij Zürich. Navraag bij Wetterskip Fryslân en bij ing. L.A. Philipse persoonlijk heeft het volgende opgeleverd. De grote schade betrof een vak met basalt. Aan de onderkant zijn toen mogelijk ook enkele Noorse stenen verdwenen. In De Raad (1993) geeft foto 86 een mooi beeld van deze schade. Aangezien de mogelijke schade aan Noorse steen is ingeleid door schade aan de basalt, wordt deze schade verder niet meegenomen. Wel is het mogelijk interessant in een vervolgekader de schade aan de basalt te inventariseren met betrekking tot bewezen sterkte.

De schade aan een Noorse steenglooiing ontstond op 3 januari 1976. Het betrof één grote steen die omhoog kwam, in zijn gat bleef liggen en ook niet uit dit gat is verplaatst. Later is het talud met beton ingegoten. Omdat de steen te groot en te zwaar was om hem weer goed terug te plaatsen, is de steen rechtop blijven staan en deze steekt alsnog boven het talud uit.



**Foto 2.2.** Uitstekende steen bij hmp 5,64. Mogelijke schadelocatie in 1976.

Wetterskip Fryslân en ing. L.A. Philipse zijn in het kader van dit onderzoek terug gegaan naar de plek van schade. De uitstekende steen was echter niet precies meer te lokaliseren, want er bleken 3 stenen boven het talud uit te steken, 2 grotere en 1 kleine. Alle drie de stenen bevinden zich op hetzelfde NAP-niveau van ongeveer NAP +2,7 m tot NAP +2,8 m. De Noorse stenen bevinden zich tussen hectometerpalen 5,55 en 5,75. De bovenkant van de glooiing bevindt zich op NAP +4,25 m en de onderkant op NAP +1,1 m. Boven de Noorse steen bevindt zich gepenetreerde basaltzuilen tot NAP +5,1 m. De helling van de Noorse steenglooiing is 1:4,5. Eén van de grote uitstekende stenen bevindt zich ter hoogte van hectometerpaal 5,64 en de afmetingen van het bovenvlak van de steen zijn 0,60 x 1,00 m, zie foto 2.2. De andere steen ligt bij hectometerpaal 5,67 en de afmetingen van het bovenvlak zijn 0,55 x 0,75 m, zie foto 2.3.



**Foto 2.3.** Uitstekende steen bij hmp 5,67. Mogelijke schadelocatie in 1976.

Deze locatie is natuurlijk bij uitstek geschikt om eens na te gaan wat de golfcondities zijn geweest waarbij "begin van schade" aan deze Noorse steenglooiing is ontstaan. Daarbij is grootte van de stenen op de betreffende locatie van belang. In het kader van dit onderzoek is een bezoek gebracht aan de locatie en is een tiental stenen rondom beide grote uitstekende stenen (foto's 2.2 en 2.3) opgemeten. De resultaten zijn gegeven in tabel 2.1.

<b>hm 5.64</b>				<b>hm 5.67</b>			
<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>	<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>
59	42	55	181	53	51	55	197
43	38	55	119	56	34	55	139
50	33	55	120	51	19	55	71
59	30	55	129	49	30	55	107
63	49	55	225	48	35	55	122
51	37	55	138	52	26	55	99
55	34	55	136	60	38	55	166
46	48	55	161	102	43	55	320
70	43	55	219	38	33	55	91
82	49	55	293	50	36	55	131
			<b>M<sub>50</sub> (kg)</b>				<b>M<sub>50</sub> (kg)</b>
			<b>D<sub>n50</sub> (m)</b>				<b>D<sub>n50</sub> (m)</b>
			<b>172</b>				<b>144</b>
			<b>0.402</b>				<b>0.379</b>

**Tabel 2.1.** Opgemeten stenen rondom locatie hm 5.6

De hoogte van de stenen kon niet worden opgemeten, omdat ze waren ingegoten. Op basis van de metingen bij het open breken van de Noorse bekleding ten noorden van Harlingen (Infram, 2004), wordt geschat dat een hoogte van 0,55 m een conservatieve schatting is. Met een massadichtheid van  $2650 \text{ kg/m}^3$  en een vaste blokcoëfficiënt van 0,50 (Infram, 2004) worden dan nominale diameters van respectievelijk 0,40 en 0,38 m gevonden.

### 2.3 De dijk Enkhuizen – Hoorn

Sinds het afsluiten van de Zuiderzee in 1932 is geen schade door stormen meer voorgekomen aan Noorse steen langs de Noord-Hollandse IJsselmeerkust. Bij het gereedkomen van de dijk Enkhuizen – Lelystad in 1976 is het grote IJsselmeer gesplitst in twee meren, het IJsselmeer en het Markermeer. Deze dijk heeft geleid tot andere belastingsituaties op de dijken langs beide meren, met name op de dijk tussen Enkhuizen en Hoorn. In de tijd van de Zuiderzee werd dit traject nauwelijks door zware stormen belaagd, want de oriëntatie is op het zuiden en bij zuidwestenwind werd de Zuiderzee “leeggeblazen”. Bij noordwester stormen en hoge stormvloeden, lag dit traject in de luwte.

Dit is helemaal anders geworden na het ontstaan van het Markermeer. Juist nu zullen zuidwesterstormen voor hoge(re) waterstanden zorgen bij Enkhuizen en is de golfbelasting ook op het vak Hoorn – Enkhuizen gericht. Dit betekent dat dit dijkvak in de afgelopen 25- 30 jaar waarschijnlijk zwaarder is belast dan in de tijd daarvoor. En juist op dit dijkvak zullen waarschijnlijk niet erg grote Noorse stenen liggen, want dat was in de tijd van de aanleg van de Noorse glooiingen niet nodig. Om deze reden is het in het kader van bewezen sterkte interessant om na te gaan welke zware zuidwesterstormen er na 1976 in het Markermeer zijn geweest en de golfcondities van toen te koppelen aan dijkvakken met het liefst kleine Noorse stenen. In geen van de gevallen is schade ontstaan, maar dit onderzoek zou vrij grote  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarden kunnen opleveren waarbij nog geen schade is opgetreden.

### 2.4 Noorse steen laag op het talud

Langs de Waddenzeedijk liggen heel veel Noorse steenbekledingen laag op het talud, meestal lager dan NAP +1 m. Het Wad zelf ligt ter plaatse van de dijk vaak rondom NAP, wat inhoudt dat de golfbelasting altijd beperkt zal zijn. Dit zou kunnen betekenen dat veel van deze bekledingen bij een eenvoudige toetsing al worden goedgekeurd, omdat de belasting (diepte) beperkt is en de stenen behoorlijk groot van afmeting.

In deze studie staat echter bewezen sterkte centraal. Vanuit dat oogpunt is na te gaan of in vroeger tijden het voorland niet veel dieper is geweest dan dat nu het geval is. De Afsluitdijk heeft er namelijk voor gezorgd dat een deel van de Waddenzee is aangezand. Het is daarom zinnig na te gaan of op de strekking vanaf de Afsluitdijk tot ongeveer 10 km ten noorden van Harlingen het voorland inderdaad veel hoger is komen te liggen.

### 2.5 Waddenzeedijk met Noorse steen hoog op het talud

Alleen ten noorden van Harlingen tussen km 7,7 en 8,15 ligt Noorse steen tot hoog op het talud. Hier is ook de uitbreeklocatie (Infram, 2004). Hier is geen schade opgetreden en dezelfde storm van 3 januari 1976 zal ook hier grote golfbelastingen hebben gegeven. Vandaar dat ook naar deze locatie kan worden gekeken.

### 3 Achterhalen van belastingsituaties

#### 3.1 Algemene beschrijving

Op de Waddenzee is de zware storm van 3 januari 1976 de belangrijkste als het gaat om Noorse steen, omdat toen de waterstand een zeer hoog maximum bereikte van +3.7 m NAP. Het dijkvak bij Zürich, waar een steen kantelde, is belangrijk, maar ook de hele Waddenzeekust rondom Harlingen waar de Noorse steen zich laag op het talud bevindt (meestal beneden NAP +1 m). Tot slot ligt bij Koehool (kilometer 8.1) de Noorse steen tot hoog op het talud en zijn van dit dijkvak middels uitbreken van een strook Noorse steen, de steengegevens in detail bekend.

Extreme belastingsituaties (stormen) op taluds met relatief kleine Noorse steen langs de dijk, kunnen uiteindelijk  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarden leveren, waarvoor nog geen schade is ontstaan. Het vaststellen van zulke waarden is het doel in onderdeel 3 (hoofdstuk 4), waarbij onderdelen 1 en 2 (hoofdstukken 2 en 3) worden samengevoegd. Voor de dijk Enkhuizen – Hoorn zal naar zulke belastingen worden gekeken.

Van belang is zo goed mogelijk te achterhalen wat de vroegere belastingsituatie is geweest. De algemene zoektocht naar van belang zijnde gegevens wordt hier beschreven, de detailgegevens komen bij het bespreken van de verschillende locaties aan de orde. Het zullen vooral de wind- en waterstandsgegevens zijn die voor een bepaald dijkvak kunnen leiden tot een golfhoogte die is opgetreden. Daartoe moeten in een bepaalde periode de zware stormen geselecteerd zijn of worden en moet worden ingezoomd naar de locatie. Voor de Waddenzee is dit 3 januari 1976 en voor het Markermeer de periode na 1976 (gereedkomen dijk Enkhuizen – Lelystad).

Het KNMI geeft heel veel gegevens vrij via internet. Alle meetstations zijn te vinden met de periode waarover gegevens aanwezig zijn. Deze zijn dan te downloaden. Het KNMI geeft ook een lijstje met zwaarste stormen, vanaf 1962. Hieruit kan een station worden geselecteerd en kan worden ingezoomd op de geselecteerde storm. Tabel 3.1 geeft een lijstje van zware stormen die door het KNMI al zijn geselecteerd. Hier staat natuurlijk ook de storm van januari 1976 in. Tabel 3.2 geeft een lijstje van de grootste uurgemiddelde windsnelheden die zijn gemeten. Wat opvalt is dat Leeuwarden 7 maal voorkomt in de top 15. De storm van 3 januari 1976 komt voor Leeuwarden in het lijstje pas op de dertiende plaats. Mogelijk was deze storm zo belangrijk omdat de storm erg lang duurde, in ieder geval niet omdat het de grootste gemeten windsnelheid gaf.

1962, February 12	1983, November 27	1995, March 3
1967, October 17	1984, January 14	1998, January 4
1972, November 13	1987, October 16	1999, December 3
1973, April 2	1990, January 25	2000, May 28
<b>1976, January 2</b>	1990, February 26	2000, October 30
1979, February 14	1993, January 13	2002, February 26
1983, February 1	1993, December 9	2002, March 9
1983, May 12	1994, April 1	2002, October 27

**Tabel 3.1.** De zwaarste stormen vanaf 1962 (bron KNMI)



	Name	Date	Hour(GMT)	Wind Dir. (°)	Wind Sp. (m/s)
1	270 Leeuwarden	1972, November 13	07	310	28.1
2	240 Schiphol	1990, January 25	18	240	28.0
3	344 Zestienhoven	1973, April 2	17	290	26.8
4	270 Leeuwarden	1984, January 14	22	270	26.3
5	270 Leeuwarden	1990, February 26	13	260	26.0
6	275 Deelen	1967, October 17	12	240	25.9
7	310 Vlissingen	1976, January 2	24	250	25.8
8	225 IJmuiden	1990, January 25	18	240	25.6
9	270 Leeuwarden	1990, January 25	17	220	25.5
10	270 Leeuwarden	1979, February 14	18	060	25.4
11	344 Zestienhoven	1972, November 13	06	290	25.3
12	265 Soesterberg	1990, January 25	19	270	25.2
13	270 Leeuwarden	1976, January 3	02	280	25.2
14	225 IJmuiden	1973, April 2	19	310	25.1
15	270 Leeuwarden	1973, April 2	21	340	25.0
16	344 Zestienhoven	1990, January 25	18	230	25.0
17	225 IJmuiden	1976, January 3	01	260	24.9
18	330 Hoek van Holland	2002, October 27	15	260	24.9
19	310 Vlissingen	1990, January 25	16	230	24.8
20	310 Vlissingen	1983, November 27	03	230	24.5
21	240 Schiphol	1962, February 12	13	240	24.4
22	225 IJmuiden	1972, November 13	06	290	24.3
23	330 Hoek van Holland	1990, January 25	18	260	24.1
24	280 Eelde	1976, January 3	03	270	24.1
25	225 IJmuiden	2002, October 27	14	260	24.1
26	280 Eelde	1990, February 26	14	260	24.0
27	270 Leeuwarden	1983, February 1	15	260	23.9
28	240 Schiphol	1973, April 2	19	320	23.9
29	225 IJmuiden	1967, October 17	12	260	23.8
30	330 Hoek van Holland	1983, November 27	07	240	23.8
31	310 Vlissingen	1973, April 2	15	270	23.6
32	275 Deelen	1976, January 3	02	270	23.6
33	330 Hoek van Holland	1973, April 2	17	300	23.6
34	240 Schiphol	2002, October 27	16	260	23.6
35	240 Schiphol	1972, November 13	05	260	23.5
36	240 Schiphol	1976, January 2	24	230	23.5
37	240 Schiphol	1977, December 24	06	230	23.5
38	330 Hoek van Holland	1962, January 11	13	230	23.5
39	225 IJmuiden	1965, November 24	07	280	23.5
40	310 Vlissingen	2002, October 27	13	250	23.4
41	344 Zestienhoven	1976, January 3	02	270	23.4
42	370 Eindhoven	1962, January 11	14	220	23.3
43	225 IJmuiden	1987, October 16	08	210	23.3
44	225 IJmuiden	1983, February 1	16	280	23.3
45	275 Deelen	1990, January 25	19	240	23.2
46	350 Gilze-Rijen	1973, April 2	17	270	23.2
47	330 Hoek van Holland	1962, December 16	08	310	23.2
48	280 Eelde	1993, January 13	22	270	23.2
49	240 Schiphol	1993, January 24	02	230	23.1
50	275 Deelen	1973, April 2	15	240	23.1

**Tabel 3.2.** Vijftig grootste gemeten uurgemiddelde windsnelheden (bron KNMI).

In WaterBase van de Rijkswaterstaat zijn de waterstanden op de Noordzee te vinden, gemeten vanaf 1932 en golfhoogten vanaf 1979. Op vele plaatsen is de waterstand gemeten, op veel minder plaatsen en dan op het meer diepe gedeelte van de Noordzee, zijn de golven gemeten. Ook gemeten waterstanden op het Markermeer zijn voorhanden.

Met wind- en waterstandsgegevens zou een opgetreden golfhoogte moeten kunnen worden bepaald. Voor IJssel- en Markermeer zijn andere gegevens voorhanden dan voor de Waddenzee. RIKZ en RIZA hebben geholpen om voor opgegeven stormcondities voor enkele locaties de bijbehorende golfcondities op te leveren.

Voor Zeeland zijn SWAN-berekeningen uitgevoerd bij verschillende waterstanden, windsnelheden en windrichtingen. Hetzelfde is gedaan voor de Waddenzee. Deze laatste gegevens worden (nog) niet veel gebruikt, zeker niet voor de toetsing van waterkeringen. Maar ze bevatten wel informatie omtrent golfcondities voor een bepaalde locatie en voor bepaalde omstandigheden. Bij gegeven locatie, windrichting, -snelheid en waterstand is door RIKZ in de database gekeken welke golfhoogten hierbij zijn berekend. De gegevens mogen alleen voor deze studie worden toegepast en zijn niet bedoeld voor toetsing en/of ontwerpen.

HYDRA M is gebaseerd op een grote database met berekende gegevens voor het IJssel- en Markermeer. Berekeningen zijn uitgevoerd voor verschillende waterstanden, windrichtingen en windsnelheden. Er is een intern programma bij RIZA waarmee de golfcondities middels interpolatie kunnen worden berekend uit de database, bij gegeven waterstand, windrichting en -snelheid. RIZA is bereid geweest de golfcondities te bepalen bij opgegeven stormomstandigheden en locaties.

Berekende golfgegevens zijn vooral bedoeld voor het toetsen of ontwerpen van waterkeringen. Mogelijk zal men vanuit die invalshoek "conservatieve" aannamen hebben gedaan. Dit betekent in sommige gevallen dat men zwaardere condities aanhoudt, zoals bijvoorbeeld een langere golfperiode. Bij bewezen sterkte betekent conservatief dat juiste lichtere aannamen moeten worden aangehouden. Het gaat erom dat men er redelijk van overtuigd is dat berekende omstandigheden ook inderdaad zijn opgetreden. Vooralsnog is van de berekende waarde uitgegaan.

Tot slot is het belangrijk te weten of vooroevers niet teveel in de tijd zijn veranderd. Dit speelt vooral bij de dijk langs de Waddenzee (vanaf de Afsluitdijk tot ongeveer 10 km ten noordwesten van Harlingen). De huidige strekdammen liggen momenteel met de kruin gelijk aan de vooroever en vroeger was de vooroever waarschijnlijk veel dieper. De afsluiting van de Zuiderzee heeft een langdurige aanpassing gegeven aan de bodem van de Waddenzee langs dit stuk dijk. Er is om de 3 of 6 jaar gemeten aan de bodemligging van het Wad en RIKZ is gevraagd aan te geven hoe de bodemverandering langs de Waddenzeekust in kaart zou kunnen worden gebracht

Het blijkt dat alle bekende lodingen in DONAR zijn gezet, zelfs de lodingen van voor de aanleg van de Afsluitdijk. Alle lodingen van het gedeelte tussen de Afsluitdijk tot ongeveer 15 km ten noorden van Harlingen zijn digitaal van RIKZ ontvangen. Hieruit zijn voor verschillende locaties langs de Waddenzeekering raaien gehaald en deze zijn voor verschillende jaartallen met elkaar vergeleken.

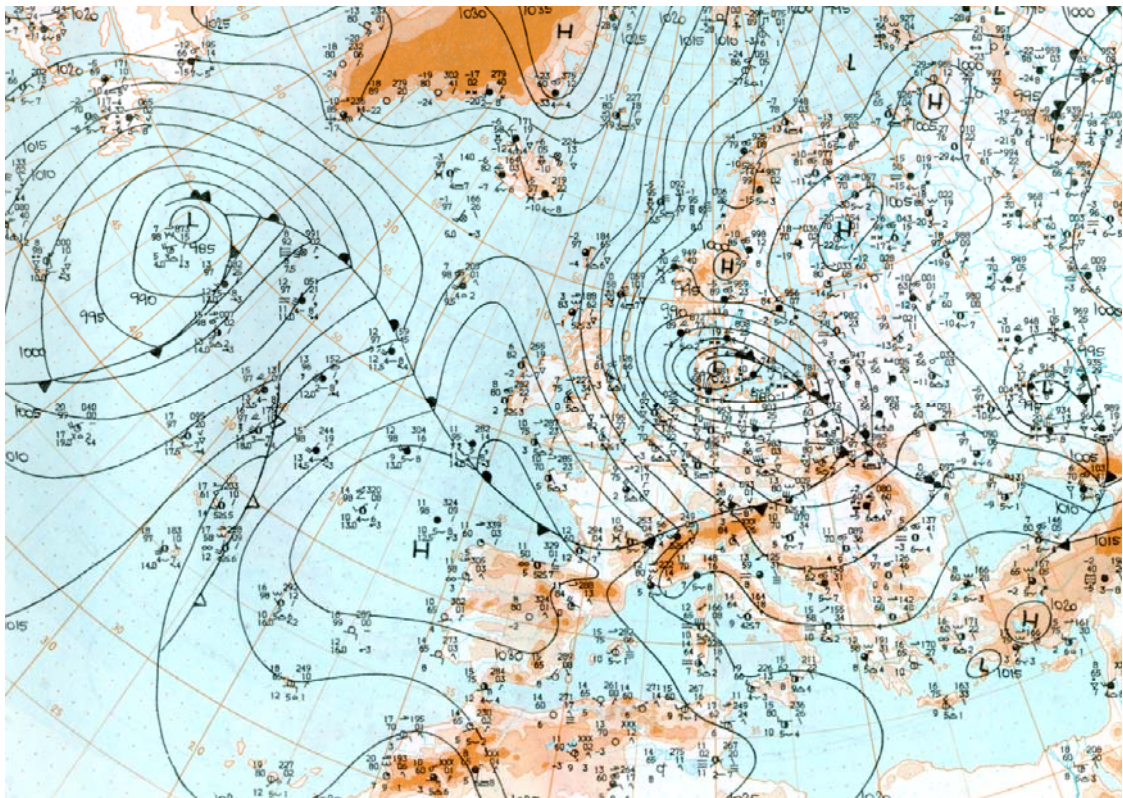
### 3.2 Schadelocatie bij Zürich

De storm van 3 januari 1976 was een zware storm die in Friesland voor ongekende stormvloedstanden zorgde. Deze storm veroorzaakte een gat in de basaltbekleding op de dijk nabij Zürich en iets verderop kwam een Noorse steen omhoog, die overigens wel in zijn eigen gat bleef staan. Over de storm is veel geschreven. De Raad (1993) besteedt er ruim aandacht aan.

De storm begon op 2 januari, maar het hoogtepunt wat waterstanden betreft was rondom 21.00 uur op 3 januari. De Duitse weerkaart van die tijd is gegeven in figuur 3.1. Het KNMI gaf later de volgende beschrijving:

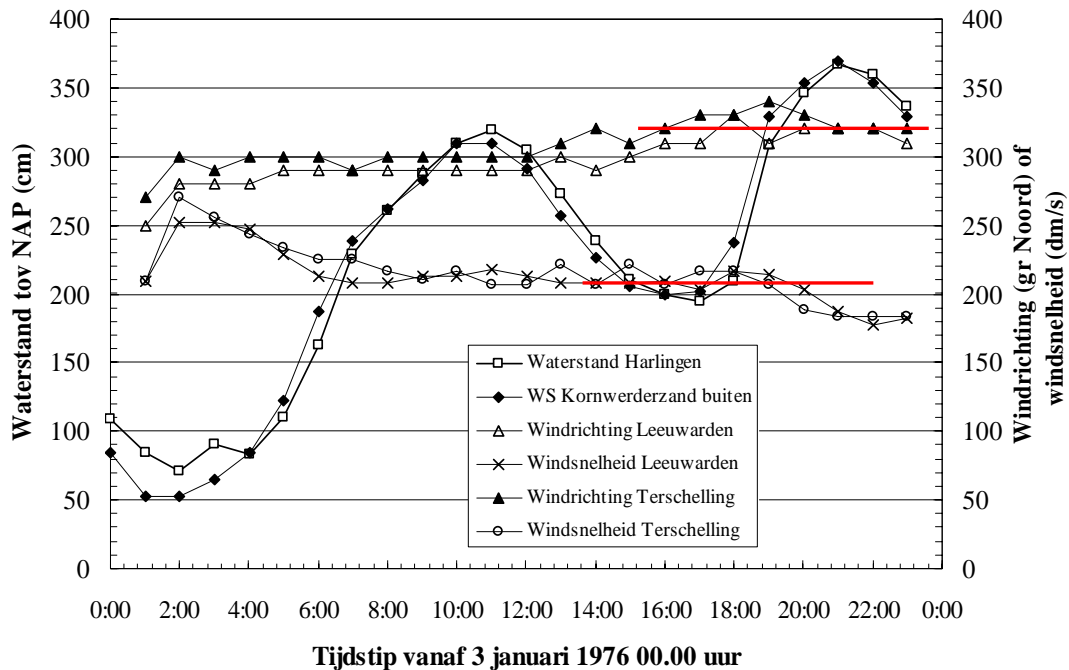
#### Weather report of the storm on January 2, 1976

A strong depression moved from the British Isles to the west coast of Denmark in the night from Friday to Saturday, and caused the wind at the North Sea and over our country to gain hurricane force. At many places wind speeds over 130 km/h were measured. The depression moves away to Poland and is followed by a ridge of high pressure assuming growing importance. In between the passing depression and the coming ridge, north-western winds import cold and unstable air in which showers can develop easily. In the course of Sunday the activity of these showers will decline on the approach of a ridge.



Figuur 3.1. Weerkaart van 2 januari 1976 om 12.00 uur (bron KNMI)

De meetstations in Leeuwarden en op Terschelling hebben de windsnelheden en windrichtingen tijdens de storm gemeten. De uurgemiddelde windsnelheden en -richtingen zijn in figuur 3.2 uitgezet voor 3 januari 1976. 's Ochtends vroeg is de windsnelheid meer dan 25 m/s, later op de dag is de windsnelheid vrijwel constant 21 m/s tot 20.00 uur als de snelheid afneemt naar 18 m/s. Beide stations geven ongeveer dezelfde waarden.



**Figuur 3.2.** Wind- en waterstandgegevens van storm 3 januari 1976.

De windrichting is in de ochtend ongeveer  $290^{\circ}$  -  $300^{\circ}$  en ruimt vanaf ongeveer 12.00 uur langzaam naar ongeveer  $320^{\circ}$ . De tijd vóór hoogwater is bepalend voor berekening van de golfcondities. Daarom worden de volgende gemiddelden aangehouden, zie figuur 3.2:

- Windsnelheid 21 m/s en windrichting  $320^{\circ}$

De waterstanden zijn gemeten te Harlingen en aan het begin van de Afsluitdijk bij Kornwerderzand. Het verloop van de waterstanden is ook gegeven in figuur 3.2. Het eerste hoogwater komt om 11.00 uur tot NAP +3,2 m, het tweede hoogwater ontstaat om ongeveer 21.00 uur en bedraagt NAP +3,7 m. Juist de periode vóór en rondom 21.00 uur is de belangrijkste periode om te beschouwen. De waterstand neemt dan toe van ongeveer NAP +2,0 m naar het maximum van NAP +3,7 m.

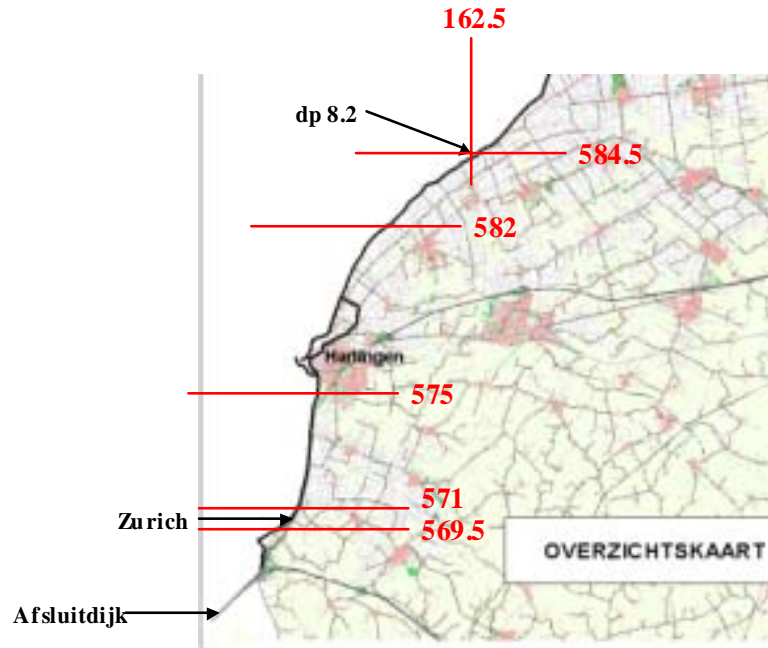
Het is niet bij voorbaat duidelijk welke waterstand maatgevend is voor golfcondities op Noorse steen nabij Zürich. Daarom worden verschillende waterstanden aangehouden, waarbij de golfcondities zullen worden bepaald met bovenstaande windgegevens:

- Waterstanden: NAP +2,0 m; +2,5 m; +3,0 m; +3,5 m en +3,7 m

De volgende stap in de bepaling van de golfcondities is de bodemligging van het Wad vlak voor het dijkvak waar de schade aan Noorse steen ontstond. Van het RIKZ zijn de lodingen

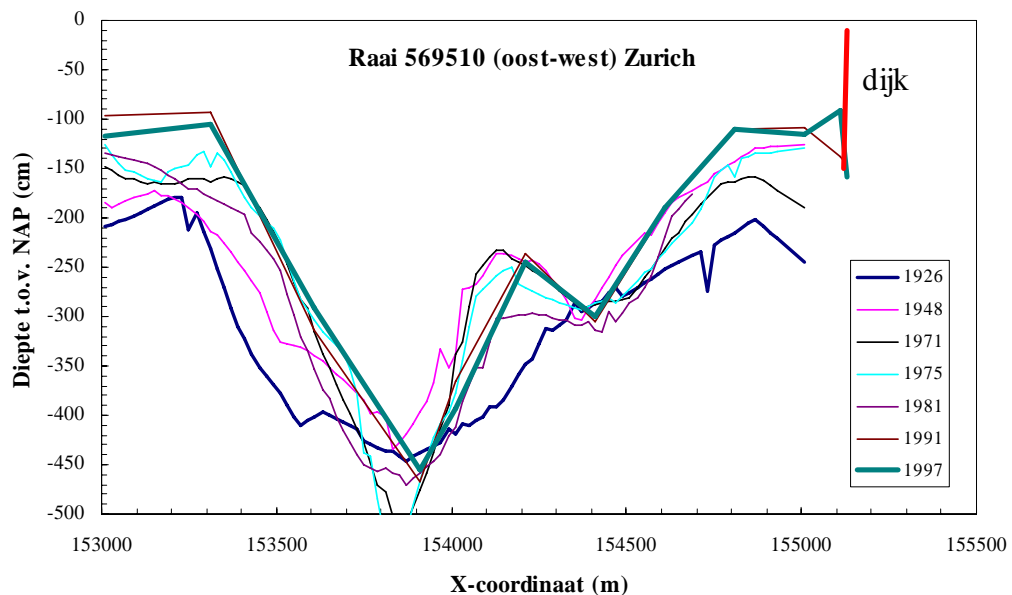


van het westelijk deel van de Waddenzee ontvangen. Dit zijn digitale bestanden met X-Y-coördinaten en de diepte ten opzichte van NAP. Er is altijd om de 20 m gemeten. Om de verwerking van deze bestanden in eerste instantie eenvoudig te houden, is er voor gekozen om een raai oost/west of noord/zuid te bekijken. Figuur 3.3 geeft de raaien die zijn uitgewerkt. Zürich ligt op de raai Y = 569,5. Ook raai Y = 571,0 is uitgewerkt, 1,5 km noordelijker.



**Figuur 3.3.** Locaties waar in deze studie aandacht aan is besteed.

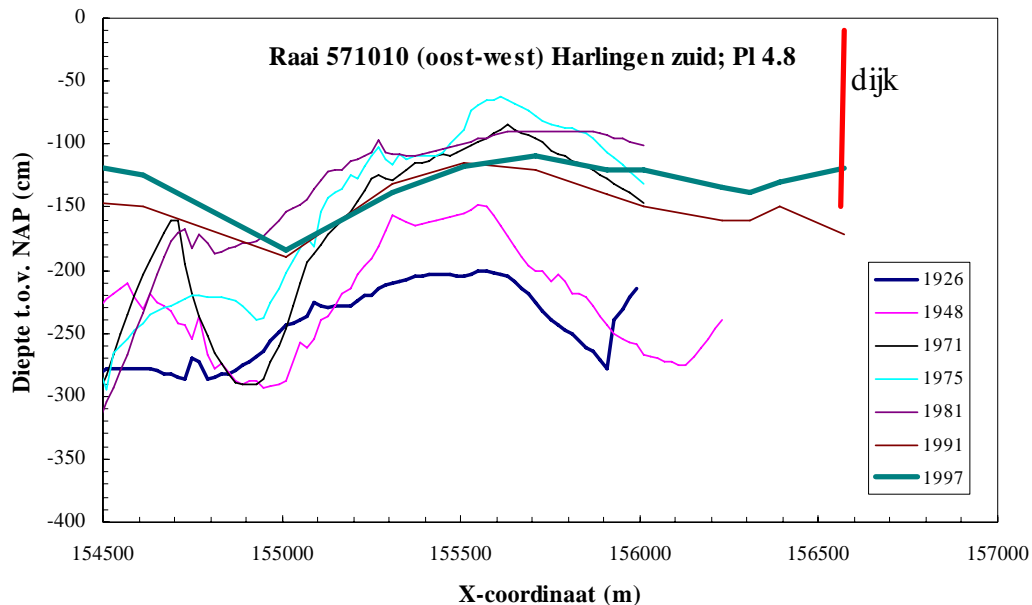
Toen de gegevens van de schadelocatie bekend werden, bleek de juiste locatie Y = 570,25 te zijn. Deze ligt precies tussen de beide gekozen locaties in. Bij de "punt" ten zuiden van Zürich heeft altijd een geul gelegen. Deze ligt dicht tegen de dijk bij de meest westelijke punt en ligt in een noord/zuid-richting. Dit betekent dat vanaf deze punt naar het noorden toe de afstand tussen de geul en de dijk groter wordt.



**Figuur 3.4.** Dieptelijnen voor raai Y = 569,5 vanaf het jaar 1926

Alle lodingen die van het Wad bekend zijn, zijn door RIKZ digitaal gemaakt en ter beschikking gesteld. De oudste meting is van voor de aanleg van de Afsluitdijk, namelijk uit 1926. De daarop volgende meting is van 16 jaar na de aanleg van de Afsluitdijk, namelijk 1948. De volgende meting is 1971 en daarna is ongeveer om de 6 jaar gemeten, met als laatste beschikbare meting 1997. Voor beide genoemde raaien is voor elk gemeten jaar de diepte genomen en in een figuur gezet. Figuren 3.4 en 3.5 geven de resultaten.

Uit de figuren volgt duidelijk dat het deel tussen de geul en de dijk na de aanleg van de Afsluitdijk veel hoger is komen te liggen. Het hele stuk ten noorden van genoemde punt bij Zürich is aangezand. Rondom 1971 was deze aanzanding al redelijk voltooid, want de lijnen van 1971 en daarna liggen in de buurt van de dijk ongeveer op dezelfde hoogte. Bij raai Y = 569,5 ligt er maar 400 m hoog voorland voor de dijk voordat de geul begint. Deze begint bij ongeveer X = 154,7. Bij raai Y = 571,0 (figuur 3.5) ligt er meer dan 1 km hoog voorland voor de dijk en de geul begint iets oostelijker voor ongeveer X = 155,2.



**Figuur 3.5.** Dieptelijnen voor raai Y = 571,0 vanaf het jaar 1926

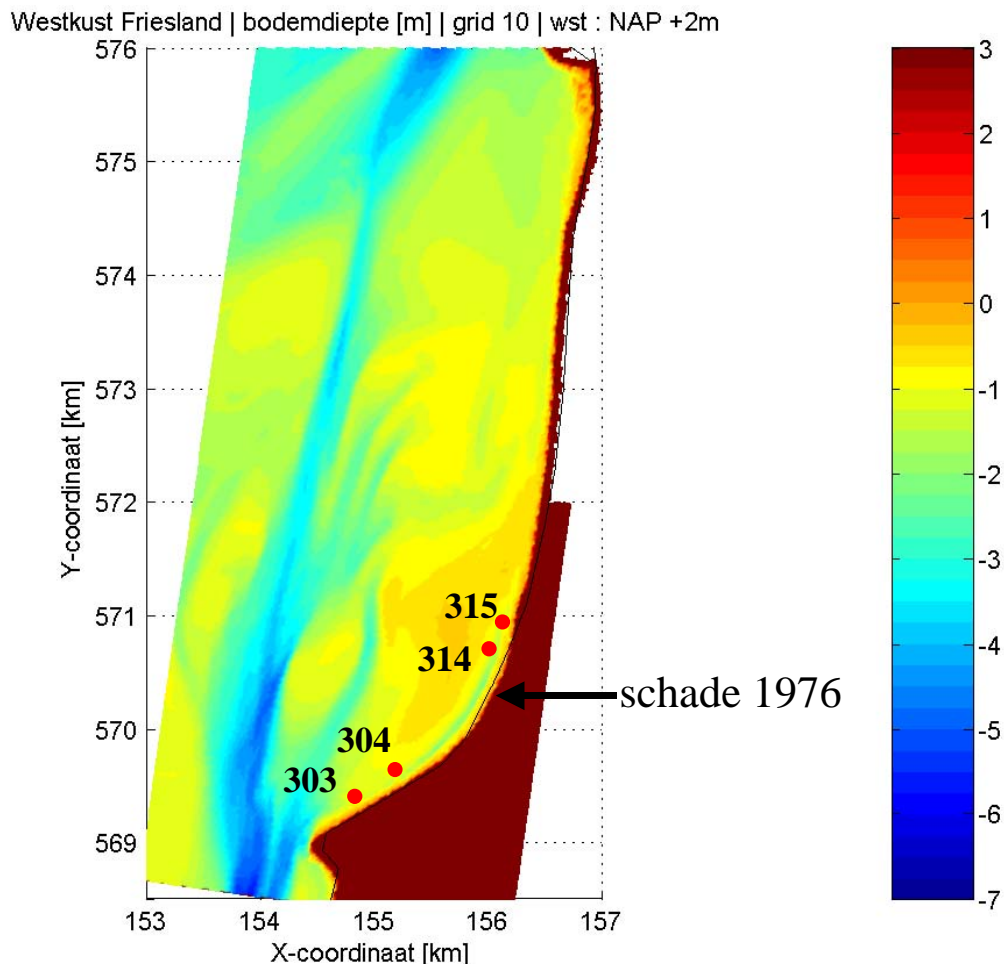
Uit figuur 3.4 volgt dat in 1976 de bodemligging voor de dijk over ongeveer 300 – 400 m NAP –1,3 m bedroeg. Voor raai Y = 571,0 is dit iets minder duidelijk, omdat niet altijd tot aan de dijk toe gemeten is. De lijn van 1975 en 1981 laten een bank zien rondom X = 155,6 met een bodemligging rondom NAP –1 m. Naar de dijk toe wordt het echter weer dieper. De lijn van 1997 ligt vrij horizontaal op NAP –1,3 m, die van 1991 ligt bij de dijk 0,2 m dieper. In eerste instantie wordt ook hier uitgegaan van een voorland dat ongeveer op NAP –1,3 m lag.

RIKZ is gevraagd golfgegevens op te leveren voor gegeven raaien, windrichtingen en –snelheden en waterstanden. In 1999 zijn met SWAN berekeningen uitgevoerd op de Waddenzee voor verschillende windrichtingen, - snelheden en waterstanden. Uit deze berekeningsresultaten is geïnterpoleerd.

In de begeleidende brief van RIKZ wordt genoemd “dat de gegevens uitsluitend voor het genoemde doel (het project Bewezen sterkte voor Noorse steen) mogen worden gebruikt, en

tevens wil ik benadrukken dat de berekeningsresultaten onvolkomenheden kunnen bevatten.” De mogelijke onvolkomenheden van de berekeningen op sommige locaties zijn er de oorzaak van dat de gegevens niet als betrouwbaar zijn vrij gegeven. Dit heeft mogelijk te maken met de SWAN-problematiek met betrekking tot het doordringen van lange golven uit de Noordzee tussen de eilanden door. Deze problematiek wordt de komende jaren opgepakt middels metingen in de Waddenzee (project SBW). In het onderhavige project wordt aangenomen dat de lokaal op de Waddenzee opgewekte golven bij Zürich redelijk goed worden voorspeld.

Per gevraagde raai zijn bij gegeven 5 waterstanden, voor 2 naast elkaar liggende uitvoerpunten de resultaten gegeven in tabel 3.3. De gegevens voor een volledige raai zijn niet bekend. Deze twee punten geven enig gevoel voor de variatie in de bodemligging en het effect daarvan. De punten liggen ongeveer 100 m uit de kruin van de dijk, op onderlinge afstanden van ongeveer 250 m.



**Figuur 3.6.** Bodemligging nabij Zürich voor SWAN-berekeningen in 1999.

De berekeningen zijn uitgevoerd met SWAN versie 30.62, op een grid van 20 \* 20 m, genest in grovere grids van 100 \* 100 m. Per uitvoerpunt worden de waterstand en de waterdiepte vermeld, waaruit de bodemdiepte volgt. De gebruikte bodemconfiguratie is weergegeven in figuur 3.6. De gegeven rekenresultaten zijn berekend bij de windrichting 315 graden (NW).

De parameterwaarden in de tabel zijn lineair geïnterpoleerde waarden, tussen de standaardwaarden waarmee gerekend is voor de waterstand en de windsnelheid: voor de waterstand is geïnterpoleerd tussen de standen NAP +1 en +3 m, of +3 en +5 m. In figuur 3.6 staat: wst NAP + 2m. Dit is de (toevallige) waterstand van de berekening waaraan de kaart is ontleend, maar niet het gebruikte referentievlak. De gegeven kleurcode met bodemhoogten is t.o.v. NAP! Voor de windsnelheid is lineair geïnterpoleerd tussen de gebruikte "windklassen" 4 (90% van de waarde bij 22 m/s) en 5 (10% van de waarde bij 12 m/s). Dat wil zeggen dat de windsnelheid van de geïnterpoleerde berekening 21 m is nabij de Friese kust. Het gebruikte (stationaire) windveld heeft echter een ruimtelijk verloop van Texel/Vlieland tot de Friese kust van ca. 3 m/s, zodat bijvoorbeeld de bijbehorende windsnelheid op Terschelling ca. 23 m/s is.

punt	windsn	w'stand	windri	x	y	diepte	Hs m	Tm-1,0 s	Tm02 s	Tp s	golfri	Tpb s	Tpeq s	Tpbeq s
303	21 m/s	2	315	154892	569358	2.85	<b>1.00</b>	3.36	2.57	<b>3.93</b>	313.0	3.81	3.93	3.81
303	21 m/s	2.5	315	154892	569358	3.35	<b>1.14</b>	3.62	2.80	<b>4.25</b>	312.1	4.07	4.25	4.07
303	21 m/s	3	315	154892	569358	3.85	<b>1.28</b>	3.88	3.02	<b>4.56</b>	311.1	4.33	4.56	4.33
303	21 m/s	3.5	315	154892	569358	4.35	<b>1.41</b>	4.03	3.15	<b>4.84</b>	310.9	4.51	4.71	4.53
303	21 m/s	3.7	315	154892	569358	4.55	<b>1.45</b>	4.09	3.20	<b>4.95</b>	310.8	4.58	4.76	4.60
304	21 m/s	2	315	155106	569486	3.20	<b>0.97</b>	3.36	2.58	<b>3.93</b>	311.1	3.74	3.93	3.74
304	21 m/s	2.5	315	155106	569486	3.70	<b>1.11</b>	3.62	2.78	<b>4.25</b>	310.6	4.03	4.25	4.03
304	21 m/s	3	315	155106	569486	4.20	<b>1.24</b>	3.88	2.99	<b>4.56</b>	310.1	4.32	4.56	4.32
304	21 m/s	3.5	315	155106	569486	4.70	<b>1.37</b>	4.02	3.11	<b>4.84</b>	310.1	4.49	4.71	4.51
304	21 m/s	3.7	315	155106	569486	4.90	<b>1.42</b>	4.08	3.16	<b>4.95</b>	310.1	4.56	4.76	4.58
314	21 m/s	2	315	156149	570746	2.57	<b>0.91</b>	3.15	2.39	<b>3.64</b>	309.8	3.51	3.61	3.51
314	21 m/s	2.5	315	156149	570746	3.07	<b>1.06</b>	3.46	2.65	<b>4.10</b>	308.9	3.87	4.08	3.87
314	21 m/s	3	315	156149	570746	3.57	<b>1.22</b>	3.78	2.90	<b>4.56</b>	308.0	4.23	4.56	4.23
314	21 m/s	3.5	315	156149	570746	4.07	<b>1.34</b>	3.95	3.05	<b>4.82</b>	307.6	4.42	4.71	4.45
314	21 m/s	3.7	315	156149	570746	4.27	<b>1.39</b>	4.01	3.11	<b>4.93</b>	307.4	4.50	4.77	4.53
315	21 m/s	2	315	156191	570967	2.69	<b>0.89</b>	3.14	2.38	<b>3.64</b>	310.9	3.51	3.61	3.51
315	21 m/s	2.5	315	156191	570967	3.19	<b>1.05</b>	3.44	2.62	<b>4.10</b>	309.9	3.86	4.08	3.86
315	21 m/s	3	315	156191	570967	3.69	<b>1.20</b>	3.74	2.86	<b>4.56</b>	309.0	4.21	4.56	4.21
315	21 m/s	3.5	315	156191	570967	4.19	<b>1.33</b>	3.92	3.01	<b>4.82</b>	308.6	4.40	4.71	4.42
315	21 m/s	3.7	315	156191	570967	4.39	<b>1.38</b>	3.99	3.07	<b>4.93</b>	308.4	4.48	4.77	4.51

**Tabel 3.3.** Met SWAN in 1999 berekende golfcondities voor 4 punten nabij Zürich

Zowel de schadelocatie als de vier uitvoerpunten zijn in figuur 3.5 gegeven. De dieptes in tabel 3.3 horen bij een waterstand van NAP +2 m. Ten opzichte van NAP ligt de bodem bij de berekeningen tussen NAP -0,57 m en NAP -1,2 m. Deze bodem ligt iets hoger dan de bodem in 1976 die ongeveer op NAP -1,3 m lag. De golfcondities zullen in de berekening mogelijk iets onderschat zijn, want de golfhoogte hangt af van de waterdiepte.

Het blijkt dat van zuid naar noord de golfcondities iets afnemen. De schadelocatie ligt tussen punten 304 en 314 in. Daarom wordt een gemiddelde waarde voor de schadelocatie genomen en worden de volgende golfcondities voor de storm in 1976 gevonden:

waterstand	golfhoogte	piekperiode
NAP m	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>p</sub> (s)
2,0	0,94	3,8
2,5	1,09	4,2
3,0	1,23	4,6
3,5	1,36	4,8
3,7	1,41	4,9



Deze gegevens worden in het volgende hoofdstuk gebruikt om een  $H_s/\Delta D_{n50-\xi_{op}}$  punt te berekenen.

### 3.3 Dijk Enkhuizen – Hoorn

Voor het dijktraject Enkhuizen – Hoorn zijn de stormen van belang die zijn opgetreden na de vorming van het Markermeer door de bouw van de dijk Enkhuizen – Lelystad in 1976. Getracht is te achterhalen wat de extreme condities geweest zijn na deze afsluiting op de bekledingen van Noorse steen langs het Markermeer.

Uitgangspunt voor de generatie van gegevens over in het verleden opgetreden extreme condities is dat deze condities gepaard gaan met extreme windsnelheden. De extreme winden zorgen voor golfgroei. Bovendien zorgt de extreme wind met name bij locaties dicht bij de Houtribdijk voor opstuwing van het water. Het water kan hier niet weg als gevolg van de blokkade door de dijk Enkhuizen – Lelystad bij windrichtingen tussen oost en zuid-west, waardoor het omhoog komt. Gezocht is derhalve naar deze extreme windgegevens. Deze zijn gevonden op de internetsite van het KNMI ([www.knmi.nl](http://www.knmi.nl)).

Op de internetpagina van het KNMI zijn windgegevens geselecteerd van een viertal weerstations. Deze stations zijn alle gelegen rond het Markermeer en leveren onder andere windgegevens per uur op alle data waarop gemeten is. Onderstaand is in tabel 3.4 aangegeven van welke periodes per station gegevens bekend zijn. De gegevens die vanuit deze bron bekend zijn, zijn onder andere het uurgemiddelde van de windsnelheid in m/s en de windrichting in graden ten opzichte van noord.

Station	van	tot
Houtribdijk (nabij Lelystad)	01-01-1977	17-01-1995
Lelystad-haven	21-05-1953	29-03-1981
Wijdenes	10-08-1994	01-01-2003
Berkhout	22-03-1999	01-01-2003

**Tabel 3.4.** Bekende windgegevens

De kust langs het Markermeer tussen Enkhuizen en Hoorn loopt deels noord – zuid en vervolgens oost – west. Door deze oriëntering wordt de grootste belasting verwacht bij extreme stormen vanuit richtingen tussen oost ( $90^\circ$  t.o.v. N) en zuid-west ( $225^\circ$  t.o.v. N). Uit oostelijke richtingen zijn dit over het algemeen niet de zwaarste stormen.

Uit de beschikbare gegevens zijn de zwaarste condities geselecteerd op basis van de hoogste uurgemiddelde windsnelheden. Als criterium is in eerste instantie een windsnelheid hoger dan 17,2 m/s gehanteerd. Dit komt overeen met windkrachten hoger dan 8 Beaufort. Op basis van deze selectie bleken bij het station Berkhout geen gegevens gemeten te zijn met uurgemiddelde windsnelheden boven 17,2 m/s.

Gedurende de periode 1976 tot 2003 zijn er 40 dagen geweest waarbij minimaal 1 uurgemiddelde boven 17,2 m/s uit kwam. Hierbij is uitgegaan van de hoogste waarneming over de vier meetstations<sup>1</sup>.

In de periode tussen 1976 en heden is op 25 februari 1990 de hoogste windsnelheid gemeten met een windrichting tussen oost en zuid-west. De windsnelheid, gemeten bij station Houtribdijk, bedroeg destijds 24,7 m/s (uurgemiddelde), wat overeenkomt met windkracht 10. De windrichting was 220°.

Naast de windgegevens zijn tevens gegevens omtrent de waterstand van belang voor de bepaling van de in het verleden opgetreden hydraulische condities. In de database van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat WATERSTAT zijn waterstandsgegevens opgenomen van de locatie Krabbersgat-zuid. Deze locatie ligt dicht bij Enkhuizen in het Markermeer. De database is te benaderen vanaf de internetsite:

<http://ds122.xs4all.nl/waterstat/applicatie/wslnetApp.asp>

De periode waarover gemeten is ligt tussen 1977 en 2003. Per jaar is de meest extreme waterstand opgenomen in de database. Uit deze database zijn extremen geselecteerd met waterstanden boven NAP +0,25 m. Deze waterstand ligt net boven de bij de dijk Enkhuizen – Hoorn veelal aanwezige plasberm rondom NAP.

Bij de extreme waterstand per jaar is tevens de dag waarop deze waterstand gemeten is opgenomen. Deze gegevens zijn gecombineerd met de extreme windgegevens. Op basis hiervan is een lijstje gegenereerd van een 10-tal stormen, zie tabel 3.5.

datum	windrichting t.o.v. Noord °	Windsnelheid (m/s)	Waterstand Krabbergat zuid (m + NAP)
24-12-1977	220	23,4	0,34
19-12-1982	180	20,5	0,30
12-05-1983	200	18,5	0,62
13-01-1984	210	20,9	0,42
27-03-1987	220	17,9	0,45
25-01-1990	220	23,4	0,70
08-01-1991	210	19,0	0,34
13-01-1993	220	19,0	0,37
01-04-1994	220	19,0	0,55
25-02-2002	220	19,1	0,40

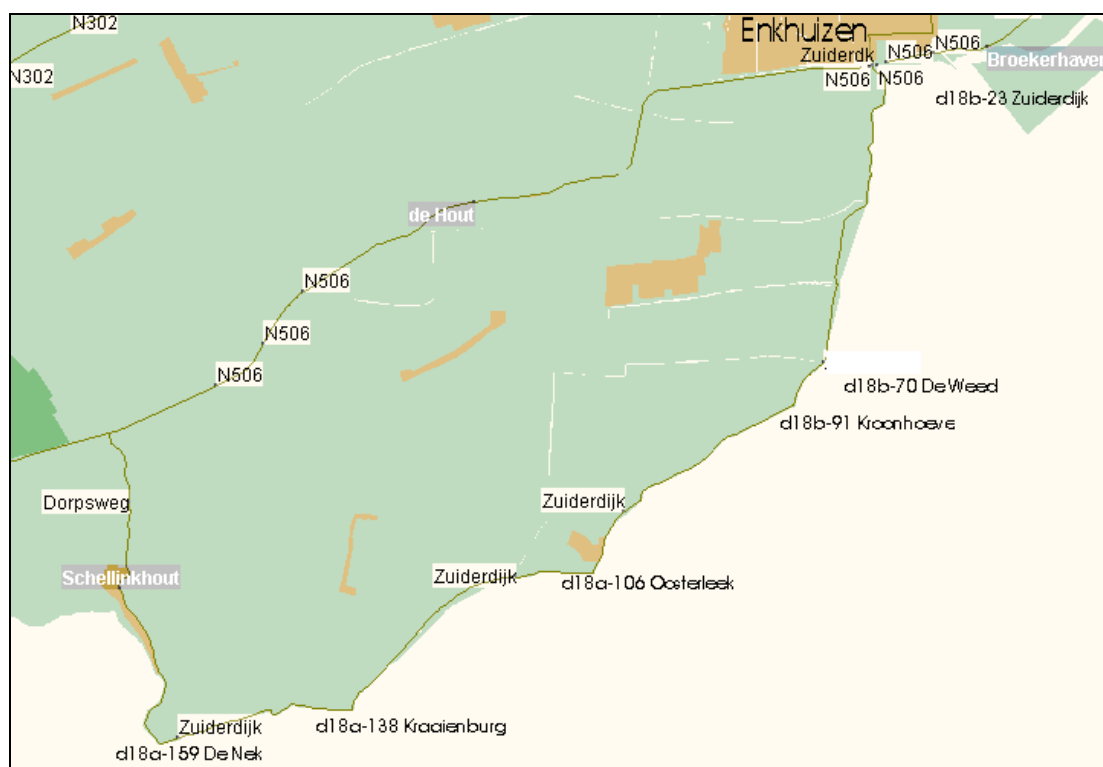
Uit de tabel blijkt dat 6 stormen dezelfde windrichting hebben met een verschillende waterstand nabij Krabbersgat. Uit deze 6 stormen zijn de 2 uitersten en een gemiddelde geselecteerd. Dit betekent dat alleen van 24-12-1977, 27-03-1987 en 25-01-1990 de golfgegevens verder zijn verzameld. De laatste 3 stormen zullen waarschijnlijk minder extreme golfvoorwaarden hebben gegenereerd dan de geselecteerde.

Er zijn 2 stormen met een windrichting 210°. De waterstanden verschilden dermate weinig dat de storm van 08-01-1991 ook uit de lijst met stormen, waarvan bij RIZA de golfgegevens zijn bepaald, is gehaald. Uiteindelijk bleven 6 stormen over (eerste 6 van de tabel) waarvan de golfgegevens en de waterstanden zijn opgevraagd vanuit de Hydra-M database.

**Tabel 3.5.** Geselecteerde stormdata

<sup>1</sup> Het komt voor dat op een bepaalde dag bijvoorbeeld station Houtribdijk een waarde boven 17,2 m/s geeft terwijl station Lelystad een waarde onder 17,2 m/s weergeeft en andersom.

Op de dijk tussen Enkhuizen en Hoorn zijn meerdere locaties aanwezig met Noorse steen op het talud. Uit een bestand van Hoogheemraadschap Noord Hollands Noorderkwartier (toets\_d018\_aangepast\_mc.xls) zijn vakken geselecteerd met een ongunstige ligging. De meest extreme windsnelheden hebben zich volgens tabel 3.5 voorgedaan bij windrichtingen groter dan  $180^\circ$ . Gekozen is voor een maximale windrichting van  $225^\circ$ . Windrichtingen groter dan  $225^\circ$  komen over land en genereren derhalve geen golven dicht onder de kust. Gezocht is derhalve naar dijknormaal-oriëntaties rond deze richtingen ( $145 - 230^\circ$ ). In figuur 3.7 en tabel 3.6 staan de geselecteerde locaties weergegeven.



**Figuur 3.7.** Overzicht geselecteerde locaties

Locatie	Van hm	Tot hm	Oriëntatie <sup>o</sup> tov N	Uitvoerpunt Hydra M
d18b – 23 Zuiderdijk	20	23	157	02 Zuiderdijk
d18b – 70 De Weed	68	71	145	05B De Weed midden
d18b – 91 Kroonhoeve	74	82	158	06A Kroonhoeve noord
d18a – 106 Oosterleek	105	110	185	07B Oosterleek zuid
d18a – 138 Kraaienburg	135	144	185	09A Zuideruitweg
d18a – 159 De Nek	159	161	230	10A De Nek Oost

**Tabel 3.6.** Locaties met bekleding Noorse steen en meest ongunstige oriëntatie

Op basis van de genoemde storm- en locatiegegevens is door RIZA gekeken in de in paragraaf 3.1 genoemde database naar de opgetreden hydraulische condities ter plaatse van de uitvoerpunten van Hydra-M nabij de geselecteerde dijklocaties. In tabel 3.7 staat het resultaat weergegeven. De uitvoerpunten zijn steeds enkele honderden meters vóór de dijk zelf. Een eventuele vooroever tussen het uitvoerpunt en de dijk is in de golfcondities in tabel 3.7 niet meegenomen.

		L02 Zuiderdijk				hm 20				
Storm	datum	Hs [m]	Tp [s]	Golf- richting [° tov N]	Waterstand locatie [m + NAP]	Waterstand nabij Krabbegat (L01) [m + NAP]	Windsnelheid Schiphol [m/s]	Windrichting Schiphol [° tov N]	Opmerking	
s1	24-12-1977	0,87	4,70	207,2	0,26	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	0,88	4,52	187,9	0,10	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	0,76	4,05	170,7	-0,01	-0,02	11,4	170		
		0,70	4,35	205,2	0,19	0,21	18,4	230	uur later dan vorige	
s4	13-1-1984	0,84	4,43	187,7	0,12	0,12	15,4	200		
		0,78	4,55	198,9	0,24	0,25	18,7	220	6 uur later dan vorige	
		0,72	4,41	212,8	0,22	0,22	21,0	240	uur later dan vorige	
s5	27-3-1987	0,93	4,63	188,2	0,14	0,14	17,7	200		
		0,85	4,69	206,9	0,30	0,32	22,6	230	3 uur later dan vorige	
s6	25-1-1990	1,09	4,63	215,5	0,64	0,66	26,3	230		
		L05B De Weed midden				hm 70				
s1	24-12-1977	1,06	5,13	203,3	0,08	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	1,03	4,68	189,4	0,00	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	0,90	4,20	170,4	-0,05	-0,02	11,4	170		
		0,88	4,77	203,5	0,09	0,21	18,4	230	uur later dan vorige	
s4	13-1-1984	0,99	4,83	199,3	0,12	0,12	18,7	220		
		0,86	5,07	208,0	0,10	0,25	21,0	240	5 uur later dan vorige	
s5	27-3-1987	1,09	4,82	189,6	0,02	0,14	17,7	200		
		1,02	5,15	204,3	0,14	0,32	22,6	230	3 uur later dan vorige	
s6	25-1-1990	1,17	5,45	207,5	0,41	0,66	26,3	230		
		1,25	5,34	200,5	0,40	0,61	24,7	220	uur later dan vorige	
		1,21	5,32	212,0	0,47	0,60	28,0	240	uur later dan vorige	
		L06A Kroonhoeve noord				hm 80				
s1	24-12-1977	1,11	5,10	204,6	0,02	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	1,06	4,68	189,7	-0,03	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	0,93	4,74	204,4	0,05	0,21	18,4	230		
s4	13-1-1984	1,05	4,66	195,4	0,05	0,20	17,2	210		
		1,04	4,81	200,4	0,08	0,12	18,7	220	5 uur later dan vorige	
s5	27-3-1987	1,12	4,82	189,7	-0,02	0,14	17,7	200		
		1,07	5,11	205,9	0,07	0,32	22,6	230	3 uur later dan vorige	
s6	25-1-1990	1,18	5,44	211,7	0,24	0,66	26,3	230		
		1,30	5,33	200,9	0,34	0,61	24,7	220	uur later dan vorige	
		1,17	5,15	213,8	0,37	0,60	28,0	240	uur later dan vorige	
		L07B Oosterleek zuid				hm 108				
s1	24-12-1977	1,19	5,15	211,3	-0,06	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	1,11	4,64	190,6	-0,06	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	1,03	4,69	210,6	0,00	0,21	18,4	230		
s4	13-1-1984	1,12	4,61	198,4	0,01	0,20	17,2	210		
		1,13	4,76	204,9	0,03	0,12	18,7	220	5 uur later dan vorige	
s5	27-3-1987	1,17	4,78	190,6	-0,05	0,14	17,7	200		
		1,19	5,06	211,6	0,00	0,32	22,6	230	3 uur later dan vorige	
s6	25-1-1990	1,37	5,14	215,8	0,18	0,66	26,3	230		
		1,39	5,30	205,3	0,25	0,61	24,7	220	uur later dan vorige	
		1,31	5,39	219,9	0,27	0,60	28,0	240	uur later dan vorige	
		L09A Zuideruitweg				hm 140				
s1	24-12-1977	1,28	4,91	222,2	-0,20	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	1,12	5,54	191,3	-0,10	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	1,13	4,53	218,2	-0,06	0,21	18,4	230		
s4	13-1-1984	1,15	4,48	201,2	-0,04	0,20	17,2	210		
		1,19	4,61	209,8	-0,04	0,12	18,7	220	5 uur later dan vorige	
s5	27-3-1987	1,18	4,68	191,5	-0,10	0,14	17,7	200		
		1,29	4,90	219,4	-0,11	0,32	22,6	230	3 uur later dan vorige	
s6	25-1-1990	1,49	5,18	219,5	-0,03	0,66	26,3	230		
		1,45	5,12	212,5	0,13	0,61	24,7	220	uur later dan vorige	
		1,41	5,13	229,3	0,03	0,60	28,0	240	uur later dan vorige	
		L10A De Nek oost				hm 160				
s1	24-12-1977	1,29	4,75	219,9	-0,22	0,27	23,5	230		
s2	19-12-1982	1,07	4,44	189,5	-0,11	0,10	16,4	200		
s3	12-5-1983	1,10	4,35	220,3	-0,09	0,21	18,4	230		

Tabel 3.7. Gegeneerde golfgegevens

## 4 $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$ grafieken

### 4.1 Bewezen sterkte versus toetsen

Het ligt voor de hand om bij deze studie naar bewezen sterkte eerst bestaande gegevens zoveel mogelijk te verzamelen, voordat in detail nog zaken verder worden onderzocht. De bestaande gegevens hebben vaak betrekking op gegevens die bij de toetsingronde, of als voorbereiding daarop, zijn verzameld. De gegevens zijn dus verzameld om mee te toetsen en niet om te bewijzen dat iets daadwerkelijk is gebeurd. Het betekent dat op een verschillende manier naar gegevens wordt gekeken.

Bij toetsing is de procedure dat van grof naar fijn wordt gewerkt: eerst eenvoudig toetsen, dan gedetailleerd en uiteindelijk, als nog geen eindoordeel is gegeven, geavanceerd. Bij eenvoudig toetsen gaat men van conservatieve aannamen uit, zoals bijvoorbeeld het niet meenemen van een voorland (dus een te grote golfhoogte), of een situatie waarbij de toetsgolfhoogte voor alle waterstanden geldt, ook al is dit fysisch niet mogelijk. Als immers voor deze conservatieve aannamen de constructie of het constructieonderdeel al kan worden goedgekeurd, dan is de toets klaar. Is dit niet het geval, dan zal meer gedetailleerd moeten worden gekeken.

Bij bewezen sterkte gaat het ook om conservatief inschatten, maar dan van de andere kant. Je mag de opgetreden situatie niet erger inschatten dan hij is geweest. Dit betekent dat inschatten van de opgetreden golfhoogte aan de voorzichtige kant moet zijn. En ook dat de werkelijke steendiameter goed moet worden ingeschat en zeker niet te klein, zoals mogelijk wel bij toetsen wordt gedaan.

In dit hoofdstuk worden een schadegeval (Zürich) en niet-schadegevallen (Hoorn – Enkhuizen) vergeleken met opgetreden belastingen. Bij Zürich gaat het om één locatie en één storm. Daarom wordt hier direct zoveel mogelijk in detail (met informatie van de opgemeten steendiameters) naar de situatie gekeken.

Bij de dijk Hoorn – Enkhuizen is een zestal locaties geselecteerd en ook een zestal stormen. Deze grotere hoeveelheid informatie wordt eerst verwerkt met de aanwezige gegevens. Op basis van de uitkomsten is later in de studie besloten extra gegevens in te winnen, zowel wat betreft de werkelijke steendiameters als het profiel van de dijk met het voorland. Deze gegevens zijn in een tweede fase verwerkt. Er is voor gekozen om de eerste fase in dit rapport te laten staan en niet te vervangen door de latere, meer gedetailleerde, uitwerking. Hiermee wordt inzicht verkregen in de verschillen tussen een eerste “snelle” aanpak en een meer gedetailleerde uitwerking.

### 4.2 Schadelocatie bij Zürich

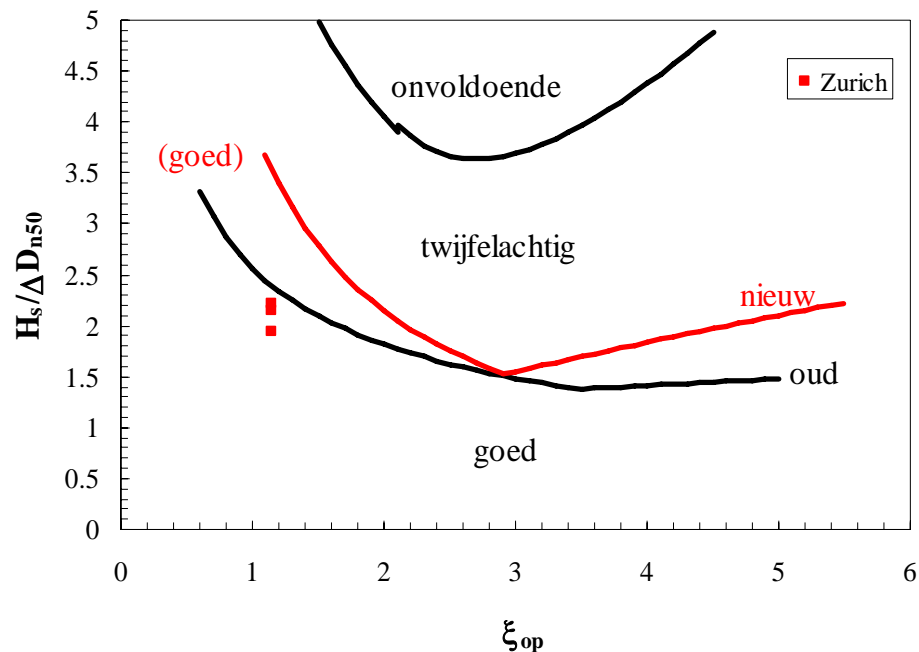
De steen die kantelde bevond zich op een hoogte van NAP +2,7 m. De bovenafmetingen waren 0,6 x 1,0 m of 0,75 x 0,55 m. In ieder geval was het een grote steen, behoorlijk groter dan het gemiddelde van de stenen rondom deze steen. Het talud was 1:4,5. De steen zal mogelijk gekanteld zijn bij waterstanden rondom of iets hoger dan de locatie van de steen. Voor de drie hoogste waterstanden die zijn bekeken zijn de volgende golfcondities in hoofdstuk 3 berekend:

waterstand	golfhoogte	piekperiode
NAP m	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)
3,0	1,23	4,6
3,5	1,36	4,8
3,7	1,41	4,9

In paragraaf 2.2 is op basis van het opmeten van stenen rondom de schadelocatie vastgesteld dat de nominale diameter  $D_{n50} = 0,38$  m of  $0,40$  m, afhankelijk van welk van de twee nog rechtop staande stenen wordt beschouwd. In deze studie naar bewezen sterkte wordt van de grootste diameter uitgegaan, dus van  $D_{n50} = 0,40$  m. Verder is aangenomen dat de massadichtheid van de steen  $2650 \text{ kg/m}^3$  bedraagt en de massadichtheid van zeewater  $1030 \text{ kg/m}^3$ . Samen met de golfgegevens levert dit de  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$  waarden:

waterstand	$\xi_{op}$	$H_s/\Delta D_{n50}$
NAP m		
3,0	1,15	1,94
3,5	1,14	2,14
3,7	1,15	2,22

Deze waarden zijn in figuur 4.1 gezet, tezamen met de oude en nieuw voorgestelde toetslijn voor Noorse steen (Infram, 2004). De oude lijn is voor "begin van schade" bij een dubbele laag losgestorte breuksteen. De nieuwe voorgestelde lijn is vastgesteld op basis van "begin van schade" aan een enkele laag goed geplaatste, maar niet gezette, breuksteen. Verondersteld wordt dat een gezette enkele laag breuksteen, wat een Noorse steenbekleding eigenlijk is, stabiel is dan een goedgeplaatste enkele laag breuksteen.



**Figuur 4.1.** Schade bij Zürich in een  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$  grafiek.

De eerste conclusie is dat de punten beneden de lijn liggen die geldt voor losgestorte breuksteen. Alleen voor de hoogste waterstand met bijbehorende golfhoogte komt het punt

vrijwel op de lijn te liggen. Dit is natuurlijk verbazingwekkend, want die lijn wordt als een echte ondergrens gezien. In eerste instantie werd verwacht dat het punt in de buurt van de nieuwe toetslijn zou komen te liggen, want ook die wordt als een ondergrens gezien.

Maar waar zijn dan fouten gemaakt? De taludhelling zou redelijk goed moeten zijn. Een iets steiler talud zou de punten iets naar rechts brengen, maar nog steeds in de buurt van de lijn voor losgestorte breuksteen.

De steendiameters op de schadelocatie zijn opgemeten en herleid tot een nominale diameter volgens de door Infram ontwikkelde methode (Infram, 2004). Omdat de stenen met beton waren ingegoten kon de werkelijke hoogte van de steen (of de laagdikte) niet worden opgemeten. Deze hoogte is op basis van de resultaten van de uitbreekproef ten noorden van Harlingen geschat op 0,55 m. Het is mogelijk, maar niet echt waarschijnlijk, dat de hoogte kleiner is dan 0,55 m. Om de punten in de buurt van de nieuwe toetslijn in figuur 4.1 te krijgen, moet een diameter worden aangehouden die bijna tweemaal zo klein is dan de nu aangehouden waarde van 0,4 m. En dat is beslist een irreële aanname. Geconcludeerd kan worden dat juist de steendiameter redelijk goed is aangenomen. Daarbij komt nog dat de steen die tijdens de storm is gekanteld juist een (erg) grote steen was.

De berekende golfcondities zijn niet erg hoog. Vergelijkbare omstandigheden op het Markermeer leveren golfhoogtes die hoger zijn dan op de Waddenzee bij de dijk van Zürich. Mogelijk heeft een te hoge bodemligging in de SWAN-berekeningen een invloed op de golfhoogte, maar bij een waterstand hoger dan NAP +3,0 m zou dat niet al teveel mogen uitmaken. Maar hier zou wel een bijstelling gemaakt kunnen worden, want in paragraaf 3.2 en bij vergelijking van figuren 3.4 en 3.5 met figuur 3.6 komt naar voren dat de SWAN-berekeningen zijn uitgevoerd met een bodemligging die minstens een meter hoger ligt dan bij de situatie in 1976. Overigens zijn de SWAN-berekeningen ook niet uitgevoerd met de bedoeling om de situatie van 1976 na te rekenen. Een hogere golfhoogte zou wel de punten in figuur 4.1 iets omhoog brengen, maar nog zeker niet in de buurt van de voorgestelde toetslijn.

In De Raad (1993) wordt geschreven: "... bereikt het water die zaterdagavond al om negen uur de angstaanjagende hoogte van 3,69 m +NAP, met een hoogste golfoploop van 7,25 m +NAP". Deze golfoploop wordt "bij Zürich" gemeten. Dit betekent een hoogste golfoploop van 3,56 m boven de waterstand.

Met dit gegeven zou mogelijk iets gezegd kunnen worden over de bijbehorende golfhoogte. De SWAN-berekeningen geven voor de drie hier gegeven condities een golfsteilheid van  $s_{op} = 0.037$ . De taludhelling is ongeveer 1:4,5. Dit geeft een brekerparameter van  $\xi_{op} = 1,15$ . De oplooppformule voor een flauw talud met gebruik van de piekperiode is  $z_{2\%}/H_s = 1,5 \xi_{op}$ . Als wordt aangenomen dat de "hoogste golfoploop" niet veel van de 2%-waarde afwijkt, dan wordt een golfhoogte van  $H_s = 2,06$  m gevonden. Dit is veel hoger dan de door SWAN berekende golfhoogte van 1,4 m. Overigens is de 2%-golfoploop gelijkstellen aan de "hoogste oploop" geen conservatieve aanname. De hoogste oploop kan best 10%-20% hoger zijn dan de 2%-golfoploop. Dit zou ook de golfhoogte met 10%-20% verlagen. Aan de andere kant geldt de formule voor een volledig glad talud, wat Noorse steen natuurlijk niet is. Een factor voor de ruwheid van  $\gamma_f = 0,8 - 0,9$  leidt tot 10%-20% grotere golfhoogten.



Alles bij elkaar genomen is het best mogelijk dat de golfhoogte door de SWAN-berekeningen is onderschat. Een andere reden om dit denken is dat de uurgemiddelde windsnelheid van 21 m/s niet erg hoog is, terwijl de 1976 storm een zeer zware storm is geweest “met windkracht 11 – 12 Beaufort”. Bij het vaststellen van de ontwerprandvoorwaarden voor de nieuwe waterkering in Harlingen is ook de database gebruikt van SWAN-berekeningen. Hier is de werkelijke windsnelheid met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar verhoogd met een factor 1,12 voor verrekening van de terreinruwheid. In de onderhavige studie is dit niet gebeurd. Een aanname voor de windsnelheid van 24 m/s voor de SWAN-database zou misschien juist zijn.

Door een hogere bodemligging bij de SWAN-berekeningen dan in 1976 en een mogelijk te laag aangehouden windsnelheid, is het aannemelijk dat de golfhoogte te laag is ingeschat. De vergelijking met gemeten hoogste golfoploop bevestigen dit. De onderschatting zou 10-20% kunnen zijn. Maar ook zo'n correctie brengt de punten in figuur 4.1 niet op de nieuwe toetslijn. Geconcludeerd moet worden dat dit  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$ -punt zich altijd beneden de nieuwe toetslijn in figuur 4.1 zal bevinden.

Aan de andere kant kan ook het schadegeval zelf nog eens worden beoordeeld. Door golfwerking is in 1976 één steen, en een grote steen, in het talud omhoog gekomen en is rechtop gaan staan. Verder is er niets aan het talud gebeurd. De golfaanval is niet bij machte geweest de steen uit het talud te lichten. Het is zelfs zo dat na de storm men de steen niet terug in het talud kon plaatsen. Dit is de reden waarom de steen rechtop is blijven staan toen men het talud met beton heeft ingegoten. De vraag kan worden gesteld of we hier daadwerkelijk wel met een echt schadegeval te maken hebben.

Bovenstaande vraagpunten leiden tot de conclusie dat dit geval van “bewezen sterkte” met boven omschreven gegevens niet een validatie kan geven van de nieuwe toetslijn voor Noorse steen. Een nauwkeuriger vaststelling van de golfhoogte middels een betere hindcast van de storm zou mogelijk wel hogere punten in Figuur 4.1 kunnen opleveren. In paragraaf 4.6 wordt hier nader op ingegaan.

### 4.3 Dijk Enkhuizen – Hoorn. Uitwerking met bestaande gegevens

In paragraaf 3.3 zijn hydraulische gegevens bepaald voor zware stormen uit het verleden (tabel 3.7) voor een aantal dijkvakken op het traject Enkhuizen – Hoorn. In deze paragraaf wordt met de bestaande gegevens van de dijkvakken een  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$  grafiek gemaakt. In tabel 4.1 is de diameter van de aanwezige Noorse stenen en de taludhelling waaronder de Noorse stenen liggen opgenomen. De gegevens zijn afkomstig uit het genoemde Excel-bestand “toets\_d018\_aangepast\_mc.xls” van het Hoogheemraadschap. Ter plaatse van d18b-70 zijn de waarden aangevuld met gegevens door Infram gegenereerd binnen het onderzoek naar de verbetering van de toetsmethode Noorse steen (Infram 2004).

Door Arcadis is in opdracht van het Hoogheemraadschap in maart 2004 een onderzoek uitgevoerd naar de karakteristieke waarden van de steendiameters op de Zuiderdijk tussen Enkhuizen en Hoorn. Hierbij zijn op 7 locaties metingen uitgevoerd. Per locatie zijn tussen de waterlijn en de bovenzijde van de steenbekleding over een breedte van 1,20 meter de diameters van de stenen bepaald. Naast de afmetingen van de stenen is tevens ter indicatie het soortelijk gewicht bepaald (steekproef 6 stenen). Geconcludeerd wordt in dit onderzoek dat



op basis van de bepaalde waarden het soortelijk gewicht van de Noorse stenen niet hoger dan 2.550 kg/m<sup>3</sup> kan worden gesteld. In het onderzoek Infram 2004 is ook het soortelijk gewicht bepaald van Noorse steen (steekproef 10 stenen). Hierin wordt geconcludeerd dat het soortelijk gewicht redelijk constant is en dat deze varieert tussen 2.600 en 2.700 kg/m<sup>3</sup>. Het gemiddelde is 2.650 kg/m<sup>3</sup> genomen. Van deze waarde wordt in het vervolg uitgegaan in dit onderzoek.

Voor het bepalen van de diameter is in Arcadis 2004 de relatie tussen de gemeten diameter ( $D_x$ ) en de rekenwaarde ( $D_{nx}$ ):  $D_{nx} = 0.84 \cdot D_x$  volgens het Technisch Rapport Steenzettingen gehanteerd. De gemeten diameter  $D_x$  is bepaald middels de formule  $(l.b.h)^{1/3}$ . Op 2 van de 6 locaties die in paragraaf 3.3 gekozen zijn is door Arcadis gemeten: bij dijkpaal 78 en 106. Ook bij dijkpaal 72 is gemeten. Deze locatie ligt dermate dicht bij de in paragraaf 3.3 geselecteerde locatie "d18b-70 De Weed" dat deze waarden zijn toegepast voor dit dijkvak. Onderstaand staan in tabel 4.1 de zo verkregen gegevens opgesomd.

Locatie	Taludhelling	Steendiameter (m)			
		Bron:	Steentoets (HHNN)	Infram 2004	Arcadis 2004
		tan $\alpha$ (-)	$D_{n50}$	$D_{n50}$	$D_{50}$ $D_{n50}$
d18b – 23 Zuiderdijk		0,33	<b>0,35</b>		
d18b – 70 De Weed		0,36	0,35	0,40	<b>0,38</b> 0,32
d18b – 91 Kroonhoeve		0,35	0,35		<b>0,30</b> 0,25
d18a – 106 Oosterleek		0,41	0,35		<b>0,33</b> 0,28
d18a – 138 Kraaienburg		0,37	<b>0,35</b>		
d18a – 159 De Nek		0,35	<b>0,45</b>		

**Tabel 4.1.** Bekende steengegevens

De steendiameters uit het onderzoek van Arcadis zijn representatief voor het gehele talud. De hoogte van de stenen varieert over het talud. Onderin zijn grotere stenen geplaatst en verder naar boven worden de stenen kleiner (Infram 2004). De in paragraaf 3.3 geselecteerde stormen kenden waterstanden van maximaal 0,7 m + NAP. De zwaarste belasting zal derhalve op het onderste deel van het talud hebben plaatsgevonden, waar de grotere stenen zich bevinden. De waarden uit het steentoets bestand zijn aangenomen als  $D_{n50}$ . Van het Hoogheemraadschap zijn het waarschijnlijk grove schattingen geweest.

Op basis van bovenstaande is in het vervolg van dit onderzoek uitgegaan van de door Arcadis verzamelde waarden voor  $D_{50}$  in plaats van  $D_{n50}$ , als representatieve waarde voor  $D_{n50}$  voor het onderste deel van het talud. Waar geen waarde is bepaald door Arcadis is de schatting in steentoets aangehouden. De gehanteerde waarden zijn vetgedrukt weergegeven in tabel 4.1.

Van de gegenereerde gegevens met betrekking tot de opgetreden hydraulische omstandigheden en de locatiegegevens omtrent de taludhelling en nominale steendiameter van de Noorse steen kunnen de  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$  grafieken worden gemaakt. Hierbij speelt echter nog een ander effect een rol. De brekerparameter  $\xi_{op}$  is afhankelijk van de taludhelling of het profiel van de dijk. Alle dijkvakken tussen Enkhuizen en Hoorn hebben een breuksteenberm net boven NAP, zie figuur 4.2. Deze berm beïnvloedt de wijze waarop de golven breken en beïnvloeden dus de waarde van de brekerparameter. De breedte en hoogte van deze berm is niet precies bekend. Voorlopig wordt aangenomen dat deze 2 m breed is en op 0,2 m +NAP ligt.



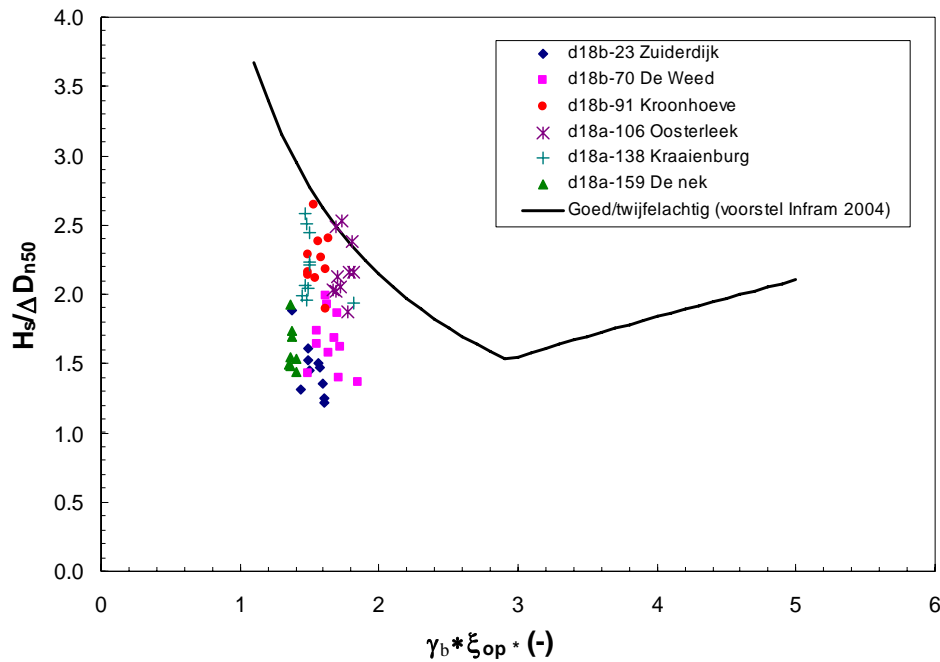
**Figuur 4.2.** Talud van Noorse steen met een breuksteenberm net boven NAP

Het effect van een berm is dat schijnbaar het talud flauwer wordt, wat betekent dat de brekerparameter eigenlijk kleiner is dan wanneer deze gebaseerd is op alleen het boventalud. De stabiliteitsrelatie is voor flauwe taluds dalend voor toenemende  $\xi_{op}$ -waarde, zie figuur 4.1 en ook de nog te bespreken figuren 4.3 en 4.4. Bij een toetsing is het conservatief als een te hoge  $\xi_{op}$ -waarde wordt aangehouden, want dan wordt op een lagere stabiliteit getoetst. Bij bewezen sterkte is dit juist andersom. Een te hoog aangehouden  $\xi_{op}$ -waarde betekent dat te snel "bewezen" wordt dat een bepaalde stabiliteit is opgetreden. Voor bewezen sterkte moet de  $\xi_{op}$ -waarde niet te hoog worden ingeschat.

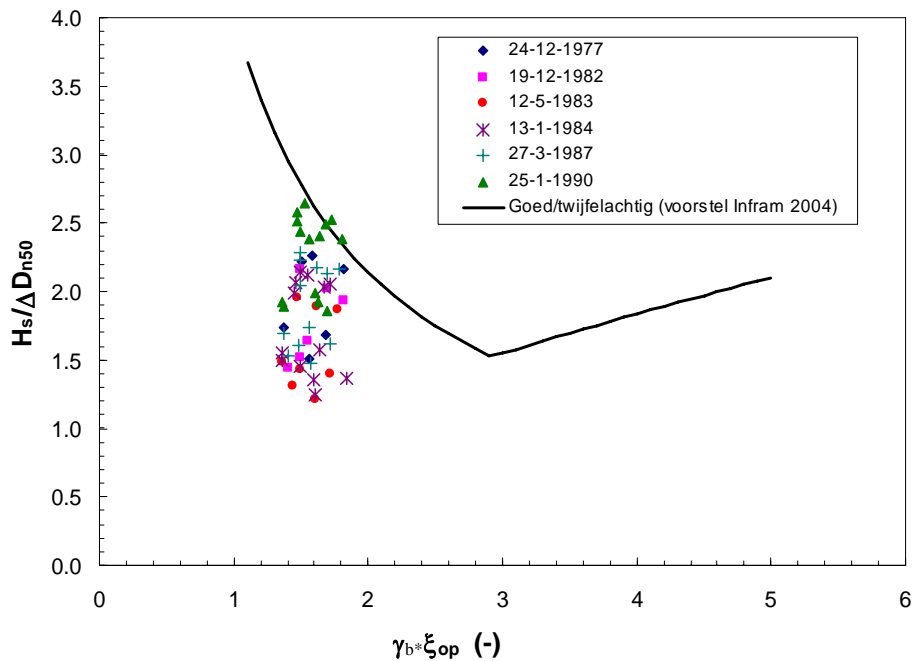
Een methode om het effect van de berm in rekening te brengen is een berekening met PC-Overslag te maken. Met dit programma kan golfloop en golfoverslag voor een willekeurig talud worden berekend. De methode voor een berm eindigt in deze berekening met een invloedsfactor  $\gamma_b$  voor deze berm. In de verdere berekening wordt dan uitgegaan van een schijnbare kleinere brekerparameter van  $\gamma_b \xi_{op}$ . Bij een aanname van een 2 m brede berm op een hoogte van 0,2 m +NAP zijn voor de verschillende locaties en stormomstandigheden berekeningen gemaakt met PC-Overslag. Hierbij is aangehouden dat het benedentalud gelijk is aan het boventalud. De  $\gamma_b$  die is gevonden ligt gemiddeld rondom de waarde 0,75 met twee uitschieters van 0,61 en 0,80. Omdat de afmetingen van de berm niet precies bekend is, wordt in het vervolg uitgegaan van een vaste waarde van  $\gamma_b = 0,75$ . Overigens zou de invloed van een berm op overslag anders kunnen zijn dan op stabiliteit van Noorse steen.

In figuur 4.3 zijn *per locatie*  $H_s/\Delta D_{n50}-\xi_{op}$ -waarden weergegeven met daarin de grens voor goed/ twijfelachtig volgens Infram, 2004. Zoals aangegeven is een soortelijk gewicht van de Noorse steen van  $2.650 \text{ kg/m}^3$  aangenomen. Het soortelijk gewicht van water is op  $1.000 \text{ kg/m}^3$  gesteld. In figuur 4.4 zijn dezelfde gegevens weergegeven, maar nu *per storm*. Het is duidelijk dat de storm in januari 1990 voor de zwaarste conditie heeft gezorgd (de groene punten in figuur 4.3) en dat in deze storm het de locaties hm 91, 108 en 138 die de hoogste  $H_s/D_{n50}$ -waarden geven (figuur 4.4).

Op basis van deze eerste berekeningen lijkt het erop dat de hoogste punten aangeven dat tot de nieuwe toetslijn in Infram (2004) inderdaad geen schade optreedt. Met andere woorden, de methode van bewezen sterkte geeft een validatie van de nieuw voorgestelde toetsmethode. Aangezien dit een belangrijke conclusie is, is in het vervolg van dit onderzoek een aantal aannamen verder met metingen onderbouwd. De volgende paragraaf behandelt dit vervolg.



**Figuur 4.3.** Stabiliteitswaarden per locatie



**Figuur 4.4.** Stabiliteitswaarden per storm

#### 4.4 Dijk Enkhuizen – Hoorn. Verdere uitwerking met nieuwe gegevens

Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier is gevraagd voor de 6 locaties dijkprofielen op te leveren en indien mogelijk iets te zeggen over de breuksteen berm en het voorland. Middels een brief van de heer R. Joosten dd 6 december 2004 zijn de gevraagde gegevens toegeleverd. Profielen zijn verkregen en peilstaten vanaf de waterlijn richting het meer, waarbij het onderwatertalud en de vooroever over de eerste 50 m gegeven zijn.

Tot slot zijn de 6 locaties bezocht en is op de juiste hoogte (0,2 – 0.5 m boven NAP) de nominale steendiameter vastgesteld door 10 stenen op te meten volgens de voorgestelde procedure in Infram (2004). Opmeting en uitwerking is gegeven in tabel 4.2.

hm 20			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
47	27	56	94
88	46	68	365
92	62	64	484
66	35	63	193
60	53	64	270
45	38	67	152
78	54	55	307
73	30	68	197
53	28	61	120
57	32	55	133
<b>M50 (kg)</b>			<b>231</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.444</b>

hm 70			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
63	56	54	252
46	36	66	145
43	26	65	96
48	36	64	147
38	23	47	54
50	31	50	103
68	43	62	240
55	35	63	161
87	40	65	300
58	33	55	139
<b>M50 (kg)</b>			<b>164</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.395</b>

hm 80			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
64	44	50	187
98	54	58	407
59	49	45	172
59	45	58	204
65	56	58	280
51	38	60	154
50	43	43	122
65	32	40	110
71	44	47	195
40	35	39	72
<b>M50 (kg)</b>			<b>190</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.416</b>

hm 108			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
52	30	52	107
30	28	50	56
52	36	46	114
75	66	59	387
62	40	51	168
77	58	62	367
54	43	60	185
63	49	50	205
66	34	60	178
45	27	56	90
<b>M50 (kg)</b>			<b>186</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.412</b>

hm 140			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
53	43	40	121
58	48	45	166
53	38	55	147
69	42	59	227
44	33	40	77
57	43	60	195
50	34	59	133
64	37	58	182
44	31	51	92
71	40	46	173
<b>M50 (kg)</b>			<b>151</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.385</b>

hm 160			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
49	32	60	125
49	34	50	110
52	45	59	183
55	42	54	165
63	55	52	239
48	39	48	119
41	33	56	100
58	34	54	141
47	46	45	129
43	33	56	105
<b>M50 (kg)</b>			<b>142</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.377</b>

Tabel 4.2. Opgemeten en uitgewerkte gegevens van de stenen

In alle gevallen, behalve voor de laatste locatie hm 160, blijkt de steen groter te zijn dan in de steentoetstabellen is aangegeven. Dit geeft duidelijk aan dat bij toetsing van een conservatieve aanname omtrent steengrootte wordt uitgegaan. De in tabel 4.2 gegeven diameters kunnen in een nieuwe stabiliteitsgrafiek worden aangehouden.

De ontvangen peilingen zijn uitgewerkt in tabel 4.3. Voor hm 20 waren geen peilingen bekend, maar dit is een erg ondiepe locatie. De metingen in tabel 4.3 beginnen op het snijpunt talud-waterlijn. Het meerpeil tijdens de peiling is aangegeven voor de afstand 0 m. Voor de eerste 5 m (globaal het benedentalud van de dijk) is de diepte om de meter gegeven, daarna de diepte om de 10 m. Dit laatste gedeelte geeft aan of er van een voorland sprake is en hoe hoog dit ligt.

afstand (m)	hm 70	hm 80	hm 108	hm 140	hm 160
0	0.2	0.2	0.2	0.12	0.2
1	0.6	0.5	0.8	0.42	-
2	0.7	0.7	1.1	0.92	1
3	0.85	0.9	1.15	0.82	1
4	1	1.2	1.2	0.92	1.2
5	1.15	1.25	1.25	1.42	1.8
10	1.35	1.45	1.5	1.72	2.2
20	1.45	1.6	1.9	2.22	2.55
30	1.45	1.75	2.25	2.62	2.9
40	1.55	2	2.5	3.02	3.2
50	1.7	2.2	2.75	3.32	3.5

**Tabel 4.3.** Dieptes in m vanaf snijpunt talud-water

Het is duidelijk in tabel 4.3 dat er van een ondiep voorland sprake is, vooral voor de hm's 70 en 80. Het voorland begint daar op een diepte van ongeveer 1.2 m –NAP en heeft een voorlandhelling van ongeveer 1:50 tot 1:100. Op locaties hm 140 en 160 begint het voorland ongeveer op 1.4 m tot 1.8 m –NAP. Daarbij wordt de helling veel steiler, namelijk ongeveer 1:25. Bij een flauwe vooroever (1:50 of flauwer) is een vuistregel dat de golfhoogte niet veel hoger kan zijn dan 0,5-0,55 maal de waterdiepte. Afhankelijk van de waterstand (0 tot 0.4 m +NAP) leidt dit bij hm 70 en hm 80 tot een maximale significante golfhoogte van hooguit 0,9 m bij de teen van de dijk. Dit is beduidend lager dan in tabel 3.7 voor de storm van 1990 is aangegeven op het uitvoerpunt van HYDRA-M. Deze locaties hoeven daarom niet verder te worden uitgewerkt.

Een steil voorlandtalud van 1:25, zoals bij hm 140 en 160, kan wel tot hogere golven leiden, terwijl ook de waterdiepte bij de teen groter is. Bij hm 108 is de waterstand iets hoger, de waterdiepte bij de teen iets kleiner en het voorland iets flauwer (ongeveer 1:30) dan bij hm 140 en 160. Maar ook deze locatie is interessant om te bekijken.

Met de methode in de Rock Manual (1992), pagina 211, is de golfhoogte bij de teen van de constructie bepaald voor deze drie locaties en wel voor de storm met de grootste golfhoogte en waterstand, zie tabel 3.7. Voor hm 108 en hm 140 was dit de storm van 15-1-1990, voor hm 160 was dit de storm van 24-12-1977. Onderstaand worden de berekende parameters per locatie gegeven. In alle drie de gevallen blijft de golfhoogte beperkt tot ongeveer 1,03 – 1,09 m. Wel blijft de golfperiode in stand, wat betekent dat de golfsteilheid afneemt en de waarde van de brekerparameter  $\xi_{op}$  zal toenemen.

**hm 108**

Voorland 1:30 teendiepte 1,25 m waterstand +0,27 m  $H_s = 1,31$  m  $T_p = 5.39$  s  
 $s_{op} = 0,0289$   $L_{op} = 45,3$  m  $h/L_{op} = 0,034$   
 $s_{op} = 0,02$ :  $H_s/h = 0,63$   
 $s_{op} = 0,03$ :  $H_s/h = 0,71 \rightarrow H_s/h = 0,70$   **$H_s = 0,70 * 1,52 = 1,06$  m**

**hm 140**

Voorland 1:25 teendiepte 1,42 m waterstand +0,13 m  $H_s = 1,45$  m  $T_p = 5.12$  s  
 $s_{op} = 0,0355$   $L_{op} = 40,9$  m  $h/L_{op} = 0,038$   
 $s_{op} = 0,03$ :  $H_s/h = 0,66$   
 $s_{op} = 0,04$ :  $H_s/h = 0,73 \rightarrow H_s/h = 0,70$   **$H_s = 0,70 * 1,55 = 1,09$  m**

**hm 160**

Voorland 1:25 teendiepte 1,80 m waterstand -0,22 m  $H_s = 1,29$  m  $T_p = 4.75$  s  
 $s_{op} = 0,0367$   $L_{op} = 35,2$  m  $h/L_{op} = 0,045$   
 $s_{op} = 0,03$ :  $H_s/h = 0,61$   
 $s_{op} = 0,04$ :  $H_s/h = 0,67 \rightarrow H_s/h = 0,65$   **$H_s = 0,65 * 1,58 = 1,03$  m**

Met de berekende golfcondities bij de teen van de constructie en de gegevens van het onderwatertalud kan een nieuwe berekening met PC-Overslag worden gemaakt. Eén punt moet echter nog worden besproken en dat is de breedte en de hoogte van de breukstenen berm die voor het talud ligt. De berm ten tijde van de opgetreden storm is niet bekend. Daarom zal een aanname moeten worden gemaakt. Tijdens het opmeten van de stenen op de zes locaties is ook de berm opgemeten. Daarnaast is op de toegezonden profielen van de dijk een horizontaal stuk aanwezig wat duidt op een opmeting van de breedte van de berm. De opmetingen hebben plaatsgevonden in 1986. De breedtes en hoogtes van de berm (in m) zijn gegeven in tabel 4.4.

	1986		2004	
	<i>breed</i>	<i>hoog</i>	<i>breed</i>	<i>hoog</i>
hm 20	1,0	+0,25	2,3	+0,2
hm 70	1,0	+0,31	1,7	+0,2
hm 80	1,8	+0,34	1,8	+0,1
hm 108	1,6	+0,23	1,8	+0,5 (net bijgestort, oude berm op 0,0)
hm 140	3,3	+0,32	4	+0,1
hm 160	1,0	+0,13	2,7	+0,4 (vrij recent bijgestort)

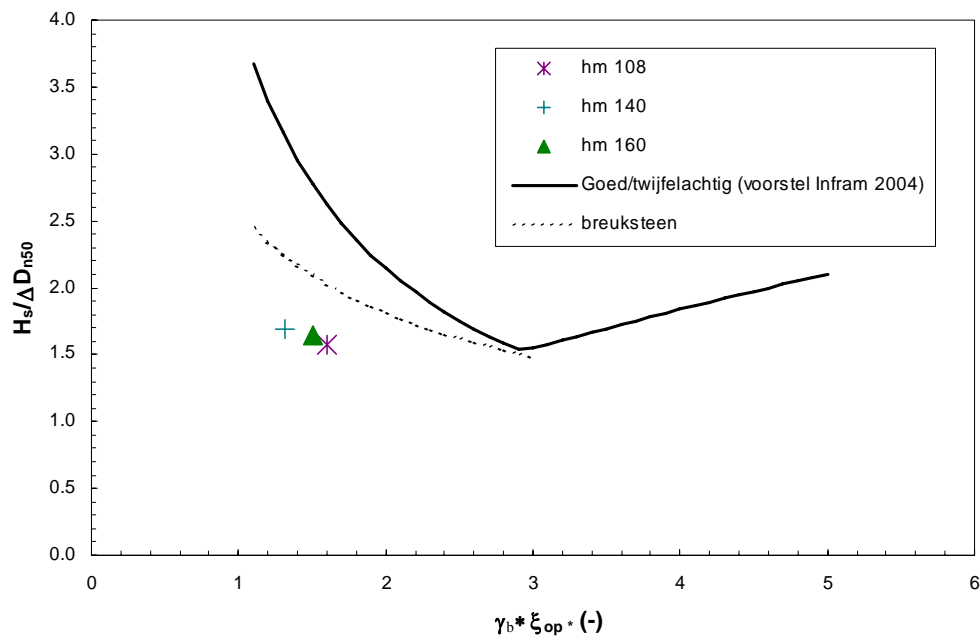
**Tabel 4.4.** Gegevens berm uit 1986 en opgemeten tijdens deze studie (maten in m)

De locaties hm 108 en hm 160 zijn vrij recent bijgestort. De gegevens uit 1986 zijn daar een betere schatting voor de storm uit 1990 (bepalend voor hm 108) en voor de storm uit 1977 (bepalend voor hm 160). Voor hm 140 is de storm uit 1990 bepalend en gesteld kan worden dat de berm toen ongeveer 3,5 m breed moet zijn geweest en ongeveer NAP +0,3 m.

Met deze gegevens zijn de berekeningen met PC-Overslag gemaakt voor hm 108, hm 140 en hm 160. Tabel 4.5 geeft de berekende gegevens en figuur 4.5 geeft de punten in de  $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$  grafiek. Deze figuur kan worden vergeleken met de hoogste punten in figuur 4.3

	$H_s$ (m)	$D_{n50}$ (m)	$\xi_{op}$	$\gamma_b$	$H_s/\Delta D_{n50}$	$\gamma_b \xi_{op}$
hm 108	1,06	0,41	2,03	0,79	1,57	1,60
hm 140	1,09	0,39	2,19	0,60	1,69	1,31
hm 160	1.03	0,38	1,75	0,86	1,64	1,51

**Tabel 4.5.** Uiteindelijke extreem opgetreden condities Enkhuizen - Hoorn



**Figuur 4.5.** Meest extreem opgetreden condities dijkvak Enkhuizen - Hoorn

De conclusies zijn volledig anders dan die zijn getrokken in de vorige paragraaf, waarbij toen alleen de voorhanden zijnde gegevens zijn gebruikt. De punten zijn veel lager komen te liggen, en zelfs lager dan de lijn voor begin van schade bij een twee diameters dikke laag losgestorte breuksteen.

Er zijn voornamelijk twee oorzaken. Ten eerste ligt er voor de meeste dijkvakken een (kort) voorland en is de diepte vlak voor de constructie beperkt. Golfhoogtes van orde 1,5 m op het uitvoerpunt van HYDRA-M reduceren daardoor tot hooguit 1,1 m. Ten tweede zijn in eerdere stadia steengroottes bepaald met het oog op een eventuele toetsing. Daarbij is mogelijk gelet op het opmeten van kleinere stenen en ook is een gemiddelde diameter over de hele hoogte bepaald. In veel gevallen is de steendiameter onder in het talud groter dan boven in het talud. De opgemeten stenen liggen onder in het talud, omdat de golfaanval bij de opgetreden stormen daar plaats vond. En deze stenen blijken substantieel groter te zijn dan eerst was ingeschat op basis van eerdere metingen. Daardoor blijken de maximale  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarden nu rond 1,6 te liggen in plaats van rond 2,5.

Tot slot zorgt de berm er voor dat ook de totale brekerparameter  $\gamma_b \xi_{op}$  iets kleiner wordt dan eerst was aangenomen, waardoor de punten ook nog iets naar links verschuiven.

De eindconclusie is nu dat met het toepassen van bewezen sterkte op het dijkvak Enkhuizen – Hoorn geen validatie verkregen kan worden van de nieuw voorgestelde toetslijn in Infram (2004).

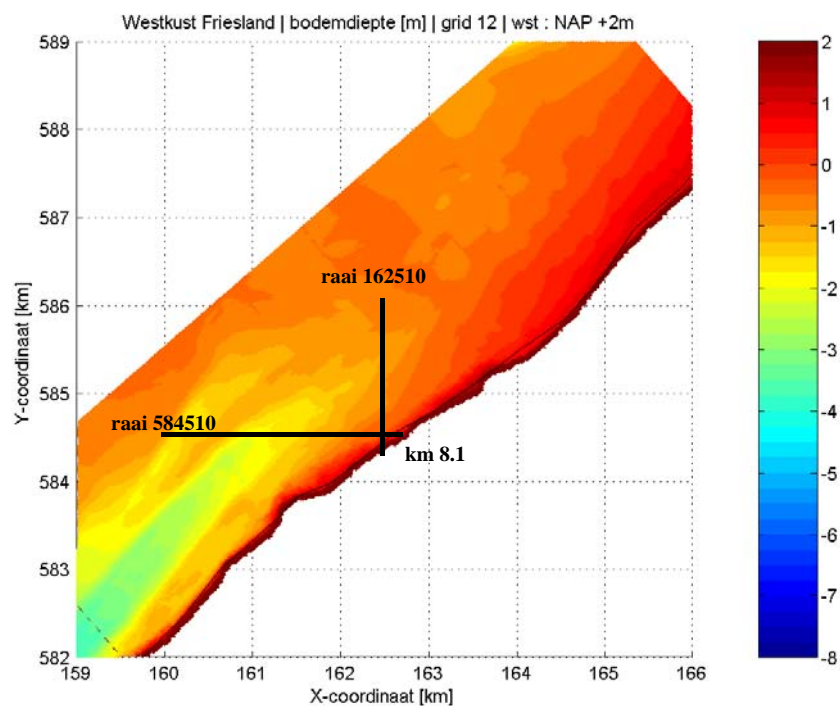


#### 4.5 Waddenzeedijk bij Koehool

Bij dijkpaal km 8.1 (Koehool-Waddenzeedijk) ligt de Noorse steen tot ongeveer NAP +3.6 m. Dit is een dijkvak van enkele honderden meters breed. Het is wel een dijkvak dat de stormen van 1954 en 1976 heeft overleefd zonder schade. Hier kan ook een  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarde voor worden bepaald. Bij km 8.1 is een hele strook Noorse steen uitgebroken, zie Infram (2004). Gebleken is dat de kleinste stenen bovenin liggen. Daarom zijn nabij de overgang naar asfalt op een hoogte van ongeveer NAP +3,4 m opnieuw 10 stenen opgemeten en uitgewerkt volgens de voorgestelde methode in Infram (2004). Het resultaat is gegeven in tabel 4.6. De nominale diameter bedraagt daar  $D_{n50} = 0,33$  m. De laagdikte  $h$  is overgenomen van de gegevens van de uitbreekproef.

hm 8.1			
l (cm)	b (cm)	h (cm)	M (kg)
39	27	55	77
42	29	55	89
42	42	55	129
44	35	55	112
39	25	55	71
44	28	55	90
38	29	55	80
30	34	55	74
48	33	55	115
38	25	55	69
<b>M50 (kg)</b>			<b>91</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.325</b>

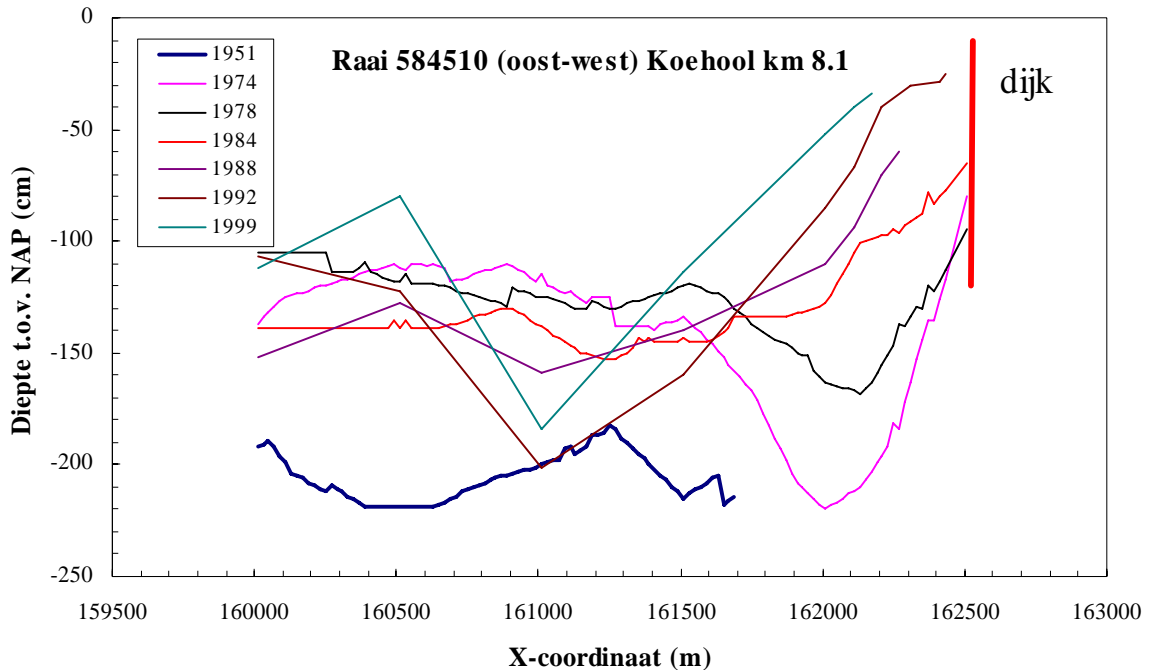
Tabel 4.6. Opgemeten en uitgewerkte gegevens Noorse steen op km 8.1 op hoogte NAP +3,4 m



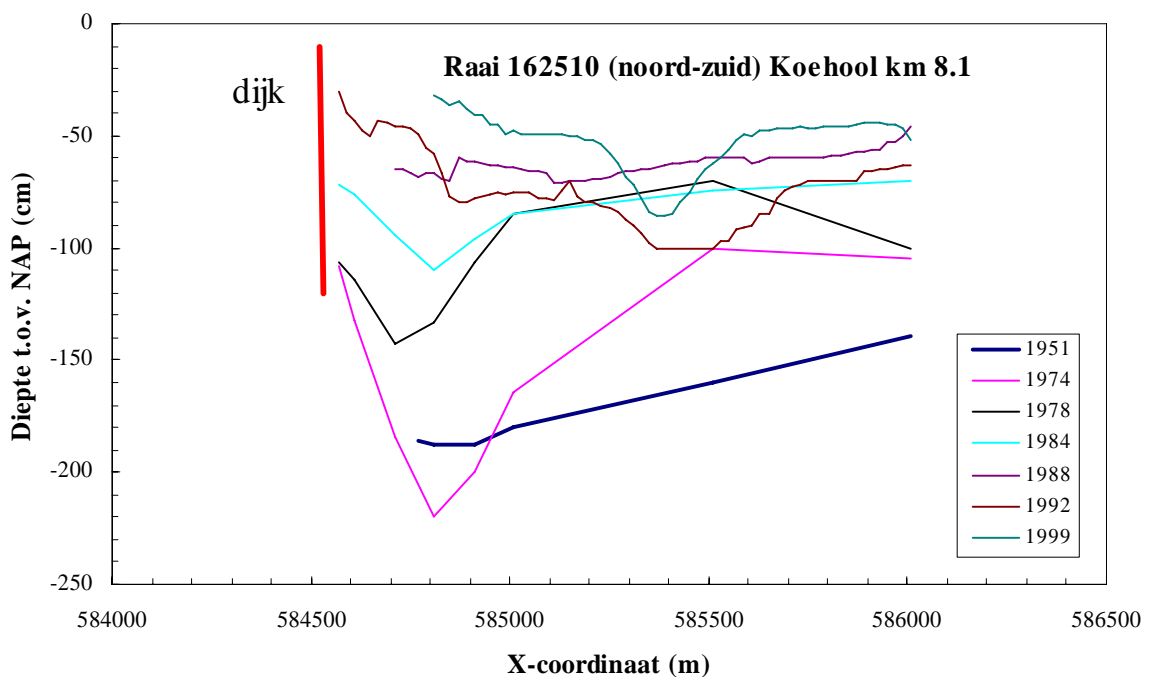
Figuur 4.6. Bodemschematisatie voor de SWAN-berekeningen met uitgewerkte raaien



Ook voor dit gedeelte van de Waddenzee zijn de lodingen van RIKZ verkregen. Figuur 4.6 geeft de bodemschematisatie zoals die bij de SWAN-berekeningen in 1999 is gebruikt. Op deze schematisatie is de locatie km 8.1 aangegeven en ook twee raaien, namelijk een oost-west raai en een raai die noord-zuid loopt. Voor deze twee raaien zijn alle aanwezige lodingen in een figuur gezet. De oudste loding dateert van 1951. Figuur 4.7 geeft de oost-west raai en figuur 4.8 de noord-zuid raai.



**Figuur 4.7.** Bodemdieptes bij km 8.1; oost-west raai



**Figuur 4.8.** Bodemdieptes bij km 8.1; noord-zuid raai

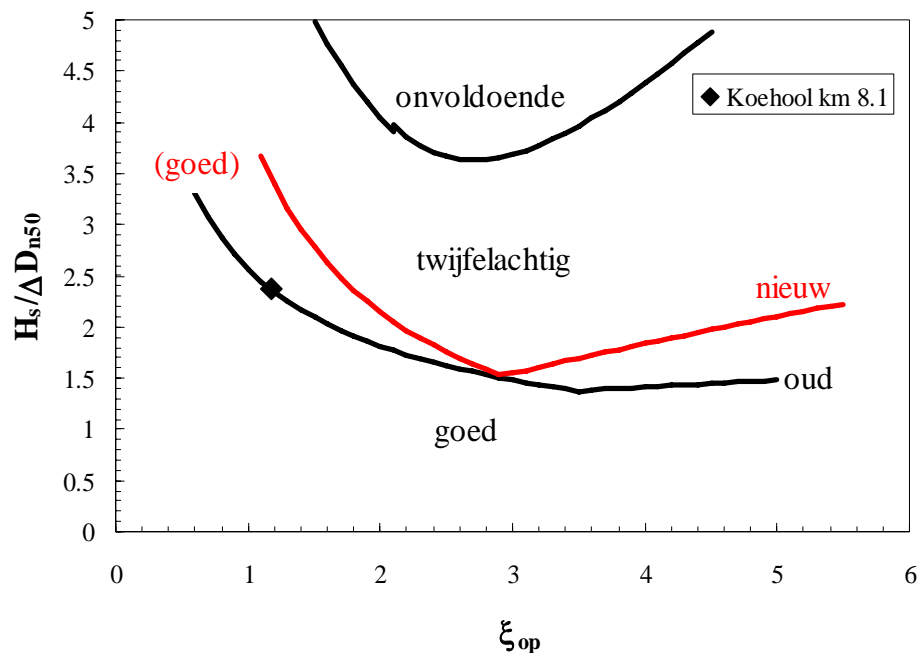
Uit figuren 4.7 en 4.8 volgt duidelijk dat sinds de aanleg van de Afsluitdijk de Wadbodem op deze locatie behoorlijk omhoog is gekomen. Ook ten tijde van de zware storm in 1976 lag de bodem dieper dan nu het geval is. Bij de dijk zelf scheelt dit zo'n 70 cm. Dit betekent ook dat de SWAN-berekeningen ten opzichte van 1976 met een te hoge bodemligging zijn uitgevoerd en dat in werkelijkheid de golfhoogte (iets) hoger zal zijn geweest dan de SWAN-berekeningen aangeven. De golfcondities die met SWAN zijn berekend, zijn in tabel 4.7 gegeven.

punt	windsn	w'stand	windri	x	y	diepte	Hs m	Tm-1,0 s	Tm02 s	Tp s	golfri	Tpb s	Tpeq s	Tpbeg s
411	21 m/s	2	315	162346	584406	1.83	<b>0.72</b>	3.00	2.23	<b>3.92</b>	326.7	3.40	3.53	3.40
411	21 m/s	2.5	315	162346	584406	2.33	<b>0.89</b>	3.32	2.53	<b>4.24</b>	323.7	3.73	3.81	3.73
411	21 m/s	3	315	162346	584406	2.83	<b>1.06</b>	3.63	2.84	<b>4.56</b>	320.8	4.06	4.09	4.06
411	21 m/s	3.5	315	162346	584406	3.33	<b>1.19</b>	3.78	2.96	<b>4.69</b>	319.8	4.21	4.28	4.29
411	21 m/s	3.7	315	162346	584406	3.53	<b>1.24</b>	3.84	3.00	<b>4.74</b>	319.4	4.27	4.36	4.39
412	21 m/s	2	315	162544	584522	1.82	<b>0.73</b>	3.01	2.24	<b>3.92</b>	323.2	3.40	3.53	3.40
412	21 m/s	2.5	315	162544	584522	2.32	<b>0.90</b>	3.34	2.55	<b>4.24</b>	321.0	3.74	3.81	3.74
412	21 m/s	3	315	162544	584522	2.82	<b>1.06</b>	3.66	2.87	<b>4.56</b>	318.9	4.07	4.09	4.07
412	21 m/s	3.5	315	162544	584522	3.32	<b>1.19</b>	3.79	2.97	<b>4.69</b>	318.2	4.21	4.28	4.30
412	21 m/s	3.7	315	162544	584522	3.52	<b>1.24</b>	3.85	3.01	<b>4.74</b>	317.9	4.27	4.36	4.39

**Tabel 4.7.** Met SWAN in 1999 berekende golfcondities nabij de dijk Koehool km 8.1

Als van de hoogst opgetreden waterstand van NAP +3,7 m wordt uitgegaan, dan geven de SWAN-berekeningen nog maar een golfhoogte van 1,24 m, dus nog lager dan bij Zürich. De opmerkingen die bij Zürich zijn gemaakt, gelden hier dan ook.

De taludhelling volgens de steentoetsgegevens bedraagt 1:4,5. Met bovenstaande gegevens wordt een  $H_s/\Delta D_{n50}$  gevonden van 2,37 en een  $\xi_{op}$ -waarde van 1,17. In figuur 4.9 is deze waarde in een  $H_s/\Delta D_{n50}$ - $\xi_{op}$ -grafiek gezet. Het punt ligt hoger dan voor Zürich (figuur 4.1) en wel precies op de lijn voor een dubbele laag losgestorte breuksteen. Ook met deze gegevens kan de nieuw voorgestelde toetslijn niet worden gevalideerd middels bewezen sterkte.



**Figuur 4.9.** Bewezen sterkte Waddenzeedijk bij km 8.1

Maar aangezien er redelijke twijfels bestaan of de hier gevonden golfhoogte wel terecht is, wordt aanbevolen juist voor deze locatie een nadere studie uit te voeren. Als aangetoond kan worden dat de golfhoogte inderdaad hoger is geweest dan op basis van de SWAN-berekeningen uit 1999, dan komt het punt boven de lijn voor losgestorte breuksteen te liggen en dat is een bewijs dat de sterkte van Noorse steen voor deze situatie beter is dan de sterkte van losgestorte breuksteen. In de volgende paragraaf wordt hier op ingegaan.

#### 4.6 Nadere uitwerking storm 3 januari 1976

Op de vergadering van de TAW-Klankbordgroep Steenbekledingen van 10 maart 2005 is op basis van de bespreking van het definitief conceptrapport besloten om de golfhoogte bij Zürich en Koehool nader uit te werken middels een goede hindcast. Daarnaast is gevraagd de opgemeten veekselrandhoogte of vloedmerkhoopte te terug te vertalen naar een mogelijke golfhoogte. Van beide wordt in deze paragraaf verslag van gedaan.

##### *Hindcast*

In bijlage 2 wordt de volledige hindcast beschreven, die door Alkyon is uitgevoerd. Windvelden en waterstandsvelden zijn zo goed mogelijk gesimuleerd en de wadbodem, die in 1975 is gemeten, is gebruikt. Met SWAN zijn de golfcondities bepaald rondom het tijdstip van hoog water. Diverse figuren met ruimtelijke variatie van wind, bodemligging, golfhoogte, etc. zijn in bijlage 2 te vinden. Uiteindelijk zijn de maximale golfcondities bij Zürich en Koehool bepaald. Onderstaande tabel B2.5 is uit bijlage 2 overgenomen.

	Tijdstip	$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]	$T_{m01}$ [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	Golfrichting [° t.o.v. N]
Zurich	21 uur	1,64	5,19	3,45	4,00	320
Koehool	22 uur	1,50	4,65	3,34	3,78	314

Tabel B2-5 Golfparameters op maatgevende tijdstip

De golfhoogtes zijn inderdaad hoger dan in de eerdere studie in 1999. Voor Zürich wordt nu  $H_{m0} = 1.64$  m gevonden en eerder 1,41 m. Voor Koehool wordt nu  $H_{m0} = 1,50$  m gevonden, terwijl dit in 1999 op 1,24 m uitkwam. Met name het juiste windveld, met vertaling naar open water condities, en de juiste bodem uit 1975, hebben waarschijnlijk aan deze hogere golfcondities bijgedragen.

De golfsteilheid, berekend met de piekperiode, komt uit op  $s_{op} = 0,039$  voor Zürich en 0.044 voor Koehool. Dit zijn golfsteilheden die inderdaad veelvuldig bij zware storm worden gemeten. Wat opvalt is dat de spectrale periode  $T_{m-1,0}$  veel kleiner is dan de piekperiode  $T_p$ . Meestal is deze verhouding ongeveer  $T_p/T_{m-1,0} = 1,1$ , terwijl dit nu 1,30 voor Zürich is en 1,23 voor Koehool. Bij het bepalen van een eventuele golfhoogte uit de vloedmerkmetingen, wordt hierop terug gekomen. De golfrichting was bij Zürich precies loodrecht, bij Koehool bedroeg de golfrichting ongeveer  $11^\circ$  (oriëntatie van de dijknormaal is  $325^\circ$ ), wat eveneens vrijwel loodrecht is.

##### *Golfhoogte uit vloedmerkwaarnemingen*

Naast een betere hindcast van de golfhoogte is archiefonderzoek gedaan naar vloedmerkmetingen, die direct na de storm van 3 januari 1976 hebben plaatsgevonden. In paragraaf 4.2 is aandacht besteed aan de "hoogste golfoploop, welke bij Zürich is gemeten".

Op basis van deze golfloop van 3,56 m en de huidige golfloopformules wordt daar een benodigde golfhoogte van  $H_s = 2,06$  m gevonden.

Sinds de storm van 1953 worden na een zware storm in Friesland de veekselrandhoogten langs alle dijken langs de Waddenzee opgemeten. Zowel Wetterskip Fryslân als de Provincie leverden de metingen, die na de storm van 3 januari 1976 zijn gemaakt, op uit het archief. Wetterskip Fryslân leverde ook nog de metingen van 1 en 2 februari 1953, 22 en 23 december 1954, 13/14 december 1973 en 1 en 2 februari 1983. In 1953 en 1954 waren de dijken nog niet verhoogd en vooral in 1954 lag het vloedmerk over vrijwel het hele traject Afsluitdijk – Slachte dijk “zwaar over de kruin”. De dijk had gemiddeld ook maar een hoogte van ongeveer +6,5 m NAP. Deze metingen zijn natuurlijk niet bruikbaar om een juiste oploophoogte vast te stellen. Van de andere 3 metingen geeft de storm van 1976 de grootste golfloop (=verschil veekselrandhoogte – maximale waterstand).

Figuur 4.10 geeft delen weer van de tekening uit 1976 met daarop de locaties Zürich en Koehool. Op een raster met verticale dimensie 0,5 m en horizontale dimensie 200 m is het type dijkbekleding uitgezet, de maximale waterstand, het vloedmerk of veekselrandhoogte en de dijkhoogte. De figuur geeft ook de verklaring voor de verschillende typen bekleding. Duidelijk is te zien in welke vakken de Noorse steen hoog op het talud ligt. Deze vakken zijn van belang.

De vloedmerkhoopte bij Zürich, ter plaatse waar de Noorse steen hoog op het talud lag, bedroeg na de storm van 1976 respectievelijk +6,9, +6,9, +7,2 en +6,8 m NAP. De waarden zijn om de 200 m gemeten. Met een maximale waterstand van +3,7 m NAP betekent dit een maximale ophoop van 3,2 tot 3,5 m.

Bij Koehool, waar ook de Noorse steen hoog op het talud ligt, bedroeg in 1976 de vloedmerkhoopte +6,2 m NAP. Dit geeft een maximale ophoop van 2,5 m.

Het is ing F. IJnsen geweest die in de jaren zeventig en tachtig veel onderzoek heeft gedaan naar relaties tussen vloedmerkwaarnemingen en golfhoogtes. Referenties zijn: Studiedienst Hoorn (1974 en 1975) en IJnsen (1983 en 1989). De golfloopformule die in die tijd werd gebruikt, was:

$$Z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha \cos \beta \gamma_f \quad (4.1)$$

met:  $Z_{2\%}$  = 2%-golfloophoogte  
 $H_s$  = significante golfhoogte  
 $\alpha$  = helling van talud  
 $\beta$  = invalshoek van de golven ten opzichte van de normaal van de dijk  
 $\gamma_f$  = invloedsfactor voor de ruwheid van het talud

De huidige golfloopformule (TAW, 2002) wordt gegeven door:

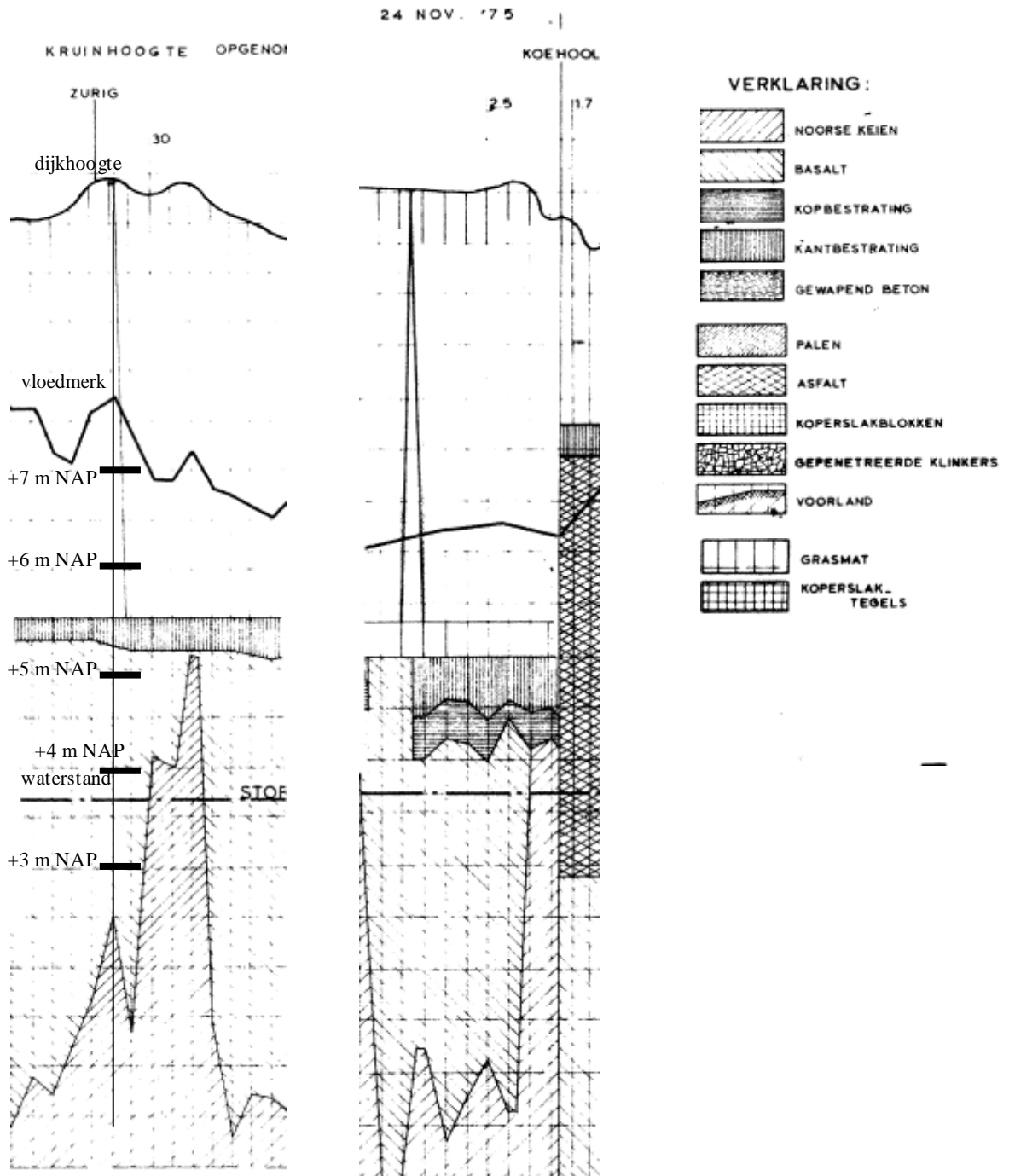
$$Z_{2\%}/H_{m0} = 1,65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_o \text{ met maximum } Z_{2\%}/H_{m0} = \gamma_f \gamma_\beta (4,0 - 1,5/\xi_o^{0,5}) \quad (4.2)$$

met:  $H_{m0}$  = significante golfhoogte gebaseerd op het spectrum  
 $\gamma_b$  = invloedsfactor voor een berm

$$\xi_o = \text{brekerparameter } \xi_o = \tan\alpha/s_o^{0.5} = \tan\alpha/(2\pi H_{m0}/(gT_{m-1,0}^2))^{0.5}$$

$$T_{m-1,0} = \text{spectrale periodemaat}$$

In deze formule wordt de spectrale golfperiode  $T_{m-1,0}$  aangehouden, die meestal 10% kleiner is dan de piekperiode  $T_p$  (zie TAW, 2002).



**Figuur 4.10.** Delen van de tekening waarin de veeksrandhoogte of vloedmerkhogte is gegeven na de storm van 3 januari 1976 (Provinciale Waterstaat van Friesland. Zeeweringen. Lengteprofiel Zeewering. Opname vloedmerk stormvloed 3-4 jan. '76)

Wordt de golfoploopformule 4.2 omgeschreven naar een piekperiode, dan ontstaat:

$$Z_{2\%}/H_{m0} = 1,5 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{op} \quad (4.3)$$

met:  $\xi_{op}$  = brekerparameter  $\xi_{op} = \tan\alpha/s_{op}^{0.5} = \tan\alpha/(2\pi H_{m0}/(gT_p^2))^{0.5}$

Bij een golfsteilheid van  $s_{op} = 0,035$  en loodrechte golfaanval op een recht talud zonder berm, geven formules 4.1 en 4.3 dezelfde uitkomst.

Om een vloedmerkhogte aan een eventuele golfhoogte te koppelen, moet aandacht worden besteed aan de volgende punten:

- a) Relatie vloedmerkhogte en oploophogte
- b) Tijdsduur met min of meer identieke omstandigheden
- c) Verdeling van golfhoogten en oploophogten
- d) Invloedsfactor voor de ruwheid

#### a) Relatie vloedmerkhogte en oploophogte

In IJnsen (1983) wordt met name aandacht besteed aan de vloedmerkhogte en de golfhoogte. IJnsen veronderstelt dat de vloedmerkhogte overeenkomt met de hoogste golfoploop  $Z_{max}$ . Dit betekent dat de hoogst oplopende golf de aanwezige veekselrand oppakt en net zo hoog neerlegt als waar het oplopende water zou komen zonder dit veeksel. Dit is alleen een redelijke aanname als er een lichte veekselrand aanwezig is. Veel veeksel zal immers kracht vergen om op te nemen en te verplaatsen en dit zal de golfoploop zelf reduceren.

Navraag (ing. L. Philipse) leert dat er met name veel veeksel is als er een voorland is, zoals bij een kwelder voor de dijk. Op het traject Afsluitdijk – Koehool zijn echter geen kwelders aanwezig en de veekselrand was daar maar zeer gering qua omvang en hoeveelheid. We kunnen daarom aannemen dat het vloedmerk bij Zürich en Koehool goed overeenkomt met de maximale golfoploop.

#### b) Tijdsduur met min of meer identieke omstandigheden

IJnsen (1983) gaat uit van een sinusvormig verloop van de waterstand en een Rayleighverdeling van de golfoplopen. Hoe langer een periode van golfaanval duurt, hoe hoger de maximale golfoploop zal zijn. Aan de andere kant, een lagere waterstand geeft minder hoge golfoplopen. Als de golfhoogte constant zou zijn bij variërende waterstand, dan zou de methode van IJnsen gevolgd kunnen worden om de relatie tussen  $Z_{max}$  en  $Z_{2\%}$  te berekenen. Uit het werk van Alkyon (bijlage 2) volgt echter dat ook de golfhoogte afhankelijk is van de waterstand.

Figuren B.13 en B.14 in bijlage 2 geven het verloop van de golfhoogte en golfperiode rondom het tijdstip van hoog water. Uit deze figuren volgt dat er alleen gedurende ongeveer 2 uur een vrijwel gelijke golfconditie is. Met een gemiddelde golfperiode van ongeveer 3,5 s (tabel B 2.5) betekent dit dat er ongeveer 2000 golven en dus ook ongeveer 2000 golfoplopen zijn geweest onder vrijwel gelijke omstandigheden.



Bij aanname van een Rayleighverdeling voor de golfoplopen volgt dan dat  $z_{\max}/z_{2\%} = 1,40$ . Dit is overigens ook een waarde die IJnsen (1983) vond.

### c) Verdeling van golfhoogten en oploophoogten

Het is niet bij voorbaat vanzelfsprekend dat de golfhoogten Rayleigh-verdeeld zijn. Met name als van golfbreken sprake is, dan breken alleen de hoogste golven en ontstaat een gecombineerde Weibull-verdeling volgens Battjes en Groenendijk (2000). Met de methode van Battjes en Groenendijk (2000) is het mogelijk de golfhoogteverdeling te berekenen op een voorland met een specifieke helling, een gegeven diepte en een gegeven  $H_{m0}$ .

De laatste 400 m bij Zürich is vrijwel horizontaal (figuur B2.15) en bij Koehool ligt een kleine geul, waarbij de laatste 200 m voor de dijk weer oploopt met een talud van ongeveer 1:150. Met waterdiepten van respectievelijk 4,8 m en 4.3 m en de berekende golfhoogten uit tabel B2.5, volgt met de methode van Battjes en Groenendijk dat  $H_{\max}/H_{m0} = H_{0.05\%}/H_{m0} = 1.21$  voor beide locaties. Als de oploopverdeling min of meer de golfhoogteverdeling volgt, dan zou dus ook  $z_{\max}/z_{2\%} = 1,21$  moeten zijn. Dit is veel kleiner dan de 1,4 die volgt uit de Rayleighverdeling.

De methode van Battjes en Groenendijk (2000) is met name afgeleid voor situaties waar golven breken op een voorland. Eigenlijk is dit niet het geval bij de Waddenzee, want voor de dijk is de bodem vrijwel overal even diep en er is niet sprake van een continu oplopend voorland. Ervaring met modelproeven in golfgoten leert dat meestal een Rayleighverdeling van golfhoogten wordt gevonden als de waterdiepte meer dan 3 maal zo groot is als de significante golfhoogte. Bij Zürich en Koehool is deze verhouding ongeveer 3 en daarom is het aannemelijk dat bovenstaande factor 1,21 mogelijk wat aan de lage kant is.

Bij een bewezen sterkte methode moet van de conservatieve kant worden uitgegaan. Dit betekent dat van een Rayleigh-verdeling voor de golfhoogten wordt uitgegaan en dat geldt  $z_{\max}/z_{2\%} = 1,40$ .

### d) Invloedsfactor voor de ruwheid

Hoe ruwer het talud, hoe lager de golfoploop zal zijn. De invloedsfactor voor de ruwheid  $\gamma_f$  bepaalt de reductie voor een ruw talud. Noorse steen wordt als een vrij ruwe laag steen gezien met  $\gamma_f = 0.75$  (TAW, 2002). Het hele talud bestaat echter niet uit Noorse steen, zie figuur 4.10. Tussen de Noorse steen en het vloedmerk bevond zich vanaf +4,2 m NAP eerst basalt en/of bestrating tot ongeveer +5,0-5,5 m NAP en daarna gras. Basalt heeft een invloedsfactor van  $\gamma_f = 0,9$  en gras vrijwel 1 (TAW, 2002). Het vloedmerk lag op respectievelijk ongeveer +6,9 m en +6,2 m NAP bij Zürich en Koehool. In beide gevallen was de bovenste helft van het talud tussen de waterstand en het vloedmerk glad en daaronder en zeker rondom de waterlijn ruw. De gemiddelde ruwheid zal in dit geval zitten rondom  $\gamma_f = 0,8 - 0,9$ . Om van een conservatieve aanname uit te gaan bij de methode van bewezen sterkte, wordt een waarde van  $\gamma_f = 0,9$  aangehouden.

### Berekening golfhoogtes

Bovenstaande leidt tot de conclusies:

- vloedmerkhogte =  $z_{\max}$
- $z_{\max}/z_{2\%} = 1,40$
- $\gamma_f = 0,9$

Voor Zürich en Koehool worden met formules 4.1 – 4.3 de volgende golfhoogtes gevonden:

	Zürich	Koehool
$z_{\max}$ (m)	3,2-3,5	2,5
$\beta$ (°)	0	11
$\cot\alpha$	4,5	4,5
$H_s$ (formule 4.1) (m)	<b>1,43-1,56</b>	<b>1,11</b>
$s_o$ (tabel B2.5)	0,066	0,067
$H_{m0}$ (formule 4.2) (m)	<b>1,78-1,95</b>	<b>1,44</b>
$s_{op}$ (tabel B2.5)	0,039	0,044
$H_{m0}$ (formule 4.3) (m)	<b>1,51-1,65</b>	<b>1,29</b>
$H_{m0}$ (hindcast, tabel B2.5) (m)	<b>1,64</b>	<b>1,50</b>

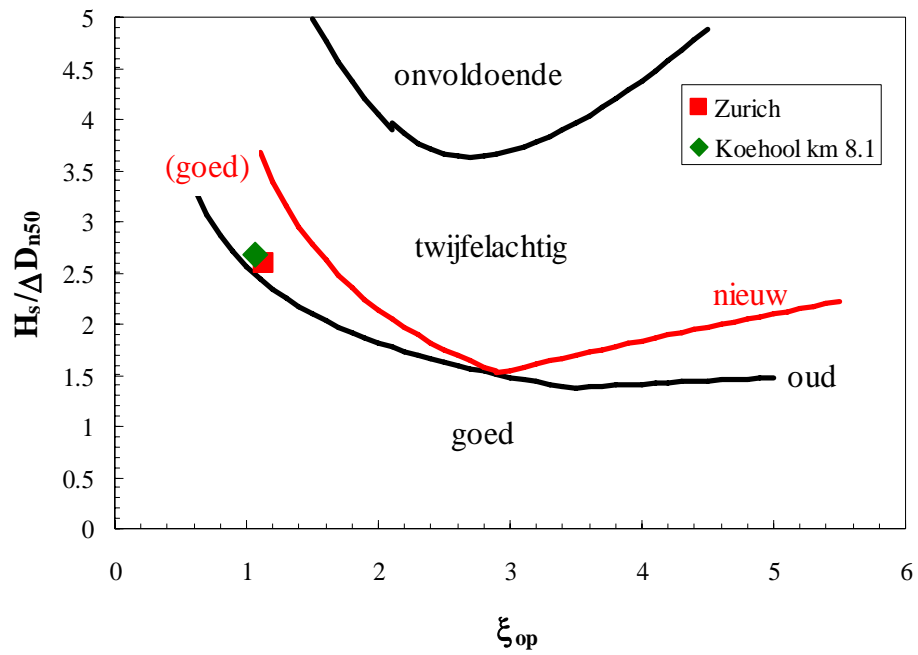
Voor Zürich geven formules 4.1 en 4.3 dezelfde of iets lagere waarden als die berekend zijn in de hindcast. Het feit dat ze iets lager zijn, kan te maken hebben met het feit dat conservatieve aannames zijn gedaan omtrent  $z_{\max}/z_{2\%}$  en  $\gamma_f$ . Formule 4.2 geeft hogere golfhoogten, wat wordt veroorzaakt door een  $T_p/T_{m-1,0}$ -verhouding die behoorlijk veel groter is dan de verwachte 1,1. De waarden met deze formule worden daarom als minder betrouwbaar gezien. Voor Zürich kan worden geconcludeerd dat golfcondities volgens de hindcast van  $H_{m0} = 1,64$  m en  $T_p = 5,2$  s een goede schatting zijn van de maximale omstandigheden.

Het beeld voor Koehool is complexer. In alle gevallen wordt vanuit de vloedmerkhoogte een lagere golfhoogte berekend dan middels de hindcast. De hindcast laat zien dat de golfcondities vanaf de Afsluitdijk naar het noorden langs de kust langzaam afnemen (figuren B2.19, B2.21 en B2.23). Het is dan ook moeilijk te verklaren waarom het vloedmerk bij Koehool zo veel lager lag dan bij Zürich. De oriëntatie van de dijk ten opzichte van de golfrichting is vrijwel gelijk. Aangezien het vloedmerk toch een belangrijke aanwijzing voor de golfhoogte is, wordt voor de studie van bewezen sterkte een lagere golfhoogte aangehouden dan uit de hindcast. In plaats van  $H_{m0} = 1,50$  m wordt voorgesteld  $H_{m0} = 1,4$  m aan te houden, met gelijkblijvende golfsteilheid ( $s_{op} = 0,044$ ).

#### 4.7 Definitieve $H_s/\Delta D_{n50} - \xi_{op}$ grafieken voor Zürich en Koehool

Figuren 4.1 en 4.9 geven de stabiliteitsgrafieken voor respectievelijk Zürich en Koehool, gebaseerd op de in eerste instantie gevonden golfcondities. Met de in paragraaf 4.6 gevonden golfcondities kan een nieuwe grafiek worden gemaakt en deze is gegeven in figuur 4.11.

Voor Zürich wordt gevonden  $H_s/\Delta D_{n50} = 2,59$  met  $\xi_{op} = 1,13$  en voor Koehool  $H_s/\Delta D_{n50} = 2,68$  met  $\xi_{op} = 1,06$ . Beide punten komen dicht bij elkaar in de buurt te liggen en iets boven de relatie voor losse breuksteen en "begin van schade". Gesteld kan worden dat hiermee is aangetoond dat een enkele laag gezette Noorse steen minstens zo stabiel is als een losse breuksteenlaag opgebouwd in twee lagen. De punten liggen echter nog ver beneden de voorgestelde nieuwe toetslijn voor Noorse steen. De bewezen sterkte methode in deze studie kan daarmee geen onderbouwing geven voor deze voorgestelde nieuwe toetslijn.



**Figuur 4.11.** Stabiliteitsgrafiek met nauwkeurig bepaalde golfhoogtes

## 5 Informatie voor andere typen bekleding

Bij Zürich is in 1976 niet alleen een Noorse steen gekanteld, maar is een vrij groot gat geslagen in een basaltbekleding. De golfgegevens die voor Zürich boven water zijn gehaald, zouden ook gebruikt kunnen worden om een stabiliteitspunt voor deze basalt vast te stellen. De gegevens van de basalt moeten dan worden opgezocht.

## 6 Noorse steen die alleen laag op het talud ligt

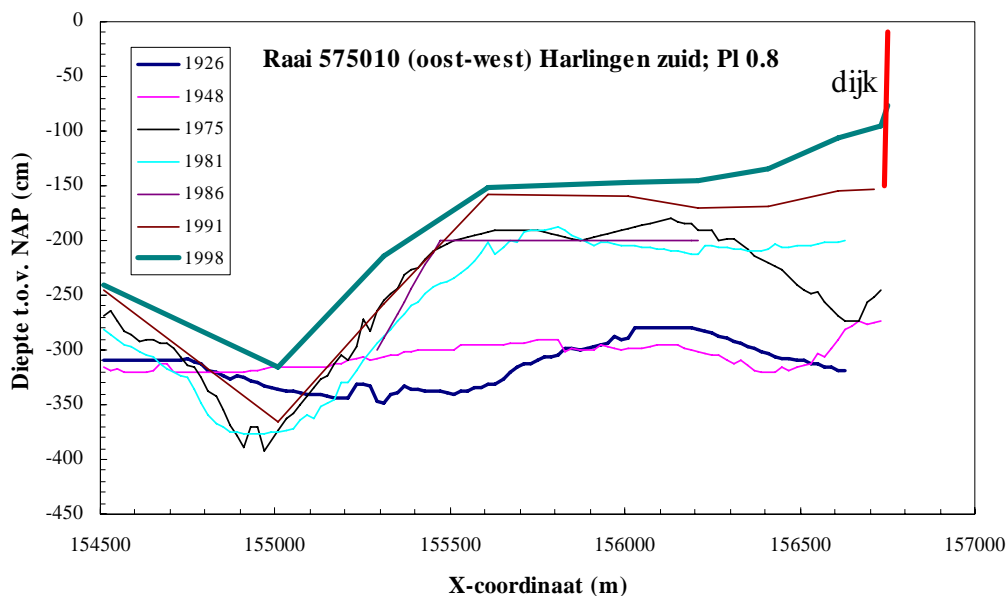
Met name langs de Waddenzeekust (rondom Harlingen) ligt de Noorse steen laag op het talud, meestal lager dan 0,8 m +NAP. Deze stenen zijn vroeger als “voeting” gezet en kunnen er al langer dan 100 jaar liggen. Bij de dijkversterkingen na 1953 is binnenwaarts verzwaard en zijn deze zettingen intact gebleven. Voor deze dijkvakken is het interessant na te gaan of de methode van bewezen sterkte (belasting is al eerder opgetreden) niet kan worden toegepast. Voor de Groningse kust is bij de toetsing zondermeer gesteld dat dit zo is.

Voor de Waddenzeekust geldt mogelijk dat vroeger de bodem voor de dijk veel dieper was en dat in die tijd een hogere belasting is doorstaan dan nu onder maatgevende omstandigheden mogelijk is. Onderzoek naar oude lodingen kan hier uitsluitsel over geven.

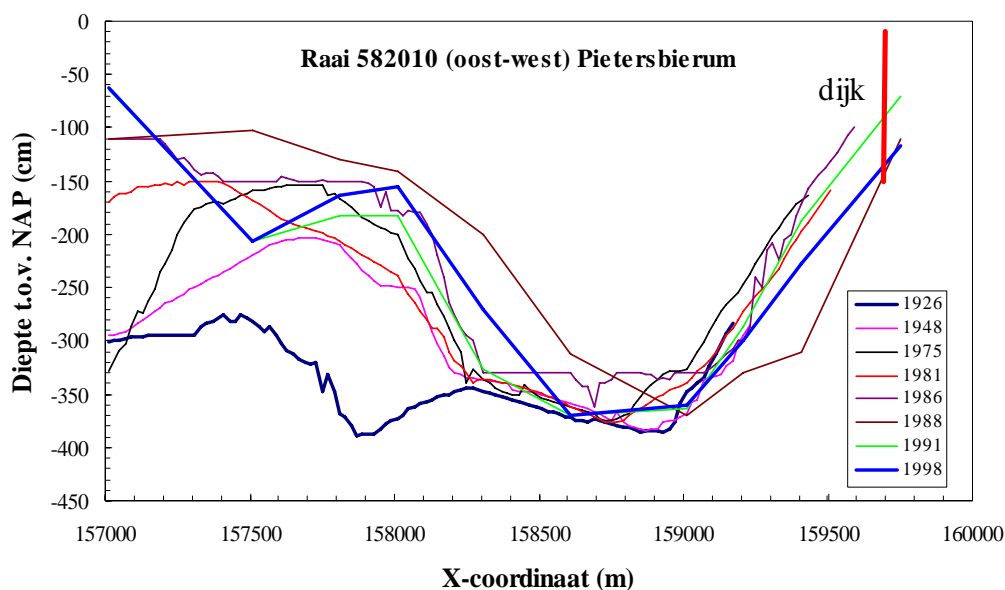
Figuren 6.1 en 6.2 geven oost-west raaien van de bodemligging voor twee locaties. Voor figuur 6.1 is dit net ten zuiden van Harlingen en voor figuur 6.2 is dit ongeveer 5 km ten noorden van Harlingen. De locaties zijn ook gegeven in figuur 3.2. Het zijn de raaien Y = 575 en Y = 582.

De raai net ten zuiden van Harlingen laat hetzelfde zien als de raai 4 km zuidelijker en net boven Zürich: het voorland is beduidend aangeslibd na de aanleg van de Afsluitdijk. Eerst lag het voorland op NAP -3 m en dat is nu hoger dan NAP -1,5 m. Dit betekent zeker een invloed op de golfhoogte nabij de dijk als de waterstanden laag zijn. Het is dus best mogelijk dat er al golven zijn opgetreden die een belasting op de laaggelegen Noorse steen hebben gegeven die bij huidige maatgevende omstandigheden, maar ook bij de huidige bodemligging, niet meer kunnen voorkomen. Hiervoor is het echter nodig verder onderzoek te doen naar:

- stormcondities tussen 1932 en 1948 (toen was het voorland nog diep)
- golfhoogtes bij de dijk voor verschillende waterstanden bij deze stormen
- maatgevende golfcondities voor de huidige bodemligging en lage waterstanden
- meer raaien tussen Y = 571 en 574 wat betreft de bodemveranderingen.



**Figuur 6.1.** Dieptelijnen voor raai Y = 575 vanaf het jaar 1926



**Figuur 6.2.** Dieptelijnen voor raai Y = 582 vanaf het jaar 1926

De raai boven Harlingen (figuur 6.2) laat een diepe geul dicht bij de dijk zien. Deze is ook na de aanleg van de Afsluitdijk in stand gebleven. In die zin is er altijd diep water voor dit stuk dijk geweest. Wat wel opvalt is dat aan de westelijke zijde van de geul de bodem toch enorm omhoog is gekomen. Er lijkt een bank te zijn ontstaan die ongeveer 2 m hoger ligt dan voor de aanleg van de Afsluitdijk. Het bekijken van meer raaien of het maken van verschilmetingen in het hele gebied voor de betreffende locatie (ongeveer 10 km rondom Harlingen) zou detailinformatie kunnen opleveren. Aanvullende SWAN-berekeningen voor historische stormen met de oude bodemligging en voor maatgevende toetsomstandigheden met de huidige bodemligging, zou kunnen uitwijzen dat ook hier voor lage waterstanden de maatgevende condities al zijn opgetreden.

punt	windsn	w'stand	windri	x	y	diepte	Hs m	Tm-1,0 s	Tm02 s	Tp s	golfri	Tpb s	Tpeq s	Tpbeq s
335	21 m/s	2	315	156741	574769	2.38	<b>0.91</b>	3.33	2.52	<b>4.13</b>	303.5	3.85	4.11	3.85
335	21 m/s	2.5	315	156741	574769	2.88	<b>1.06</b>	3.56	2.75	<b>4.34</b>	303.7	4.07	4.33	4.07
335	21 m/s	3	315	156741	574769	3.38	<b>1.20</b>	3.78	2.99	<b>4.56</b>	304.0	4.30	4.56	4.30
335	21 m/s	3.5	315	156741	574769	3.88	<b>1.30</b>	3.93	3.09	<b>4.69</b>	303.6	4.45	4.72	4.49
335	21 m/s	3.7	315	156741	574769	4.08	<b>1.34</b>	3.99	3.13	<b>4.74</b>	303.4	4.51	4.78	4.56
336	21 m/s	2	315	156798	574961	2.22	<b>0.87</b>	3.28	2.48	<b>4.11</b>	302.5	3.84	4.11	3.84
336	21 m/s	2.5	315	156798	574961	2.72	<b>1.02</b>	3.52	2.74	<b>4.33</b>	302.3	4.06	4.33	4.06
336	21 m/s	3	315	156798	574961	3.22	<b>1.18</b>	3.77	3.00	<b>4.56</b>	302.1	4.29	4.56	4.29
336	21 m/s	3.5	315	156798	574961	3.72	<b>1.28</b>	3.92	3.10	<b>4.69</b>	301.9	4.44	4.71	4.47
336	21 m/s	3.7	315	156798	574961	3.92	<b>1.32</b>	3.98	3.13	<b>4.74</b>	301.8	4.51	4.78	4.55
386	21 m/s	2	315	159346	581837	2.93	<b>1.03</b>	3.11	2.47	<b>3.55</b>	316.4	3.48	3.53	3.48
386	21 m/s	2.5	315	159346	581837	3.43	<b>1.17</b>	3.35	2.66	<b>3.84</b>	315.7	3.74	3.81	3.74
386	21 m/s	3	315	159346	581837	3.93	<b>1.31</b>	3.58	2.85	<b>4.12</b>	315.0	4.00	4.09	4.00
386	21 m/s	3.5	315	159346	581837	4.43	<b>1.42</b>	3.76	2.99	<b>4.36</b>	314.5	4.18	4.28	4.25
386	21 m/s	3.7	315	159346	581837	4.63	<b>1.47</b>	3.83	3.04	<b>4.46</b>	314.3	4.25	4.35	4.34
387	21 m/s	2	315	159548	581983	2.77	<b>0.99</b>	3.10	2.44	<b>3.55</b>	317.8	3.47	3.53	3.48
387	21 m/s	2.5	315	159548	581983	3.27	<b>1.13</b>	3.34	2.64	<b>3.84</b>	316.9	3.73	3.81	3.74
387	21 m/s	3	315	159548	581983	3.77	<b>1.28</b>	3.58	2.83	<b>4.12</b>	315.9	3.99	4.09	4.00
387	21 m/s	3.5	315	159548	581983	4.27	<b>1.39</b>	3.75	2.97	<b>4.24</b>	315.4	4.17	4.28	4.24
387	21 m/s	3.7	315	159548	581983	4.47	<b>1.44</b>	3.82	3.02	<b>4.29</b>	315.2	4.24	4.35	4.33

**Tabel 6.1.** Met SWAN in 1999 berekende golfcondities nabij de dijk van raaien 574 en 582.



De bodemligging in de SWAN-berekeningen ligt bij raai Y = 574 tussen NAP -0,2 m en NAP -0,4 m. Dit is heel wat hoger dan in figuur 6.1 wordt aangegeven. Bij raai 582 ligt de bodem bij de SWAN-berekeningen op NAP -0,8 m tot NAP -0,9 m. Dit is ook ongeveer de diepte bij de teen van de dijk.

Tabel 6.1 geeft de met SWAN berekende golfcondities vlak voor de dijk. De laagste waterstand waar berekeningsresultaten voor zijn gevraagd is NAP +2 m. De opgetreden golfhoogte (gegeven de aangehouden bodemdieptes) is dan ongeveer 1 m.

In het kader van deze studie zijn ook Noorse stenen op de Waddenzeedijk opgemeten die onder in het talud lagen. Tabel 6.2 geeft de opgemeten en uitgewerkte gegevens. Bij de schadelocatie van Zürich kon naast de breedte en lengte ook de hoogte worden gemeten. Op de Noorse steenbekleding liggen losse Noorse stenen als een soort extra bescherming. Deze zijn niet gemeten. Bij km 1.4, net onder Harlingen, ligt een bekleding tot NAP +1,4 m. Deze stenen zijn opgemeten. Bij km 1.4 gaat de bekleding over in Noorse steen die maar tot een hoogte van NAP +0,3 m reikt. Het wad ligt hier op ongeveer NAP +0,2 m, zodat maar één rij stenen is te zien. Deze kon niet worden opgemeten. De hoogte van de stenen is geschat op basis van de gemiddelde hoogte bij Zürich en op basis van de uitbreekproef bij km 8.1 ten noorden van Harlingen (Infram, 2004). De hoogte is aangehouden op 0,55 m. De nominale diameter bedraagt  $D_{n50} = 0,35 - 0,40$  m.

Zurich; hoogte NAP +0,6 m

<b>hm 5.7</b>			
<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>
63	25	54	113
45	57	54	184
71	51	50	240
48	37	44	104
36	24	45	52
56	34	30	76
51	45	44	134
58	43	58	192
50	33	39	85
48	35	45	100
<b>M50 (kg)</b>			<b>128</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.364</b>

Afsluitdijk - Harlingen; hoogte NAP +1.2 m

<b>hm 1.4</b>			
<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>
67	38	55	186
49	23	55	82
50	29	55	106
37	39	55	105
54	44	55	173
68	39	55	193
57	53	55	220
52	54	55	205
55	41	55	164
45	27	55	89
<b>M50 (kg)</b>			<b>152</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.386</b>

Harlingen noord; hoogte NAP +0.5 m

<b>hm 5.1</b>			
<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>
37	23	55	62
42	38	55	116
31	29	55	66
48	38	55	133
51	33	55	123
46	44	55	147
53	30	55	116
46	32	55	107
41	26	55	78
40	56	55	163
<b>M50 (kg)</b>			<b>111</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.347</b>

Harlingen noord; hoogte NAP +0.7 m

<b>hm 8.1</b>			
<b>l (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>M (kg)</b>
86	49	55	307
40	23	55	67
41	30	55	90
63	52	55	239
59	55	55	236
52	35	55	133
63	40	55	184
45	52	55	171
57	37	55	154
55	42	55	168
<b>M50 (kg)</b>			<b>175</b>
<b>Dn50 (m)</b>			<b>0.404</b>

**Tabel 6.2.** Opmetingen Noorse steen Waddenzeedijk, laag op het talud

Aangezien de bodem langs de westelijke Waddenzee na het gereedkomen van de Afsluitdijk aanzienlijk omhoog is gekomen, is het mogelijk om met bewezen sterkte iets over de sterkte van Noorse steen laag op het talud te zeggen. Eerdere stormen met duidelijk een lagere bodemligging moeten dan worden bekeken en de golfhoogte nabij de dijk worden berekend.

Vooralsnog wordt aanbevolen deze studie niet uit te voeren. De bodem van het wad ligt zo hoog dat onder toetsomstandigheden de maximale (diepte gelimiteerde) golfhoogte zo klein is dat het zeer waarschijnlijk is dat deze laag op het talud gelegen Noorse steen in de toetsing een score goed krijgt. Dan is een bewezen sterkte redenering niet meer nodig. Wel is nodig dat de maximale diepte gelimiteerde golfhoogte wordt vastgesteld en dat niet van de situatie wordt uitgegaan dat de golfhoogte bij toetsomstandigheden voor alle waterstanden wordt opgelegd. Mocht deze laag gelegen Noorse steen niet een score goed krijgen, dan komt een nadere studie middels bewezen sterkte in beeld.

## 7 Meer dan initiële schade

Wat betreft bewezen sterkte voor Noorse steen is alleen de schade bij Zürich aanwezig om iets te kunnen zeggen over vervolg na de eerste schade. Zoals in hoofdstuk 4 is beschreven, is de schade voor een relatief lage  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarde ontstaan. De schade bestond uit het kantelen van een grote steen, die daarmee boven het talud uit kwam te steken. De golven waren echter niet bij machte om deze steen uit het gat te krijgen. Er is dus ook helemaal geen vervolgschade. Er is geen oorzaak aan te wijzen waarom deze ene grote steen in het hele dijkvak niet stabiel zou zijn. In ieder geval leidt één losse steen nog niet tot (grote) vervolgschade, maar dat kan ook te maken hebben met de lage  $H_s/\Delta D_{n50}$ -waarde, die lager ligt dan begin van schade bij losliggende breuksteen.

## 8 Conclusies en aanbevelingen

De ervaring met Noorse steen is over het algemeen erg goed. Er is in de laatste 50 jaar maar één geval bekend waarbij een steen in het talud omhoog kwam en daarna bleef staan (Zürich, 3 januari 1976). Wel is in het verleden vaak de hoger op het talud gelegen Noorse steen op de Waddenzeekering ingegoten met asfalt of beton. De reden hiervan is niet precies bekend. Naast enkele schades in 1916 en 1953 is mogelijk ook het voorkómen van periodieke herzetting en daarmee het besparen van kosten een reden geweest. Archiefonderzoek (bijvoorbeeld notulen vergaderingen Algemeen Bestuur van waterschappen (Noord-Holland, Friesland en Groningen) zou hier uitsluitsel over kunnen geven.

De studie naar bewezen sterkte heeft zich toegespitst op 4 locaties:

- De schadelocatie bij Zürich
- Het dijkvak Enkhuizen – Hoorn
- De Waddenzeekering – stenen laag op het talud
- De Waddenzeekering – stenen hoog op het talud (Koehool)

De algemene conclusie van deze studie naar bewezen sterkte bij Noorse steen is dat op geen enkele wijze de nieuwe voorgestelde toetslijn voor Noorse steen (Infram, 2004) kon worden gevalideerd. Opgetreden stormen zijn gewoon nog niet zwaar genoeg geweest. Wel kon worden aangetoond dat een gezette enkele laag Noorse steen minstens zo stabiel is als “begin van schade” bij een dubbele laag gestorte breuksteen. Per locatie zijn onderstaand conclusies en aanbevelingen uitgewerkt.

### *De schadelocatie bij Zürich*

De storm- en waterstandsgegevens van de storm van 3 januari 1976 konden goed worden achterhaald. Alle lodingen van de westelijke Waddenzee zijn digitaal beschikbaar met als oudste loding 1928, nog voordat de Afsluitdijk werd gemaakt. De bodemligging rond 1976 is dan ook goed te achterhalen. De golfcondities zijn in eerste instantie uit een database gehaald die in 1999 met SWAN is bepaald. De daar gebruikte bodemschematisatie nabij de dijk ligt consequent hoger dan de bodemligging die rond 1976 aanwezig was. Hierdoor kunnen de opgetreden golfcondities zijn onderschat.

Om deze reden is in een vervolgstudie door Alkyon de storm van januari 1976 op een zo goed mogelijke manier gehindcast. Deze studie is in bijlage 2 gegeven. Daarnaast zijn metingen van vloedmerken na de storm opgevraagd en deze zijn zo goed mogelijk terug gerekend naar een benodigde golfhoogte. Zowel de hindcast als de vloedmerkwaarnemingen komen tot ongeveer eenzelfde golfhoogte bij Zürich.

Het schadepunt in de  $H_s/\Delta D_{n5-\xi_{op}}$ -grafiek (figuur 4.11) bevindt zich net boven de lijn voor een dubbele laag losgestorte breuksteen. Geconcludeerd kan worden dat een enkele laag gezette Noorse steen minstens zo stabiel is als “begin van schade” bij een dubbele laag gestorte breuksteen. Het punt ligt nog ver beneden de voorgestelde nieuwe toetslijn voor Noorse steen en de methode van bewezen sterkte kan daarmee geen onderbouwing geven voor deze voorgestelde toetslijn.

*Het dijkvak Enkhuizen – Hoorn*

Door het gereedkomen van de dijk Enkhuizen – Lelystad wordt nu het traject Enkhuizen – Hoorn met zuidwestenwind aangevallen. Dit was voor die tijd niet zo. De zwaarste stormen na 1976 konden worden getraceerd, inclusief de waterstanden. Golfcondities werden door RIZA uit de database bepaald waarop HYDRA-M is gebouwd. In eerste instantie is de “bewezen stabiliteit” bepaald met de uit toetsomstandigheden verkregen gegevens. De zwaarste storm in januari 1990 gaf voor een drietal locaties punten die op of zelfs hoger dan de nieuw voorgestelde toetslijn (Infram, 2004) lagen.

Dit leek veel belovend en op basis daarvan is nieuwe detailinformatie verzameld, zoals de juiste grootte van de steen, het totale profiel van de dijk en het aanwezige voorland. Het bleek dat de aanwezige steen net boven NAP groter was dan in de toetsgegevens was aangenomen. Ook bleek bij alle locaties een (kort) voorland aanwezig te zijn, waardoor in alle gevallen de golfcondities die op de uitvoerpunten van HYDRA-M waren bepaald, door golfbreken lager zijn geworden. Door deze twee punten kwamen de stabiliteitspunten veel lager te liggen.

Op basis van deze ervaring kan worden geconcludeerd dat bewezen sterkte alleen iets kan zeggen als in detail naar alle gegevens wordt gekeken. De methode van toetsen (van grof naar fijn) kan niet voor een studie naar bewezen sterkte worden aangehouden, omdat dit zeer waarschijnlijk tot te positieve waarden leidt. De aanwezigheid van een voorland en van een berm leiden in beide gevallen tot lagere golfbelastingen, die bij de methode van bewezen sterkte niet mogen worden weg gelaten.

Bovenstaande ervaring omtrent verschil tussen toetsen en omgaan met bewezen sterkte, is verspreid in het rapport aanwezig. Gaandeweg de studie is de ervaring opgedaan. Naar de toekomst toe, zeker als ook naar bewezen sterkte van andere bekledingen wordt gekeken, is het handig een overzicht te hebben van de valkuilen die bij bewezen sterkte kunnen voorkomen. Daarom is, gebaseerd op de ervaringen in deze studie, een algemene aanpak gemaakt voor een bewezen sterktemethodiek voor steenbekledingen, zie bijlage 1.

*De Waddenzeekering – stenen laag op het talud*

Over een groot deel van het traject vanaf de Afsluitdijk tot ongeveer 10 km boven Harlingen liggen Noorse stenen laag op het talud (vrijwel altijd lager dan NAP +1 m). Over dit gedeelte is een groot deel van de bodem na het gereedkomen van de Afsluitdijk omhoog gekomen. Het is daardoor mogelijk dat vroegere golfcondities (veel) hoger zijn geweest dan ze nu onder toetsomstandigheden ooit kunnen zijn. Nader onderzoek zou dit kunnen bevestigen en daarmee, zoals in Groningen is geconcludeerd, deze laag gelegen Noorse steen op bewezen sterkte kunnen goedkeuren.

Toch wordt deze aanbeveling voor nader onderzoek niet gedaan. Het is namelijk waarschijnlijk dat deze laag gelegen Noorse steen, met de relatief hoge bodemligging, op basis van diepte gelimiteerde golfcondities kan worden goedgekeurd volgens de normale toetsing.

*De Waddenzeekering – stenen hoog op het talud (Koehool)*

Bij km 8.1 boven Harlingen ligt Noorse steen tot ongeveer NAP +3,5 m. Juist de bovenste stenen zijn kleiner dan de stenen lager op het talud. Deze locatie heeft de storm van januari 1976 met waterstanden tot NAP +3,7 m zonder schade doorstaan. De hindcast (bijlage 2) van

deze storm levert een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,5$  m. Vanuit de vloedmerkwaarnemingen wordt consequent (voor elke gebruikte golfploopformule) een lagere benodigde golfhoogte gevonden. Om deze reden is voor deze studie naar bewezen sterkte een lagere golfhoogte aangenomen van  $H_{m0} = 1,4$  m. Het stabiliteitspunt in figuur 4.11 komt vrijwel overeen met het punt voor Zürich. Daarmee worden de conclusies die omtrent de schadelocatie bij Zürich zijn gedaan, onderschreven.

De hindcast die door Alkyon is uitgevoerd en in bijlage 2 is beschreven en de terugkoppeling van vloedmerken aan golfhoogtes, toont aan dat het mogelijk is op een betrouwbare manier golfcondities te berekenen die in een specifieke storm moeten zijn opgetreden.



## Referenties

- Battjes, J.A. en H.W. Groenendijk, 2000. Wave height distributions on shallow foreshores. *Journal of Coastal Engineering*, Vol. 40, NO. 3, 161-182.
- Infram, 2004. Concepttoetsmethodiek Noorse steen. Deelonderzoek 10.2 van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Rapport 04i034.
- Jaarsma, W., 1933. De Friesche Zeeweringen van 1825 tot 1925. Honderd jaren uit de geschiedenis van de zeedefensie in de provincie Friesland. Uitgegeven door het Provinciaal Bestuur van Friesland.
- Raad, H. de, 1993. De dijk op hoogte. Uitgave ter gelegenheid van het op Deltahoogte brengen van de Friese Zeedijken. ISBN 90-9006469-9.
- Rock Manual, 1992. Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering. CUR Report 154, CIRIA Special Publication 83.
- Stormvloed, 1916. Verslag over den stormvloed van 13/14 januari 1916. 's Gravenhage, Gebrs J. & H van Langenhuysen 1916.
- Stormvloed, 1953. Verslag over de stormvloed van 1953. Samengesteld door de Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut. Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf 's Gravenhage 1961.
- Studiedienst Hoorn, 1974. Verhoging zeedijk van Ameland. Relatief No. 1295, 1977. Nota 74.7, WWKZ-74.H007.
- Studiedienst Hoorn, 1975. Verhoging zeedijk van Ameland II. Relatief No. 1295, 1977. Nota 75.5, WWKZ-75.H005.
- TAW, 2002. Technisch Rapport Golfoploop en golfoverslag bij dijken.
- IJnsen, F., 1983. Analyse van vloedmerkwaarnemingen op de dijk onder Hollum op Ameland. Resultaten en aanbevelingen. Rijkswaterstaat, Directie Friesland, Rapport ANP 83-4.
- IJnsen, F., 1989. Verzwaring zeedijk van Terschelling. Rijkswaterstaat, Directie Friesland, Rapport ANW 89-10.

## **Bijlage 1**

### **Algemene aanpak bewezen sterktemethodiek voor steenbekledingen**

Beschreven door Fugro, ir M.T. van der Meer

## Algemene aanpak bewezen sterktemethodiek voor steenbekledingen

### 1. Inleiding

In het hoofdrapport is met behulp van een aantal praktijkvoorbeelden geïllustreerd hoe een bewezen sterktemethodiek kan worden toegepast bij een steenbekleding, die is opgebouwd uit Noorse Steen. Hiermee is een beter inzicht ontstaan in de mogelijkheden en valkuilen van een bewezen sterkte methodiek voor steenbekledingen in het algemeen.

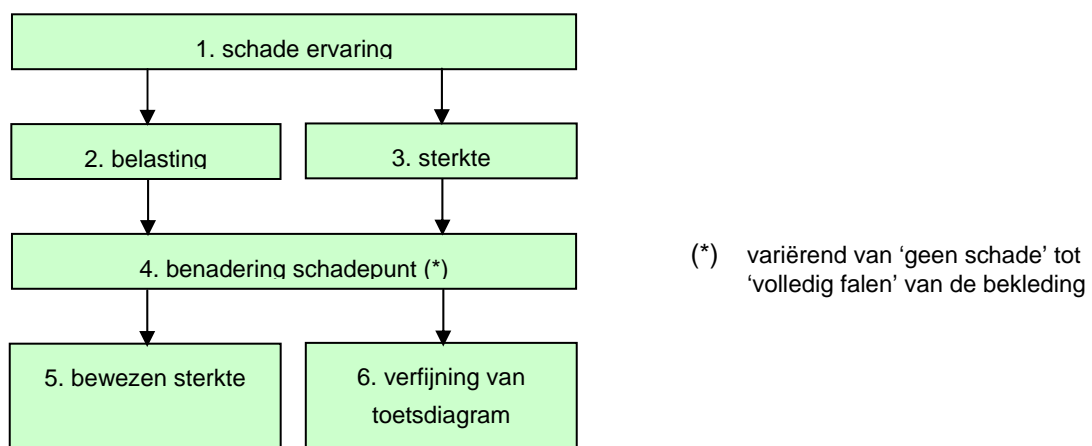
Onderstaand wordt de toegepaste aanpak uitgewerkt tot een meer algemeen toepasbare systematiek. Eerst wordt deze in grote lijnen schematisch beschreven, waarna stapsgewijs dieper op de verschillende facetten wordt ingegaan.

### 2. Algemene aanpak

Bij een bewezen sterkte onderzoek wordt op basis van "schade ervaringen" uit de praktijk tijdens extreme belastingen achteraf een uitspraak gedaan over de sterkte van een constructie. Merk op dat een situatie die zonder schade is overleefd ook als een bijzondere "schade ervaring" wordt gezien. Het principe van een bewezen sterkte methode is eigenlijk een modelproef op ware schaal onder de juiste omstandigheden, oftewel een prototypeproef. Het verschil is alleen dat men bij een modelproef sterkte en belasting zelf definieert en zich vooral moet afvragen of de proefopstelling de werkelijkheid goed genoeg benadert, terwijl bij de in-situ opgetreden omstandigheden de werkelijkheid per definitie goed is benaderd, maar dat er daarentegen meer onzekerheid is over de exacte grootte van sterkte en belasting.

Bij steenbekledingen bestaat de schade ervaring uit het in zekere mate in beweging komen van stenen in een bekleding. Ook het gegeven dat er onder bepaalde omstandigheden juist geen schade is opgetreden kan hierbij als schade ervaring dienen. De belasting is een golfbelasting, die kan worden gereconstrueerd op basis van historische informatie over stormomstandigheden en de geometrie van het voorland/onderwaterprofiel. Als ook de sterkte van de steenbekleding wordt gereconstrueerd, kan hieruit een zogenaamd schadepunt worden herleid in een toetsdiagram met informatie over de kans op schade. Hieraan kan men de uit modelonderzoek verkregen toetslijn in de  $H_s/\Delta D-\xi_0$ -grafiek, die het begin van bezwijken aangeeft, iken en mogelijkkerwijze zelfs 'scherper' vaststellen.

Deze aanpak is schematisch weergegeven in figuur B1.



**Figuur B1** - Algemene aanpak van bewezen sterkte methodiek

Hieronder is de bewezen sterkte methodiek voor steenbekledingen stapsgewijs toegelicht, gerelateerd aan de nummering in figuur B1.

Van belang is dat bij het schematiseren van de overleefde situatie telkens precies tegengesteld moet worden geredeneerd dan bij het vaststellen van de toekomstige toetsituatie:

- schade was toch groter (destijds hanteerde men coulantere definities);
- sterkte was toch groter (bijvoorbeeld in werkelijkheid meer inklemming);
- belasting toch minder groot (door allerlei gunstig werkende factoren).

## AD 1. Schade ervaring

De waarde van een bewezen sterkte methodiek wordt voor een belangrijk deel bepaald door de kwaliteit van een waarnemingen die men heeft gedaan tijdens extreme hydraulische belastingen. Belangrijke aspecten zijn weergegeven in tabel B1, waarbij steeds een voorbeeld is gegeven van een gunstig en een ongunstig scenario.

**Tabel B1** - Aspecten die van invloed zijn op kwaliteit van schadewaarnemingen

Aspect van waarneming	Gunstig	Ongunstig
bron van waarneming	vastgelegd in logboek	geen bron
ouderdom waarneming	recent schadegeval	oud schadegeval
aantal waarnemingen	frequent	incidenteel
mate van schade	begin van beweging	veel schade
oorzaak van schade	veroorzaakt door hydraulische belasting	veroorzaakt door niet-hydraulische belasting (bijv. kruierend ijs / vandalisme)
moment van schade	vastgelegd in logboek	geen bron
locatie van schade	vastgelegd in logboek	geen bron
type steenbekleding	veel voorkomend	zeldzaam

Bovenstaande tabel gaat vooral in op aspecten bij schade. Echter ook als juist geen sprake is van schade kan een waarde-oordeel worden gegeven aan de kwaliteit van de waarneming. Is er daadwerkelijk nooit schade opgetreden of is er destijds niets vastgelegd over (kleine) schades, omdat men deze zag als onderhoud of omdat de archieven verloren zijn gegaan? Overigens zijn kleine schades uit oogpunt van bewezen sterkte juist interessant, omdat deze in de buurt van begin van bezwijken liggen.

De onzekerheid in de schade ervaring dient men op een bepaalde manier te kwantificeren, bijvoorbeeld door deze te verdisconteren in (een kansverdeling voor) het schadecriterium.

## AD 2. Belasting

Een schade ervaring hangt samen met één of meer zware hydraulische belastingen die zijn opgetreden op een steenbekleding. Deze belasting gaat gepaard met een zekere waterstand en een daarmee samenhangend niveau van het talud.

De belasting dient te worden gereconstrueerd. Dit kan worden gerealiseerd door middel van een postdictie van de golfrandvoorwaarden op basis van historische stormdata. Belangrijk is dat hierin rekening wordt gehouden met eventuele veranderingen in het onderwaterprofiel en het eventuele voorland of een buitenberm. Er dient daarbij steeds een ondergrensbenadering van de parameters te worden gegeven en indien mogelijk een schatting van de onzekerheid (zie tabel B2).

**Tabel 2** - Parameters die de belasting op een steenbekleding bepalen

Belastingparameter
golfhoogte
golfperiode
massadichtheid water
taludhelling
onregelmatigheid golven
stroming
stormduur
locatie op talud
golfreductie voorland
golfreductie berm
golfrichting
windrandvoorwaarden
onderwaterprofiel
waterstand

### AD 3. Sterkte

De sterkte van de steenbekleding tijdens de extreme hydraulische belasting dient te worden gereconstrueerd. In de praktijk wordt daarvoor de huidige situatie in kaart gebracht en worden eventuele veranderingen in sterkte geschat. Voorbeelden van verandering in sterkte zijn de afname van steengewicht door verwerking, toename van de inklemming door inzanding en zettingen van de steenbekleding. Belangrijk is dat bij het vaststellen van een 'schade-punt' naast de 'buest-guess' inschatting ook een schatting van de onzekerheid wordt gegeven, en op grond hiervan een 'voorzichtige' (optimistische) inschatting van de op dat moment beschikbare sterkte wordt gegeven (zie tabel B3).

**Tabel B3** - Parameters die de sterkte van een steenbekleding bepalen

Sterkteparameter
steenafmeting
massadichtheid steen
taludhelling
inklemming
inzanding
locatie op het talud
porositeit
filterlagen
gladheid
staat van onderhoud
steenvorm
oriëntatie stenen
heterogeniteit

### AD 4. Benadering 'schadepunt'

Een gedeelte van de informatie over de belasting en sterkte wordt gebruikt om een gebied met daarin alle redelijkerwijs mogelijke combinaties van parameters te construeren in een  $H_s/\Delta D-\xi_0$ -grafiek. Dit gebied kan worden vergeleken met de toetslijn en de daarvoor gebruikte modelproef-resultaten.

Een gedeelte van de parameters zit direct in deze grafiek verwerkt, bijvoorbeeld de golfhoogte en de steengrootte. Andere parameters zijn indirect verwerkt, doordat zij bepalend zijn voor de parameters in de grafiek, bijvoorbeeld de windrandvoorwaarden en het onderwaterprofiel. Daarnaast zijn er parameters, die de randvoorwaarden van het toepassingsgebied van de grafiek bepalen, zoals de oriëntatie van de stenen in de bekleding en de stormduur.

Desgewenst kan men in plaats van een 'gebied' ook proberen om de ligging van een (conservatief ingeschat) schade-punt te destilleren. Normaliter wordt hiervoor een 5% onderschrijdingskans gekozen. Ook zal men dan een (conservatieve) keuze moeten maken voor de definitie van het schadepunt. Immers: ook de destijds werkelijk opgetreden schade zelf is in veel gevallen niet eenduidig bekend.

### **AD 5. Bewezen sterkte**

De overleefde situatie kan worden vergeleken met de toets situatie. Indien voor elke parameter kan worden aangetoond dat de overleefde situatie ongunstiger moet zijn geweest dan de toets situatie, is voldoende sterkte aangetoond. De praktische uitwerking is gecompliceerd, omdat er altijd sprake zal zijn van onzekerheden ten aanzien van meerdere parameters waarbij niet op voorhand helder is hoe deze onzekerheden in de parameterkeuze dienen te worden verdisconteerd. Dit probleem speelt minder indien de gevonden verdelingen direct worden ingevoerd in een probabilistische analyse.

### **AD 6. Verfijning van het toetsdiagram**

Met de bijgestelde toetslijn worden vergelijkbare situaties getoetst. Bij voorkeur zijn dit situaties die veel gelijkenis vertonen met de situatie waarvoor het schadepunt is afgeleid (zelfde type steenbekleding, zelfde ouderdom, zelfde storm, etc.). Indien voldoende informatie kan worden verzameld uit schade ervaringen, zou dit kunnen leiden tot een verfijning en/of aanscherping van het toetsdiagram in het algemeen.

Tenslotte is deze werkwijze in figuur B2 nog iets verder uitgewerkt, waarbij enigszins gesimplificeerd is aangegeven hoe de vergelijking van reeds overleefde met toekomstige (toets-) situaties op parameterniveau kan worden uitgevoerd.

## **3. Conclusies en aanbevelingen**

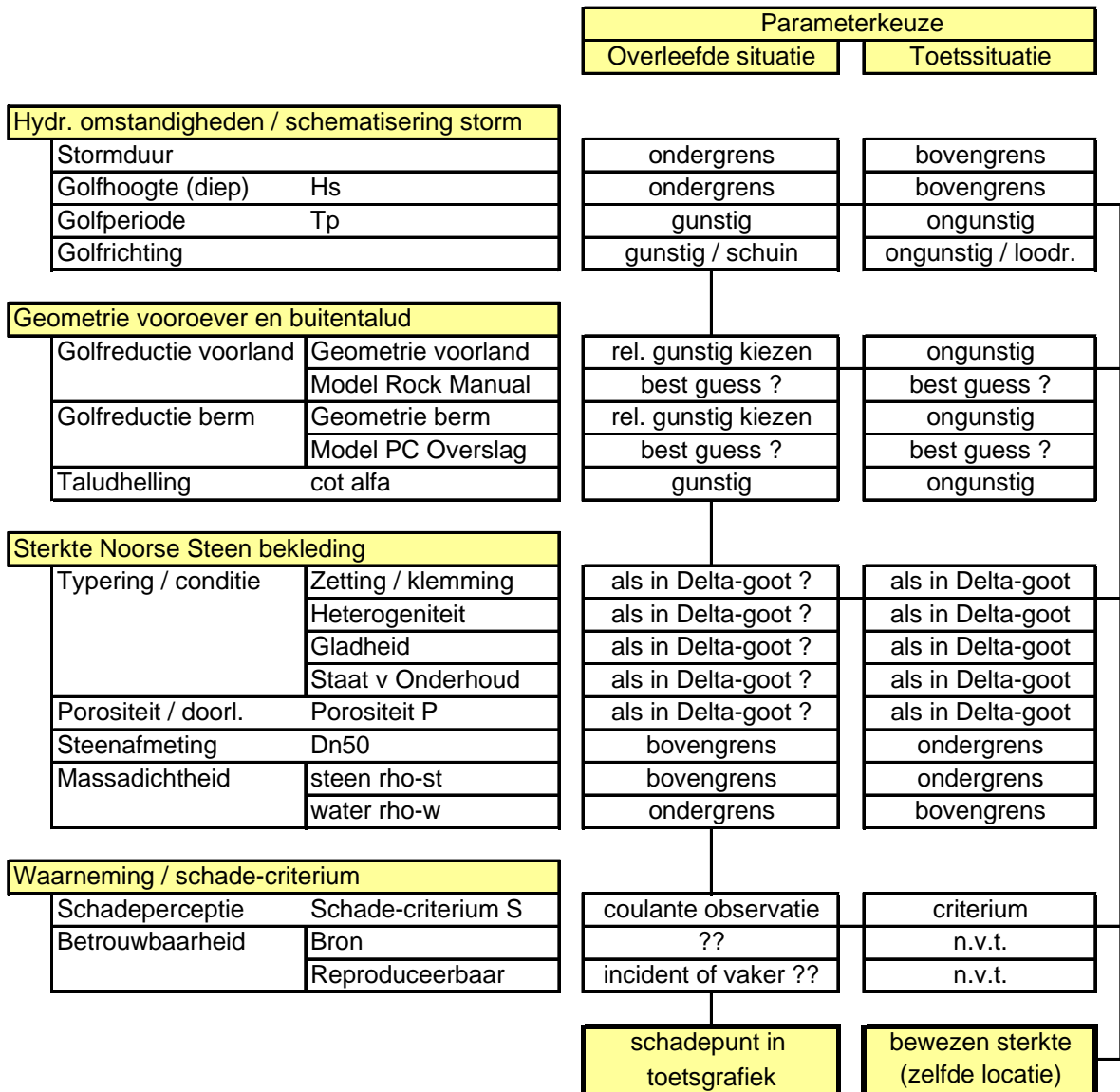
In deze bijlage is de gehanteerde bewezen sterktemethodiek voor Noorse Steen samengevat. Doel is om de methodiek bruikbaar te maken voor andere steenbekledingen.

Mogelijke resultaten van een bewezen sterkte analyse zijn:

- het creëren van een in de praktijk gemeten 'schadepunt', te gebruiken in de normaliter uitsluitend op grond van modelonderzoek vastgestelde toetslijnen;
- het beoordelen van dezelfde bekleding onder toetsomstandigheden.

Aanbevolen wordt om bovenstaande methodiek verder uit te werken voor basalt. Dit is een veel voorkomend bekledingstype, waarvoor relatief veel goed gedocumenteerde schadegevallen beschikbaar zijn.





Figuur B2 – Keuze parameters bij interpretatie overleefde situatie versus toetssituatie (voorbeeld)

## **Bijlage 2**

### **Hindcast storm 3 januari 1976**

Uitgevoerd door Alkyon Hydraulic Consultancy & Research,  
ir. F.J.H. Olijslagers en D.P. Hurdle, MSc



## B2.1 Achtergrond

Bij het project "Bewezen sterkte Noorse steen" is gebleken dat twee dijklocaties rondom Harlingen aan de kust van de Waddenzee interessant zijn om in detail te bekijken, zie paragrafen 4.2 en 4.5 in het hoofdverslag. Initiële pogingen om de golfhoogte te bepalen zijn uitgevoerd op basis van de windgegevens gemeten bij stations in Leeuwarden en op Terschelling en de resultaten van SWAN berekeningen uitgevoerd door Alkyon in 1999 voor het project "Wave Computations in the Waddenzee".

De [Alkyon, 1999] golfberekeningen zijn niet uitgevoerd voor de specifieke omstandigheden op 3 januari, 1976, maar voor een bepaalde set windsnelheden en waterstanden. Het is mogelijk dat de volgende aspecten invloed hebben op de randvoorwaarden afgeleid op basis van de berekeningen van 1999:

1. De bodemligging voor Zurich was aanzienlijk anders dan de situatie die geschematiseerd is in 1999. De waterdiepte was op een aantal plaatsen meer dan een half meter hoger in 1976. Dit kan een aanzienlijk effect hebben op de golfhoogte.
2. De golfcondities zijn bepaald op basis van de in 1999 uitgevoerde SWAN berekeningen met een windsnelheid van 21 m/s. Deze windsnelheid lag dichtbij een gemeten windsnelheid. Het is mogelijk dat de effectieve wind aanzienlijk hoger was door atmosferische instabiliteit (vlagerigheid) dan gebruikte. Bij onstabiele atmosfeer is het gebruikelijk een factor toe te passen op de windsnelheid om een betere effectieve windsnelheid te krijgen. Er zijn indicaties in de beschrijvingen van de storm dat de atmosfeer heel onstabiel was, b.v. meldingen van een orkaankracht wind (orde 33 m/s) terwijl de gemeten windsnelheid tussen 21 m/s en 25 m/s lag.
3. Het is mogelijk dat de windsnelheid over water hoger was dan de gemeten windsnelheden op land. Deze mogelijkheid is uitgezocht en er is een geschikte correctiefactor toegepast.
4. Bij sommige locaties kan stroomrefractie een aanzienlijke effect hebben op de golfcondities.
5. Mogelijke afwijkingen in de gebruikte waterstand. De [Alkyon, 1999] berekeningen zijn uitgevoerd met een constante waterstand, terwijl in werkelijkheid een ruimtelijke variatie van de waterstand aanwezig is.

## B2.2 Doel

Het doel van de studie is om een betrouwbare voorspelling te maken van de golfcondities bij twee locaties langs de dijk in de regio van Zurich en Koehool gedurende de periode van hoge waterstanden in de storm van 3 januari, 1976.

## B2.3 Aanpak

In deze studie zijn de volgende stappen genomen om de golfcondities uit te rekenen en te presenteren.

1. Als eerste zijn nieuwe rekenroosters gedefinieerd;
2. Bodemgegevens uit 1976 zijn opgevraagd en vertaald naar de rekenroosters;
3. Offshore golfcondities tijdens de storm zijn bepaald;
4. Voor ieder uur van de simulatieperiode zijn windvelden gemaakt op basis van verkregen metingen. Deze metingen zijn gecorrigeerd voor vlagerigheid en land-water effecten;
5. Voor ieder uur van de simulatieperiode zijn waterstandsvelden gemaakt op basis van verkregen metingen;
6. Voor ieder uur van de simulatieperiode zijn stromingsvelden gemaakt op basis van stromingsvelden van stromingsberekeningen. Deze stroomvelden zijn



gecorrigeerd voor een andere stijgsnelheid van het water en een andere waterstand;

7. Er zijn extra uitvoerlocaties aangemaakt in een raai langs en dwars op de kust;
8. De rekenresultaten zijn gepresenteerd als tijdseries. Voor een aangenomen maatgevend tijdstip zijn de golfcondities gepresenteerd bij de langsgaaien en dwarsgaaien en als ruimtelijke figuren.

## B2.4 SWAN model

De golfcondities zijn uitgerekend met het golfmodel SWAN. De gebruikte, meest recente versie van SWAN, SWAN 40.41 is in staat om de volgende processen te simuleren:

- Golfgroei door wind;
- Refractie over een variërende bodem;
- Stroomrefractie;
- Dissipatie door 'whitecapping';
- Dissipatie door dieptegelimiteerd breken;
- Niet-lineaire golf wisselwerkingen;
- Golftransmissie over dammen;
- Golfreflectie;
- Diffractie achter golfbrekers.

Voor een uitgebreide beschrijving van SWAN wordt verwezen naar:

<http://fluidmechanics.tudelft.nl/swan>.

## B2.5 Conventies:

- Tijden zijn in dit rapport in lokale tijd (CET).
- Richtingen worden gepresenteerd volgens de nautische conventie;
- Coördinaten zijn uitgedrukt volgens het Rijksdriehoekenstelsel.

## B2.6 Rekenroosters

De SWAN berekeningen zijn uitgevoerd op verschillende rekenroosters. Een overzicht van de gebruikte rekenroosters is gegeven in tabel B2-1 en figuur B2-1.

Rekenrooster	$X_0$ (m)	$Y_0$ (m)	$X_{len}$ (m)	$Y_{len}$ (m)	Hoek (°)	$m_x$	$m_y$	$dx$	$Dy$
N1	93.000	520.000	150.000	46.000	39	300	92	500	500
W1	111.250	532.400	97.500	43.000	40	975	430	100	100
K	159.000	583.200	10.000	5.000	40	500	250	20	20
Z	153.000	566.500	10.000	6.000	40	500	300	20	20

Tabel B2-1 Eigenschappen van de gebruikte rekenroosters

## B2.7 Rekenbodems

Voor het relevante deel van de Waddenzee zijn oude (1976) bodemgegevens opgevraagd bij RIKZ te Haren. De beschikbare bodemgegevens zijn gegeven op een 20 m resolutie rooster. De bodems beslaan het gebied  $130 \text{ km} < X < 160 \text{ km}$  en  $563 \text{ km} < Y < 600 \text{ km}$  (RD coördinaten). De overgang van de bodems uit 1976 naar de bodem van 1999 is over een strook van 1km geleidelijk gemaakt.

De gebruikte rekenbodems zijn weergegeven in de figuren B2-2 tot en met B2-4.



## B2.8 Offshore golfcondities

Ten tijden van de storm in 1976 zijn er geen golfgegevens beschikbaar op de meetlocaties SON en ELD, zie figuur B2-1 voor deze locaties. [Bouws en Komen, 1983] beschrijven de golfcondities op het Lichtschip Texel, 25 km ten westen van het eiland Texel. Gedurende de simulatieperiode zijn de gemeten golfcondities min of meer constant en laten zich beschrijven door een JONSWAP spectrum met  $\gamma=2$ , significante golfhoogte  $H_s = 6,8$  m en de piekperiode  $T_p = 11,6$  sec. Deze golfcondities zijn parametrisch opgelegd op de randen van het N1 rekenrooster.

## B2.9 Windvelden

Op verschillende locaties zijn windmetingen bekend. Figuur B2-5 geeft een overzicht van de gebruikte windmeetstations. Voor deze locaties is voor ieder uur de potentiële windsnelheid en de windrichting gegeven. Figuur B2-6 geeft een overzicht van deze windsnelheid en -richting als functie van de tijd. Voordat deze windsnelheden gebruikt worden voor interpolatie naar het rooster van het windveld voor de swan berekeningen, worden deze snelheden gecorrigeerd voor vlagerigheid en de afname van wind boven land.

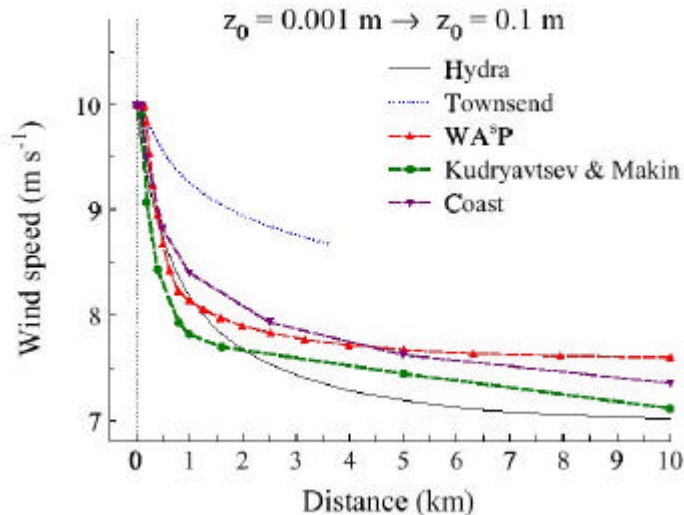
### Correctie voor vlagerigheid

SWAN is reeds gecalibreerd voor een gemiddelde vlagerigheid. Indien de atmosfeer buitengewoon instabiel is dan dient er een extra factor voor vlagerigheid toegepast te worden op de windsnelheden.

De stabiliteit van de lucht is in grote mate afhankelijk van temperatuurverschillen tussen het water en de lucht. Tijdens het etmaal van zaterdag 3 januari 1976 was het maximale temperatuurverschil tussen het water en de lucht 3,3 graden. Het gemiddelde verschil was echter 1,5 graden. Dit temperatuurverschil wordt te klein geacht om bij te dragen aan extra vlagerigheid. Deze theorie wordt bevestigd door de waarden van gemeten gust snelheden die de verhouding hebben met de uur gemiddelde windsnelheid die wordt verwacht voor een normale stabiliteit. De correctiefactor voor vlagerigheid op de windsnelheden is daarom gelijk gesteld aan één.

### Correctie voor afname wind boven land

Over het algemeen zijn de windsnelheden boven land lager dan windsnelheden boven water door een grotere ruwheid boven land. In [Verkaik, 2001] zijn verschillende relaties gegeven voor de afname van de wind boven land als gevolg van een ruwheidverhoging. In de figuur B2-7 zijn deze relaties weergegeven als functie van de afstand landinwaarts.



Figuur B2-7 Afname van de windsnelheid als functie van de afstand landinwaarts

In tabel B2-2 is een overzicht gegeven van de windmeetlocaties en de afstand tot open water. Voor de reductie van de wind is aangenomen dat de procentuele afname gelijk is voor iedere windsnelheid. In de tabel is de reductie van de windsnelheden gegeven in procenten. De toe te passen factor, om van de windsnelheid boven land te komen tot een windsnelheid boven water, is bepaald door de inverse van deze reductie. Bovendien is deze factor voor ieder tijdstip gelimiteerd door de verhouding van de windsnelheid op L.S. Texel en de windsnelheid op de meetlocatie. Zo is voorkomen dat de windsnelheden toenemen in landwaartse richting.

meetlocatie		Afstand tot open water voor dir =300-360 graden (km)	Reductie Volgens figuur	Factor Land water
220	L.S. Texel	0	0%	1,00
235	De Kooy	4,5 - 5,0	25%	1,33
250	Terschelling	1,8 - 2,5	20%	1,25
270	Leeuwarden	13,0 - 15,0	30%	1,43
277	Lauwersoog	0	0%	1,00
280	Eelde	45 - 60	35%	1,54
225	Ijmuiden	0	0	1,00

Tabel B2-2 Correctiefactoren voor reductie boven land

### Interpolatie gecorrigeerde windsnelheden

De gecorrigeerde windsnelheden zijn geïnterpoleerd op een regelmatig rooster met een resolutie van 5km<sup>2</sup>, groter dan het N1 rekenrooster. Voordat interpolatie mogelijk was zijn enkele meetlocaties gekopieerd naar de hoekpunten van het windrooster, zie figuur B2-5. L.S. Texel is gekopieerd naar de westelijke en noordelijke hoek van het rooster en Lauwersoog naar de oostelijke hoek. Figuur B2-5 geeft een overzicht van het geïnterpoleerde windveld van 3 januari 1976, 21 hr.



## B2.10 Waterstandveld

Metingen van waterstanden zijn bekend op de locaties zoals weergegeven figuur B2-8. In figuur B2-9 is een tijdserie gegeven van de gemeten waterstand in Harlingen. Er zijn duidelijk twee pieken waarneembaar. De hoogst gemeten waterstand bedraagt NAP+3.67m om 21 uur op zaterdag 3 januari. De uit te voeren simulaties worden gedaan voor de periode van 3 uur voor tot 3 uur na hoog water.

Waterstanden zijn geïnterpoleerd tussen meetlocaties op een regelmatig rechthoekig rooster. Dit rooster beslaat het rooster N1 en heeft een resolutie van 1000m<sup>2</sup>. Voor de interpolatie zijn meetlocaties gekopieerd naar een locatie buiten het waterstand rooster min of meer loodrecht op de voortplantingsrichting van de hoogwatergolf. Figuur B2-8 geeft een overzicht van deze extra locaties, de meetlocaties en het waterstandveld op basis van deze locaties.

## B2.11 Stromingsveld

Uit stromingsberekeningen [Alkyon, 2001] zijn stromingsvelden bekend voor de Waddenzee. Voor een complete getijcyclus is een stroomveld gegeven voor 2 situaties, zie figuur B2-9:

1. Gemiddelde waterstand NAP+0,00m en getijslag van 1,5m in 6 uur;
2. Gemiddelde waterstand NAP+3,75m en getijslag van 2,5m in 6 uur;

Het stromingsveld bij een gemiddelde waterstand van NAP +0,0m is niet gebruikt voor interpolatie naar hogere waterstanden. Er is dan namelijk spraken van droogvallende platen en het stromingsveld wijkt af van een stromingsveld voor hogere waterstanden.

Tijdens de storm van 3 januari 1976 was er geen spraken van een tijdsgemiddelde waterstand, maar van een stormopzet. De getijslag van de vloed- en ebperiode varieerden in de tijd. Omdat zowel de gemiddelde waterstand als de getijslag verschillend zijn van de waarnemingen zijn de volgende aannamen gedaan om toch een stromingveld te genereren:

1. Stroomsnelheden hebben een lineaire relatie met de stijgsnelheid. Wanneer in eenzelfde periode de waterstand twee keer zo veel stijgt, verdubbelen de snelheden;
2. Stroomsnelheden hebben een inverse lineaire relatie met de waterdiepte. Indien dezelfde hoeveelheid water door een kleinere waterdiepte gaat nemen de stroomsnelheden toe.

Deze aannamen gaan voorbij aan het feit dat de verdeling van de stroming tussen geulen en platen verandert bij veranderende waterstand. We menen echter dat dit laatste effect relatief klein is omdat het verschil tussen de waterstand bij kritische tijdstippen in de 1976 storm en de waterstanden in de stromingsberekeningen relatief klein is.

In [Alkyon, 2001] is de invloed van stroom op de golfhoogte en -periode onderzocht. Ter plaatse van de locaties bij Zurich en Koehool was het maximale verschil van de berekende golfhoogte en de periode met en zonder stroom slechts 0,01 m en 0,02 s. Dit plaatst bovenstaande aannamen in een kader van relatieve belangrijkheid.

Voor de simulatieperiode van zeven uur is voor ieder tijdstip een correctiefactor bepaald voor de afwijkende stijgsnelheid en de afwijkende waterstand.

De stijgsnelheid van zowel de stromingsberekeningen en de metingen is bepaald door middeling van de stroomsnelheid het uur voor en na het bepaalde tijdstip. De waargenomen stijgsnelheid is gedeeld door de stijgsnelheid van de berekeningen om tot een factor te komen welke wordt toegepast op het stromingsveld.





De stromingvelden van de berekeningen gelden voor een hogere waterstand en zijn niet direct te gebruiken bij de lagere waargenomen waterstanden. Hiervoor is eerst een correctiefactor toegepast voor de lagere waterstand. Deze correctiefactor is ruimtelijk variërend en bepaald door deling van de waterdiepten. De waterdiepte van de berekeningen is bepaald door sommatie van bodemligging en waterstand op ieder tijdstip. De waterdiepte van de waarnemingen is bepaald door de waterdiepte van de berekeningen te verminderen met het waterstandsverschil bij Harlingen, zie tabel B2-3 en figuur B2-9.

Tijdstip		Waterstand Harlingen [m tov NAP]		Waterstand- verschil Harlingen [m]	Stijgsnelheid [m/hr]		Factor stijgsnelheid
	[hr]	Stromings- berekeningen	waargenomen		Stromings- berekeningen	waargenomen	Waargenomen / berekeningen
HW-3	18	3.6246	2.09	1.53	0.67	0.57	0.85
HW-2	19	4.2933	3.08	1.21	0.62	0.69	1.11
HW-1	20	4.8598	3.46	1.40	0.44	0.30	0.68
HW	21	5.1659	3.67	1.50	0.07	0.07	0.94
HW+1	22	5.0088	3.6	1.41	-0.34	-0.15	0.44
HW+2	23	4.4914	3.37	1.12	-0.49	-0.30	0.61
HW+3	24	4.0342	3.01	1.02	-0.39	-0.41	1.05

Tabel B2-3 Waterstanden, stijgsnelheden uit en verschillen tussen stromingsberekeningen en waarnemingen

De voor een andere stijgsnelheid en waterstand gecorrigeerde stroomsnelheden zijn vervolgens geïnterpoleerd naar een rechthoekig rooster met een resolutie van 200m<sup>2</sup>. Figuur B2-10 geeft het zo bepaalde stroomveld weer voor een deel van de Waddenzee voor het tijdstip 21 uur.

## B2.12 SWAN instellingen

Hieronder is een deel van de SWAN invoerfile gegeven met de fysische en numerieke instelling zoals deze ook gebruikt zijn in eerdere SWAN berekeningen in de Waddenzee.

```
DIFFRAC 1 0 0
GEN3 KOMEN
BREAK 1. 0.73
FRIC JONSWAP
TRIAD
NUM ACCUR 0.01 0.01 0.01 99. 30
```

## B2.13 Uitvoerlocaties

De coördinaten van de locatie bij Zurich en Koehool zijn onttrokken het hoofd rapport en herhaald in onderstaande tabel.

Locatie	X <sub>Parijs</sub> [m]	Y <sub>Parijs</sub> [m]
Zurich	155.600	570.250
Koehool	162.500	584.500

Tabel B2-4 Uitvoerlocaties



Voor beide locaties is extra uitvoer gegenereerd op een raai dwars op de dijk en een raai langs de dijk met een onderlinge afstand van 50m en over een totale afstand van ruim 1500 m. Deze uitvoerlocaties zijn weergegeven in de figuren B2-11 en B2-12.

## B2.14 Controlesommen

Voordat de sommen zijn doorgerekend met de vereiste nauwkeurigheid zijn er een paar snelle sommen gedraaid ter controle van de volgende zaken:

- Nesting. De overgang van de golfhoogte en -periode tussen twee geneste rekenroosters is gecontroleerd;
- Windveld. Er is uitvoer gegenereerd op de windmeetlocaties. Deze is vergeleken met de invoer en gecontroleerd op juiste richting en grootte;
- Waterstanden. Er is uitvoer gegenereerd op de waterstand-metlocaties. Deze is vergeleken met de metingen. Locaties die in het SWAN model droog liggen zijn verschoven om toch uitvoer te krijgen.
- Stromingen. SWAN uitvoer en gecorrigeerde stroomvelden op het kromlijng stromingsrooster zijn vergeleken en gecontroleerd op grootte en richting. Tevens zijn de absolute stroomsnelheden vergeleken in een ruimtelijke figuur om na te gaan of de resolutie van het stromingsveld wel fijn genoeg is om de geulen te onderscheiden van de platen.

Alle bovenstaande controles zijn met goed resultaat uitgevoerd.

## B2.15 Rekenresultaten

Voor de zeven tijdstippen zijn de verschillende rekenroosters doorgerekend met de juiste offshore golfcondities, waterstandvelden, windvelden en stromingsvelden. De resultaten zijn op verschillende manieren gevisualiseerd: Tijdseries, golfcondities op dwarsraaien en langdraaien en figuren met de ruimtelijke verdeling van golfcondities.

### Tijdseries

Figuur B2-13 en figuur B2-14 geven een tijdserie weer van de waterstand, golfhoogte, -periode en richting ter plaatse van Zurich en Koehool. Voor het maatgevende tijdstip zijn in tabel B2-5 de volgende golfparameters: significante golfhoogte  $H_{m0}$ , piekperiode  $T_p$ , gemiddelde periode  $T_{m01}$ , spectrale periodemaat  $T_{m-1,0}$  en de golfrichting. Deze maatgevende tijdstippen zijn een voorlopige schatting van het tijdstip waarop de combinatie van golfhoogte, -periode en -richting resulteert in de hoogste golfploep.

	Tijdstip	$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]	$T_{m01}$ [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	Golfrichting [° t.o.v. N]
Zurich	21 uur	1,64	5,19	3,45	4,00	320
Koehool	22 uur	1,50	4,65	3,34	3,78	314

Tabel B2-5 Golfparameters op maatgevende tijdstip

### Dwarsraaien en langdraaien

Voor het maatgevende tijdstip zijn de berekende golfparameters op de langs- en dwarsraaien uitgezet in de figuren B2-15 tot en met B2-18. Deze figuren geven de waterdiepte, golfhoogte, -periode en -richting op de dwars- en langdraaien zoals weergegeven in figuur B2-11 en figuur B2-12.

De dwarsraai bij Zurich (figuur B2-15) vertoont weinig variatie in de golfperiode en -richting. De golfhoogte wordt direct beïnvloed door de variërende waterdiepte. De energiedissipatie door bodemwrijving neemt toe bij kleinere waterdiepten.



De langsgaai bij Zurich (figuur B2-16) vertoont eveneens weinig variatie in alle golfparameters. De uitvoerlocatie uit tabel B2-4 kan hierdoor representatief geacht worden voor de gehele dijk.

Bij Koehool is er zowel in dwarsrichting (figuur B2-17) als in langsricting (figuur B2-17) weinig variatie in de berekende golfparameters. De uitvoerlocatie Koehool uit tabel B2-4 kan hierdoor representatief geacht worden voor de gehele dijk. De ruimtelijke uitvoer wordt beperkt door de beperkte bodeminformatie. Deze bodeminformatie gaat niet verder landwaarts dan de dieptelijn NAP -0,8 m.

### Ruimtelijke figuren

Voor ieder rooster en tijdstip is de ruimtelijke verdeling van de golfhoogte  $H_{m0}$  en de golfperiode  $T_{m-1,0}$  weergegeven. In deze bijlage beperken we ons tot de weergave van de golfparameters op het rekenrooster W1 op het tijdstip 21 uur en op de detailroosters op de maatgevende tijdstippen.

Figuur B2-19 geeft de golfhoogte weer om 21 uur op het W1 rekenrooster. Deze figuur geeft duidelijk weer dat de golfreductie door het zeegat van Terschelling zeer groot is. De golfhoogte neemt hier af van ruim 6,5 m naar 1,5 m. Op de Waddenzee neemt de golfhoogte achter de waddeneilanden toe door lokale windgroei. Het patroon van de diepere geulen (zie figuur B2-2) is duidelijk herkenbaar in de figuur met de golfverdeling. Deze figuur toont aan dat bij Koehool de golfhoogte lager is dan bij Zurich. De oorzaak is terug te vinden in de bathymetrie.

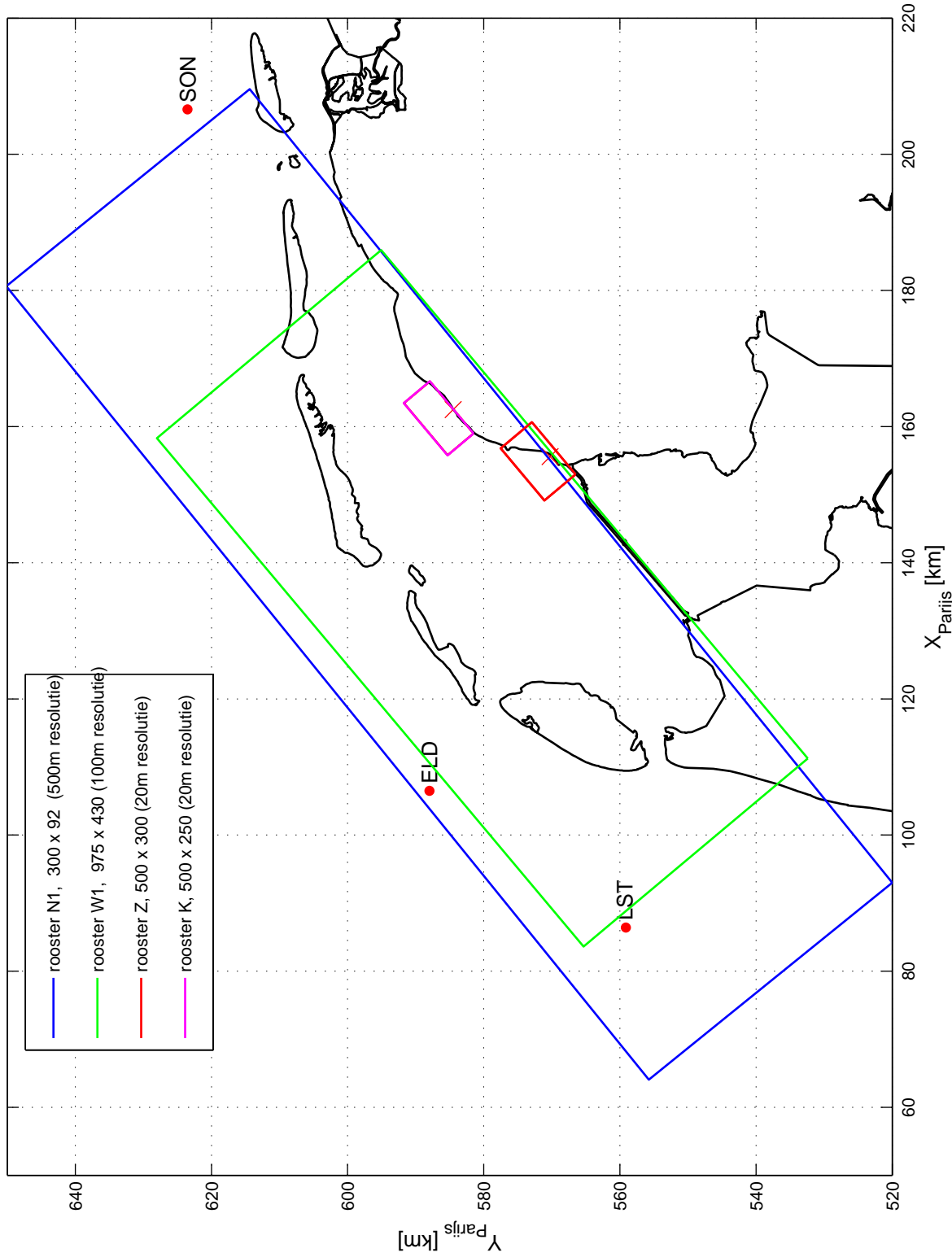
Figuur B2-20 geeft de ruimtelijke verdeling weer van de spectrale periodemaat  $T_{m-1,0}$  op het rekenrooster W1 voor het tijdstip 21 uur. Ook hierbij is de enorme reductie door het zeegat van Terschelling waarneembaar. De periodemaat neemt af van 11 seconden naar 4 seconden. Op de Waddenzee zijn de ruimtelijke verschillen van de periode minder dan van de golfhoogte.

Figuur B2-21 en figuur B2-22 geven respectievelijk de golfhoogte en -periode weer zoals uitgerekend is op het detail rekenrooster nabij Zurich op het tijdstip 21 uur. Zoals reeds geconcludeerd is na de presentatie van de dwarsgaaien en langsgaaien is de ruimtelijke variatie van zowel de golfhoogte als golfperiode bij de uitvoerlocatie gering. De invloed van de bodemwrijving in de ondiepere delen is waarneembaar bij de ruimtelijke verdeling van de golfhoogte.

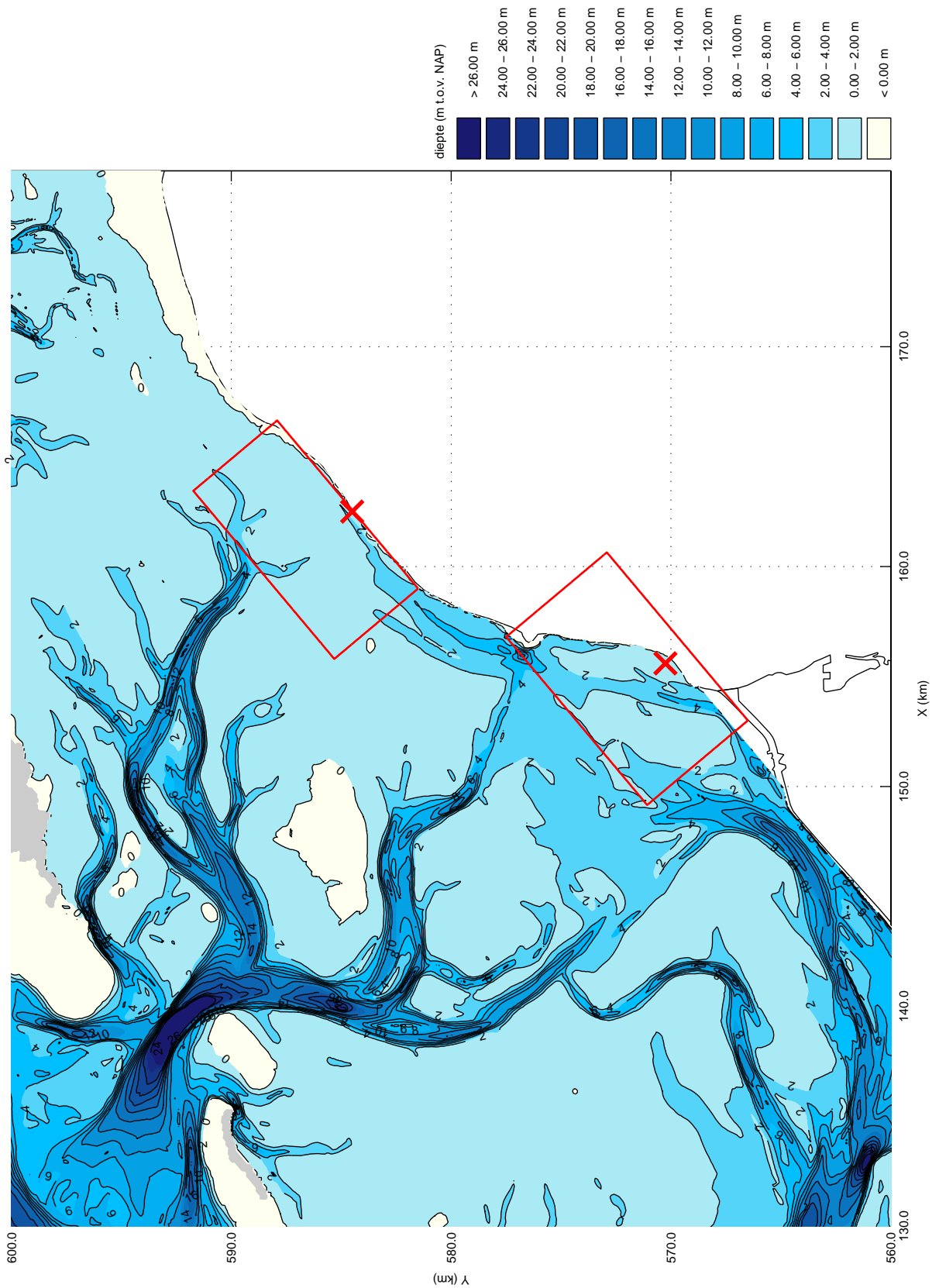
Figuur B2-21 en figuur B2-22 geven respectievelijk de golfhoogte en -periode weer zoals uitgerekend is op het detail rekenrooster nabij Koehool op het tijdstip 22 uur. Voor deze figuren is dezelfde kleurenschaal gebruikt als bij de figuren voor Zurich. Opvallend is meteen de lagere waarde van zowel de golfhoogte als golfperiode ten opzichte van de locatie Zurich.

## B2.16 Referenties

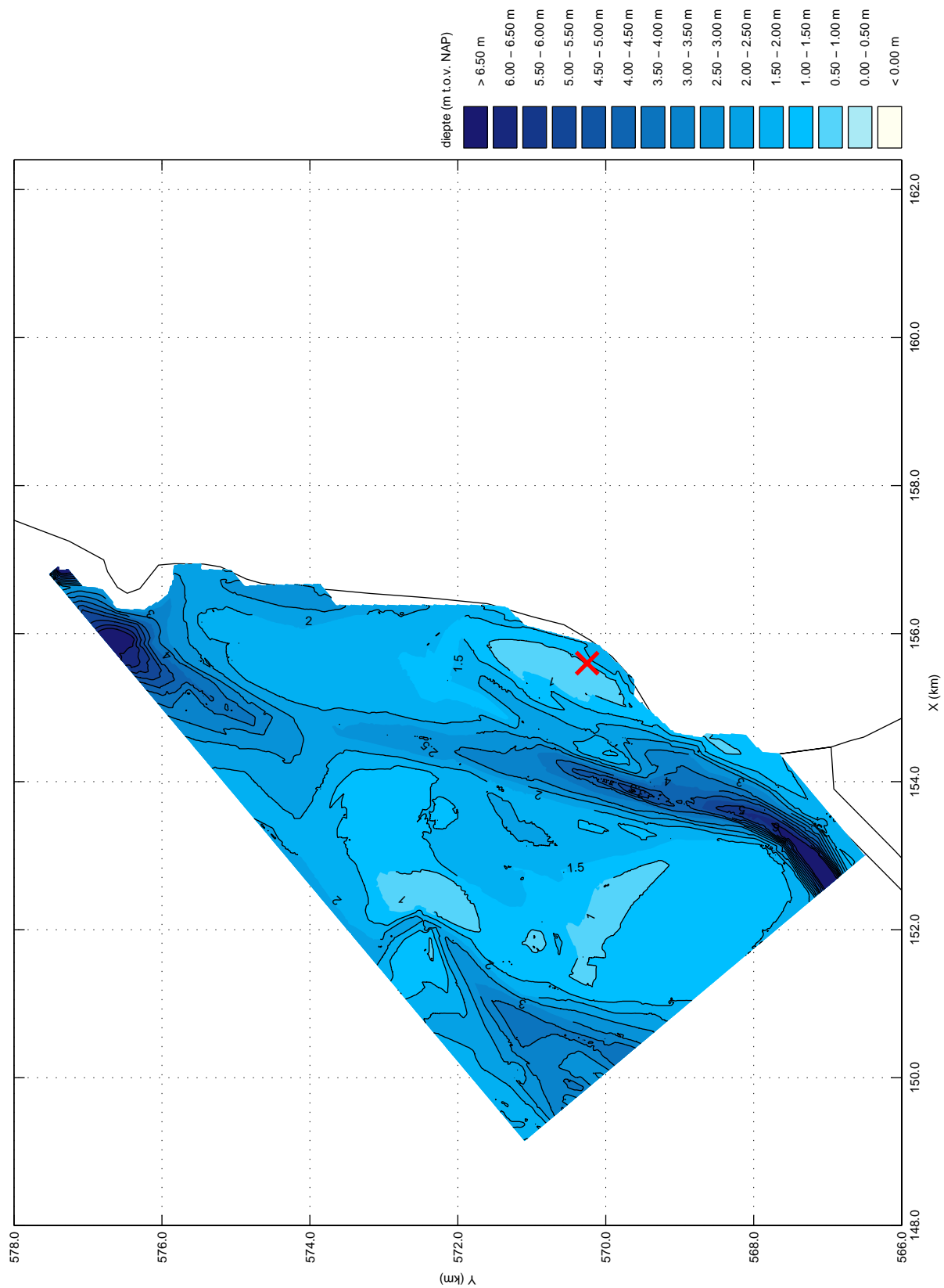
- Alkyon, 1999: 'Wave computations in the Waddenzee'. Project A352, in opdracht van RIKZ voor het project "INVENT".
- Alkyon, 2001: 'SWAN met stroom', Alkyon rapport A850.
- Bouws, E. en G.J. Komen, 1983, 'On the balance between growth and dissipation in an extreme depth-limited wind-sea in the Southern North Sea', Journal of physical Oceanography, Vol. 13, 1983
- Verkaik, J.W., 2001, 'A method for geographical interpolation of wind speed over heterogeneous terrain'



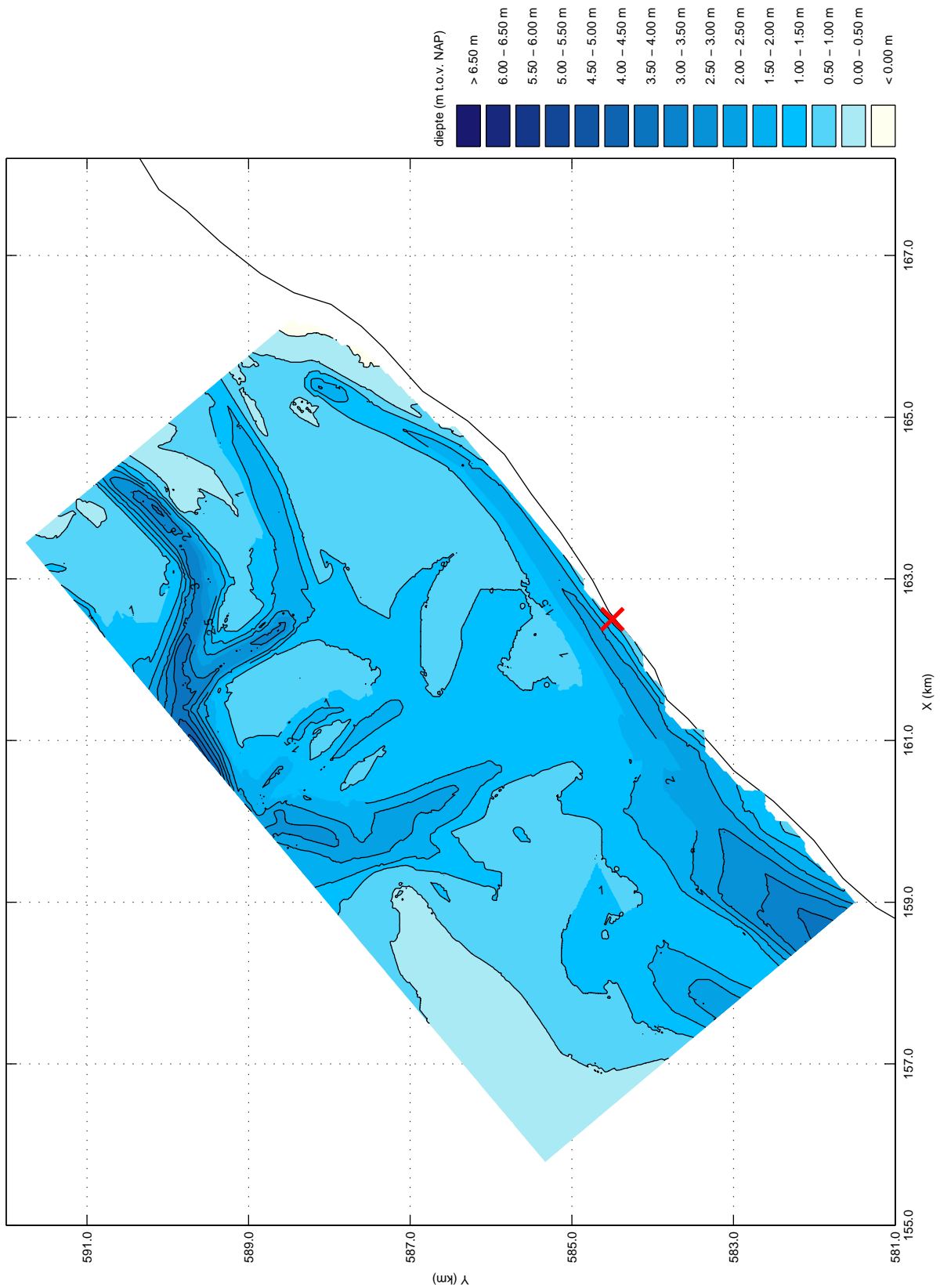
Ligging gebruikte rekenroosters,  
 offshore locaties ELD, SON en L.S. Texel  
 en schadelocaties Zurich en Koehool (rode kruizen)



Gebuchte bodem voor rekenrooster W1  
 rode kruizen: locaties Zurich en Koehool  
 rode rechthoek: geneste rekenroosters K en Z

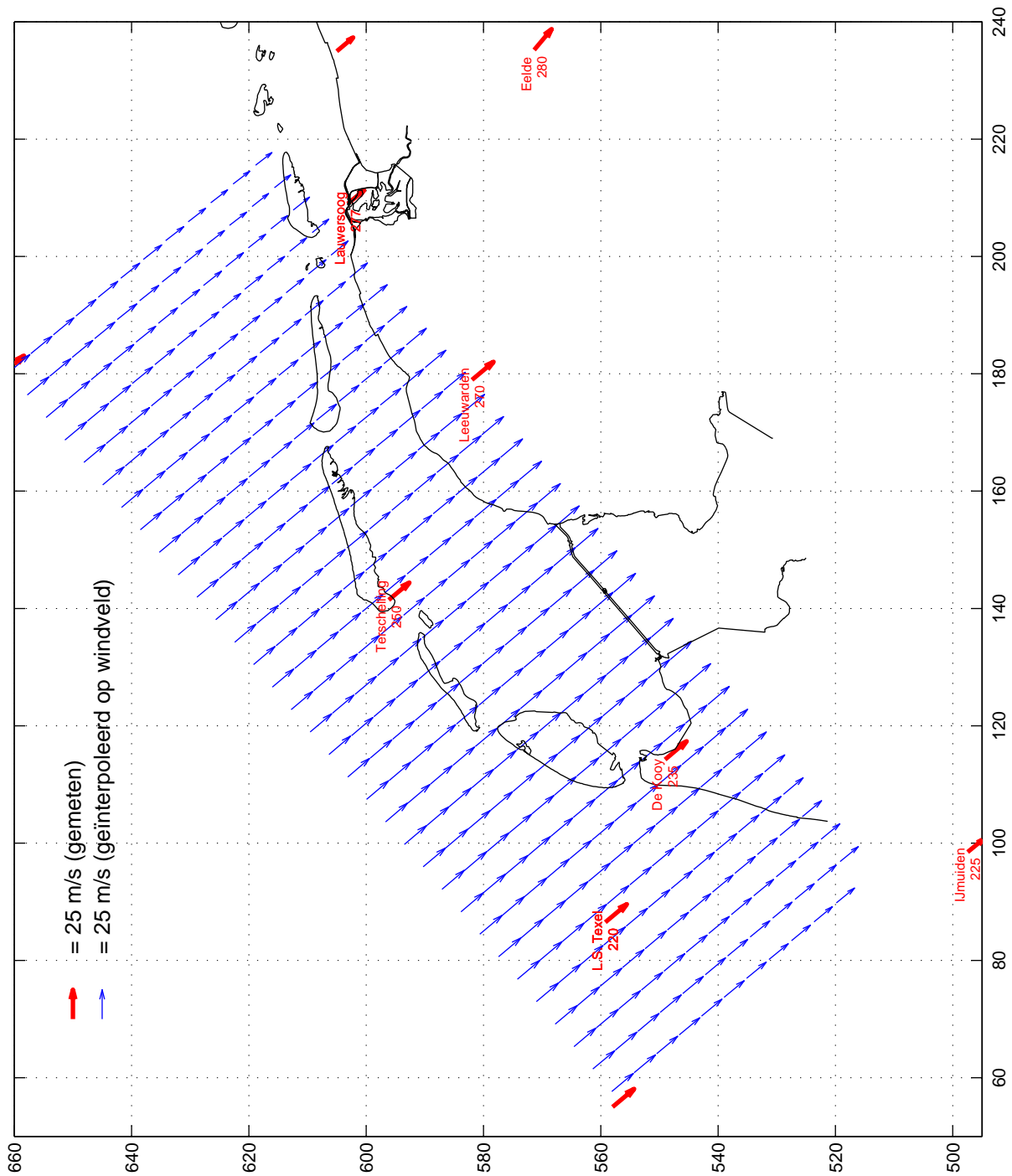


Gebruikte bodem voor rekenrooster Z  
 rode kruis: locatie Zurich



Gebruikte bodem voor rekenrooster K  
 rode kruis: locatie Koehool





Windveld 3 januari 1976, 21 hr  
 alfa = 40°

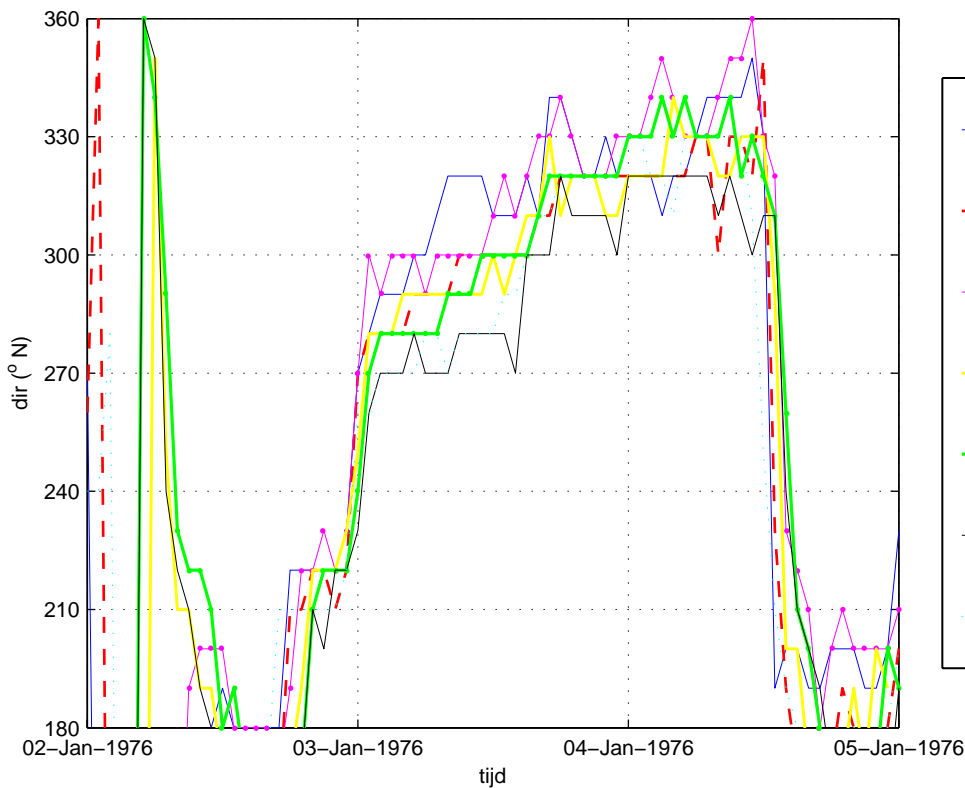
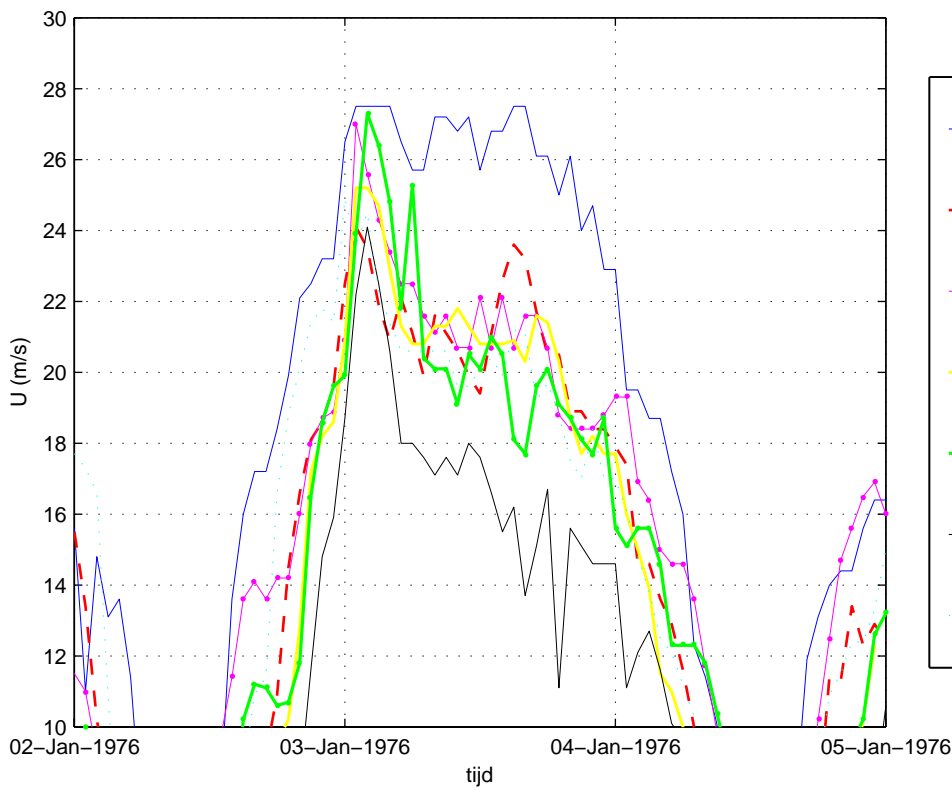
$x_0=93000\text{m}$	$n_x = 33$
$y_0=516000\text{m}$	$n_y = 12$
$dx = dy = 5000\text{m}$	

Golf hindcast 3 januari 1976

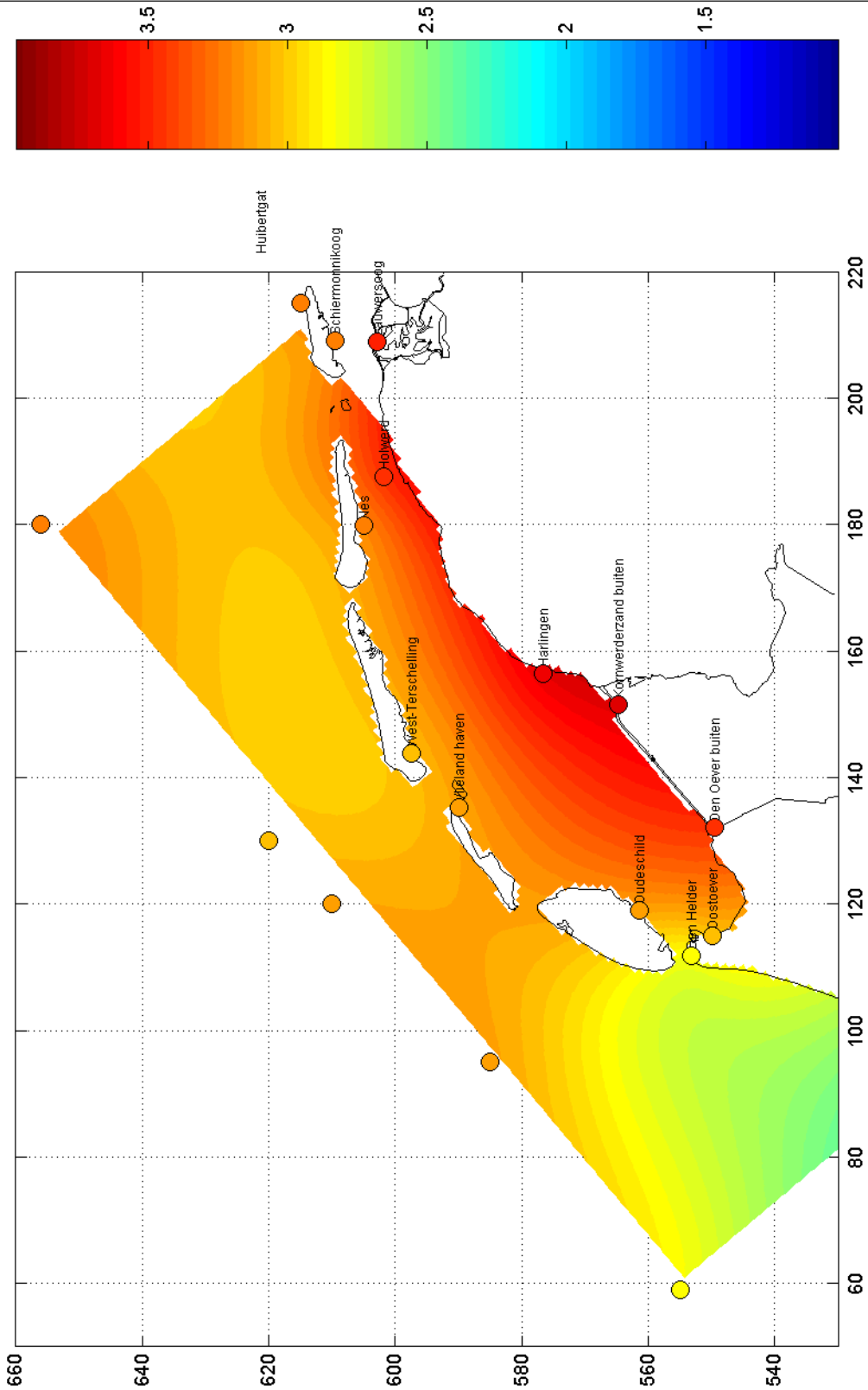
A1482



Fig. B2-5



Tijdreeksen van potentiële wind metingen



waterstandsveld 3 januari 1976, 21 hr

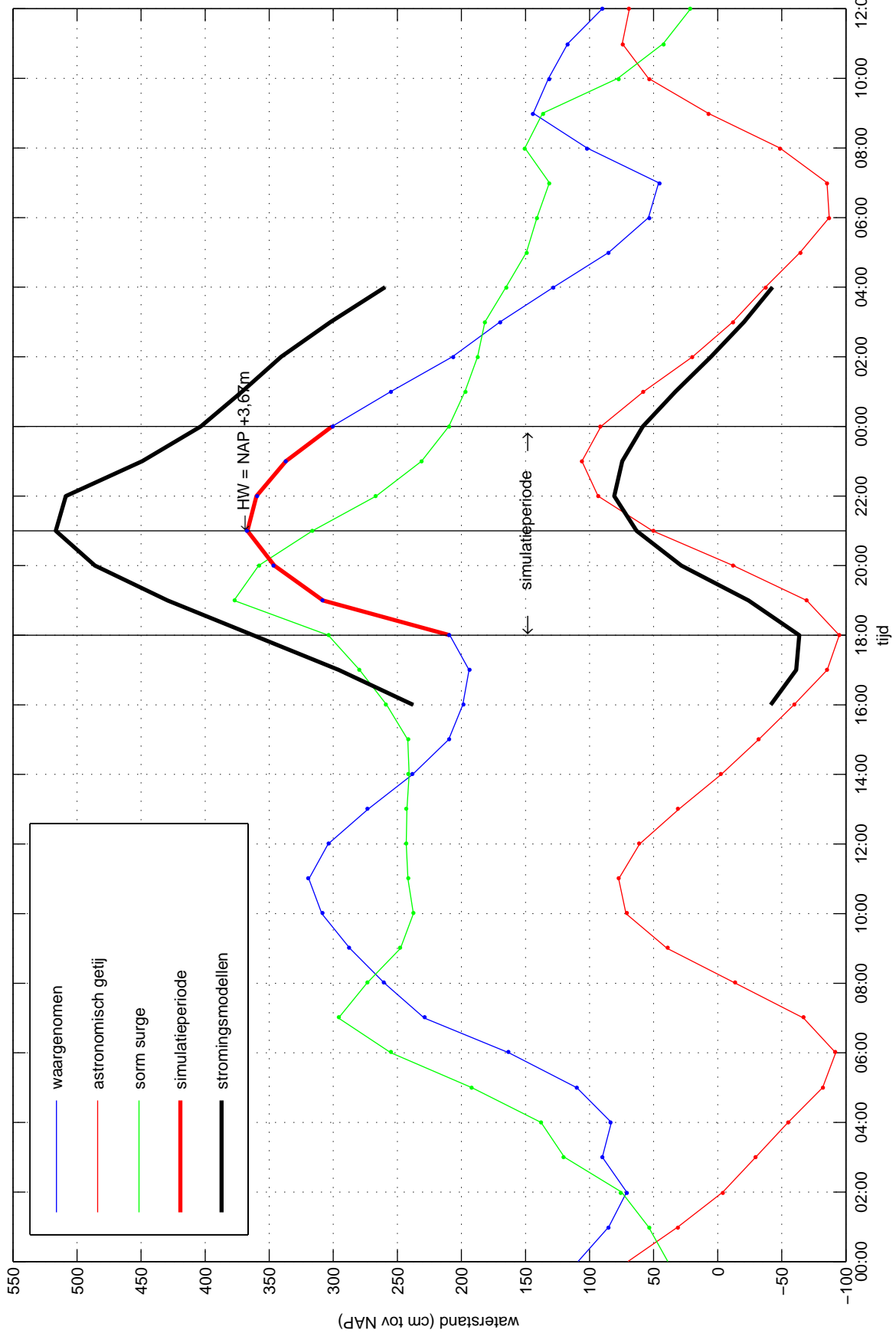
$X_0=93000\text{m}$	$n_x = 155$
$Y_0=516000\text{m}$	$n_y = 51$
$dx = dy = 1000\text{m}$	

Golf hindcast 3 januari 1976

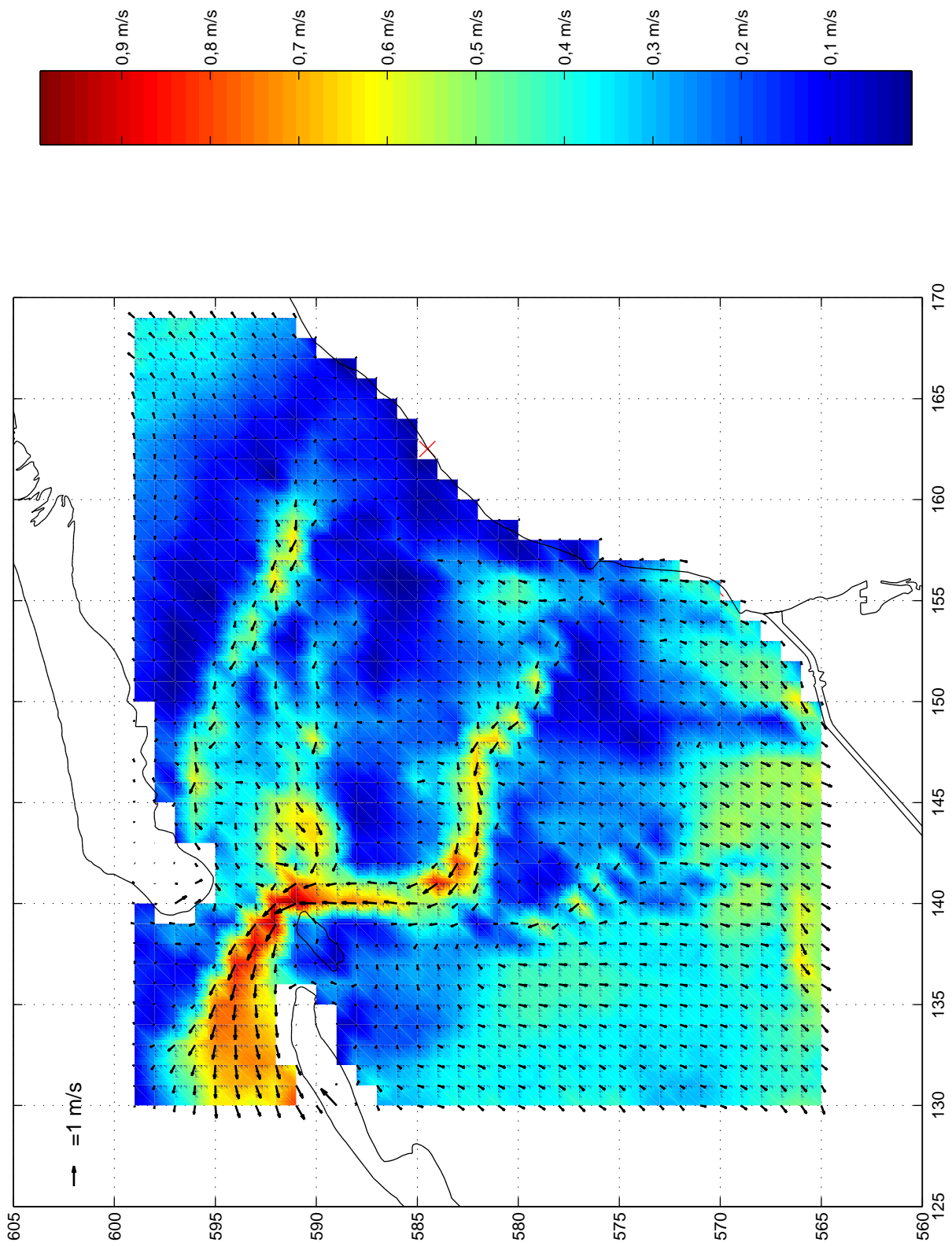
A1482



Fig. B2-8



Waterstand Harlingen (3-4 januari 1976)



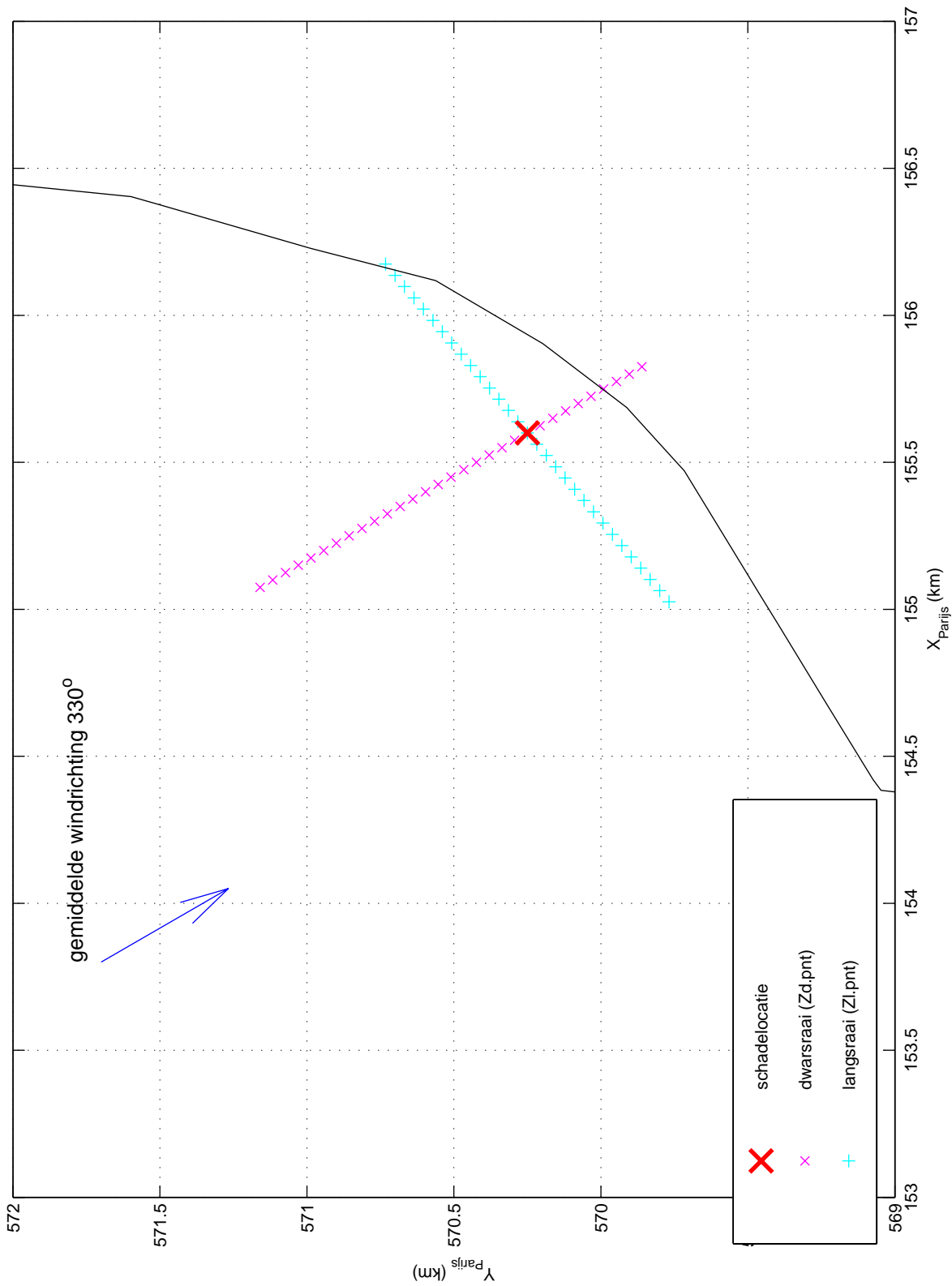
Stromingsveld 3 januari 1976, 21 hr  
absolute waarden en vectoren

Golf hindcast 3 januari 1976

A1482



Fig. B2-10



Uitvoerlocaties bij Zurich

X=155600m Y=570250m

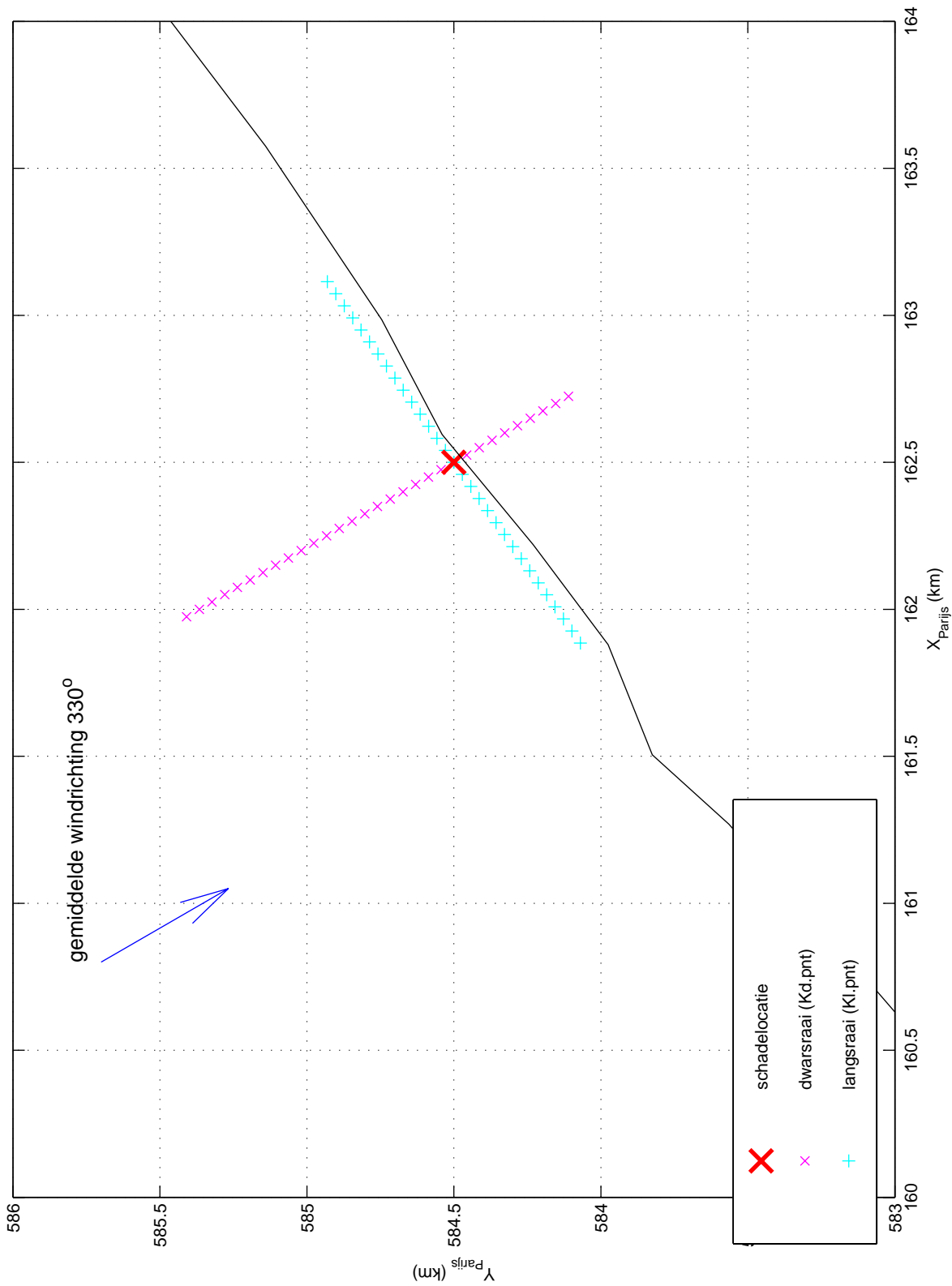
dx=50m

Golfhindcast 3 januari 1976

A1482

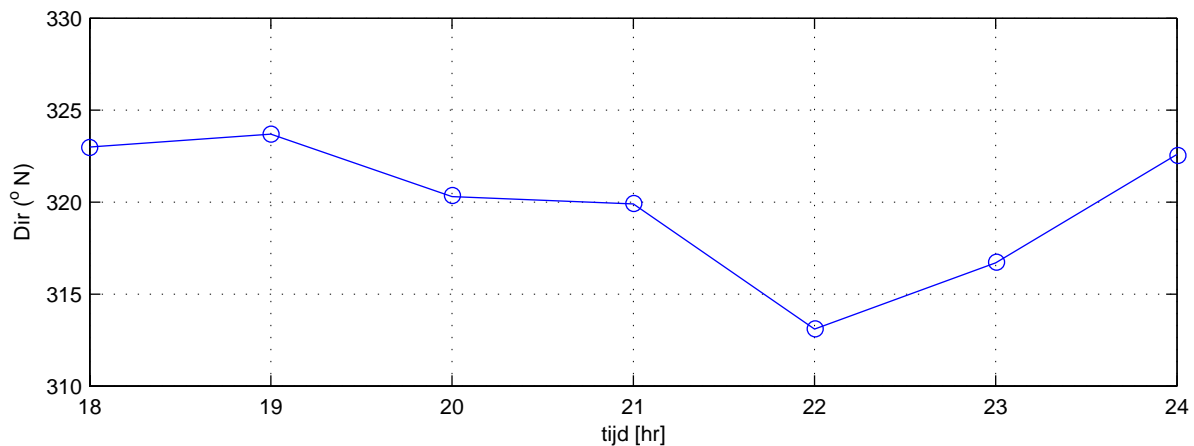
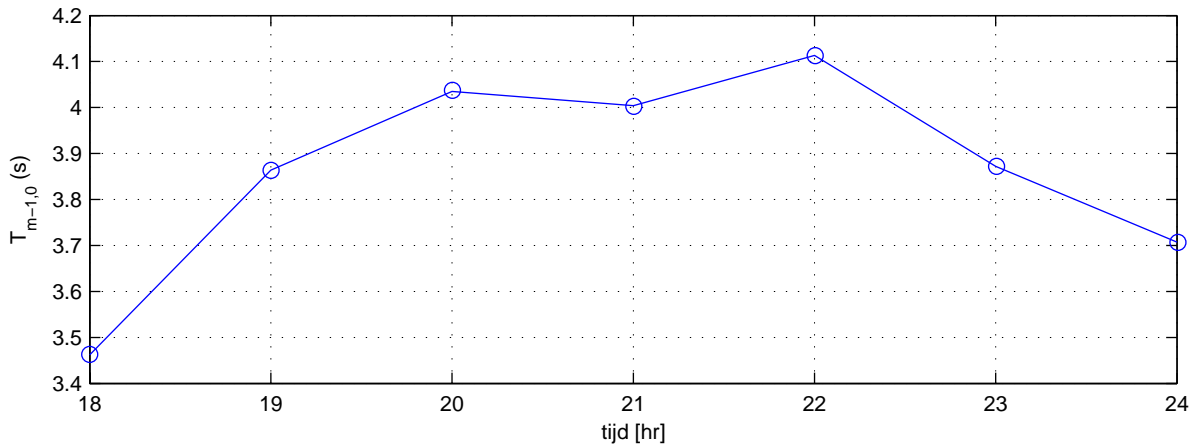
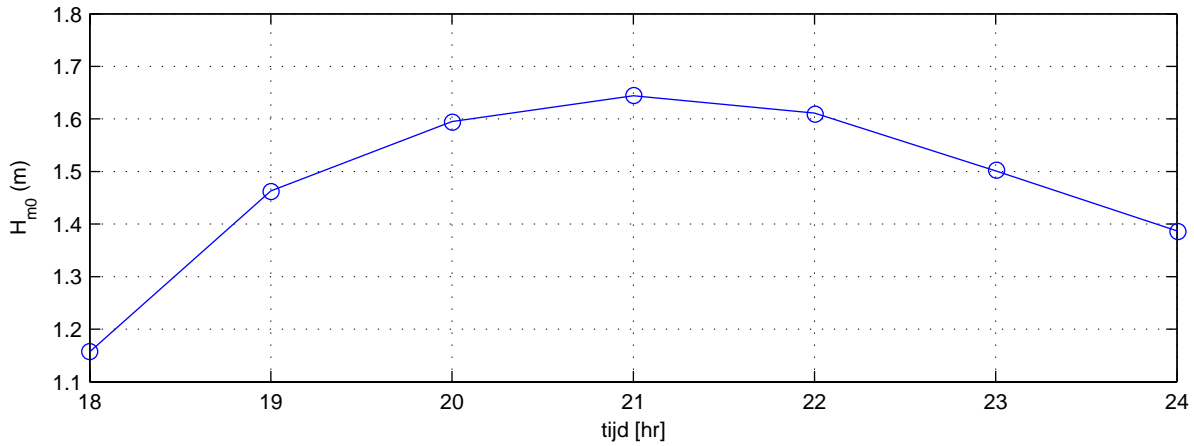
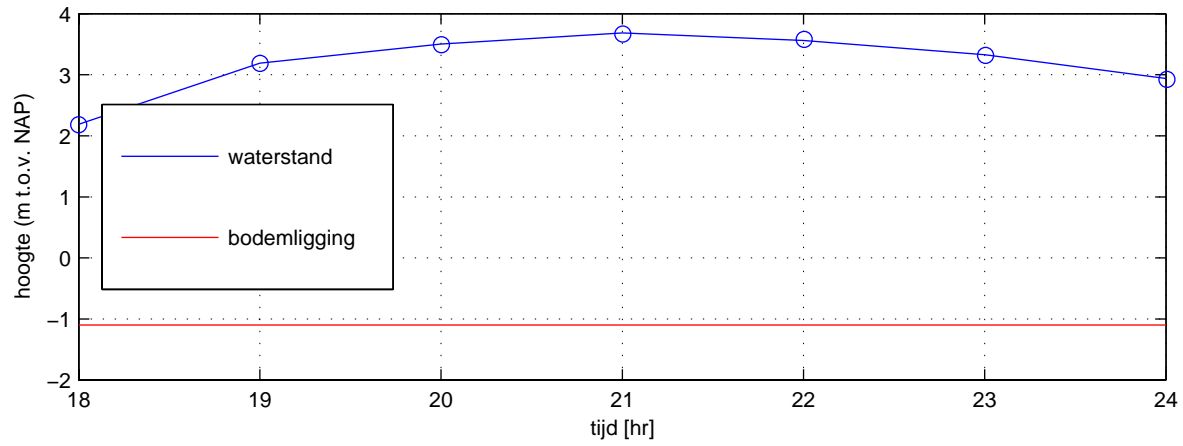


Fig. B2.11



Uitvoerlocaties bij Koehool	X=162500m	Y=584500m
	dx=50m	
Golfhindcast 3 januari 1976	A1482	Alkyon Fig. B2.12

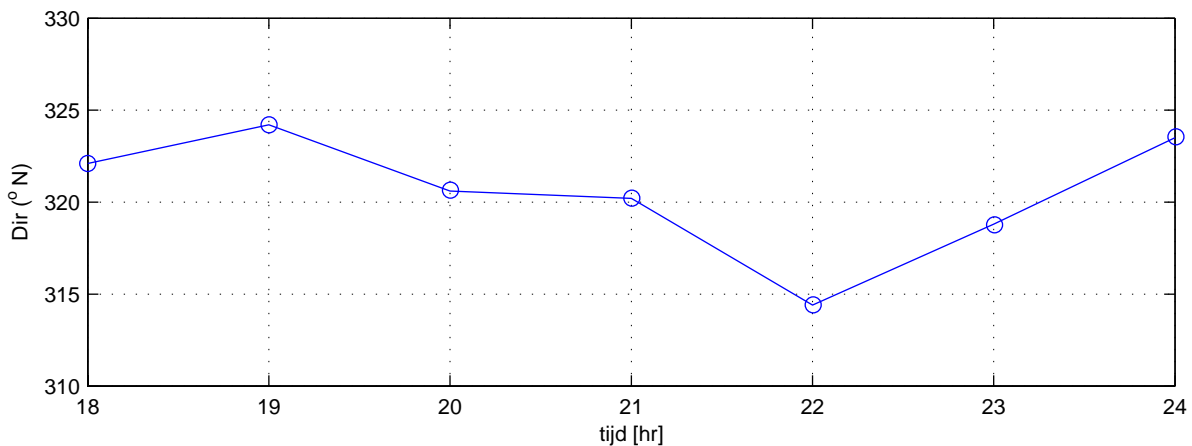
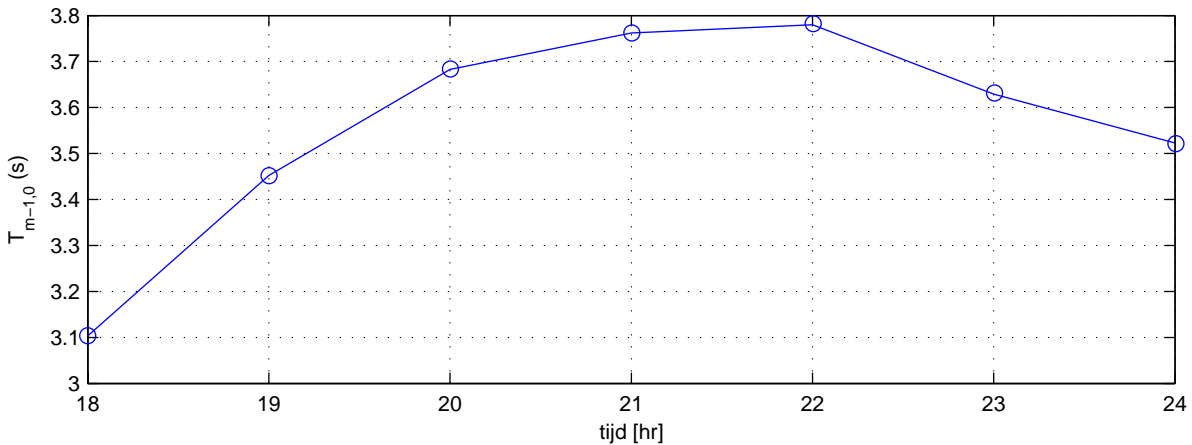
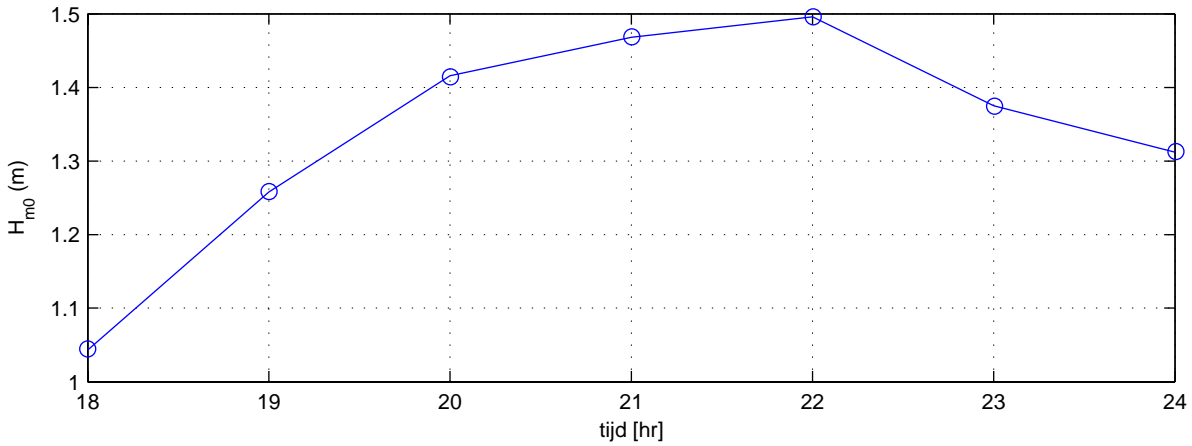
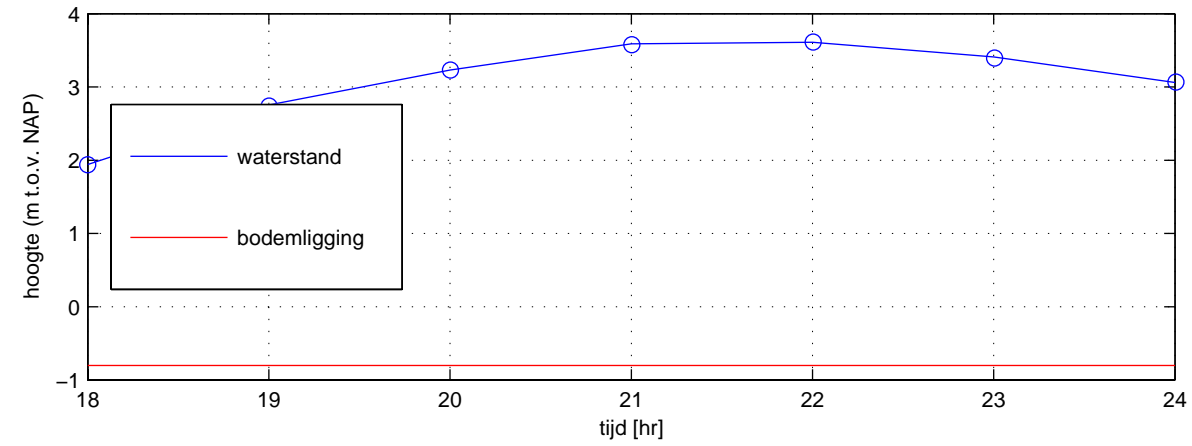





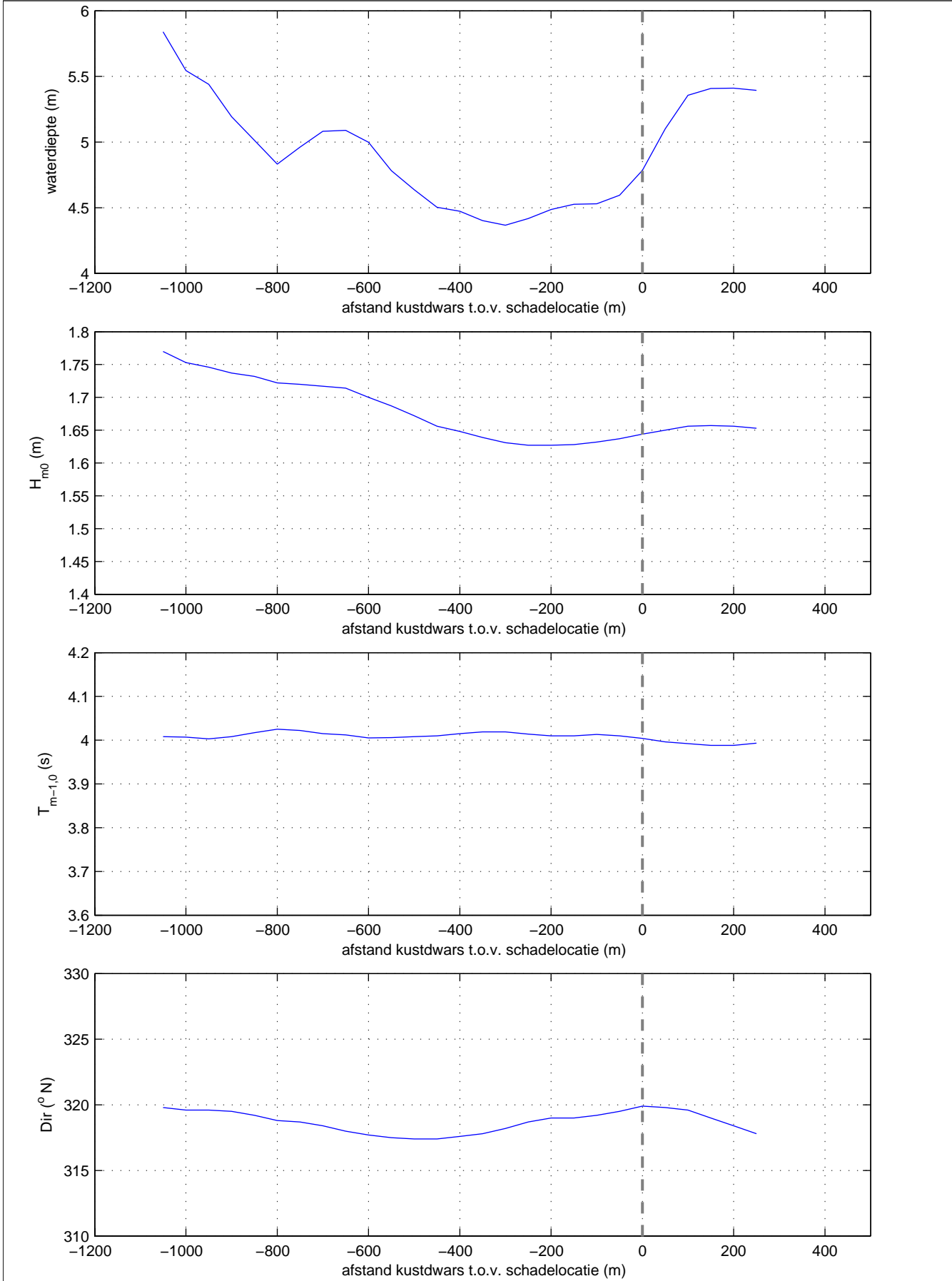
Uitvoer Zurich, zaterdag 3 januari 1976  
 waterstand, bodemligging, golfhoogte, -periode en -richting  
 als functie van tijd


X=155600m

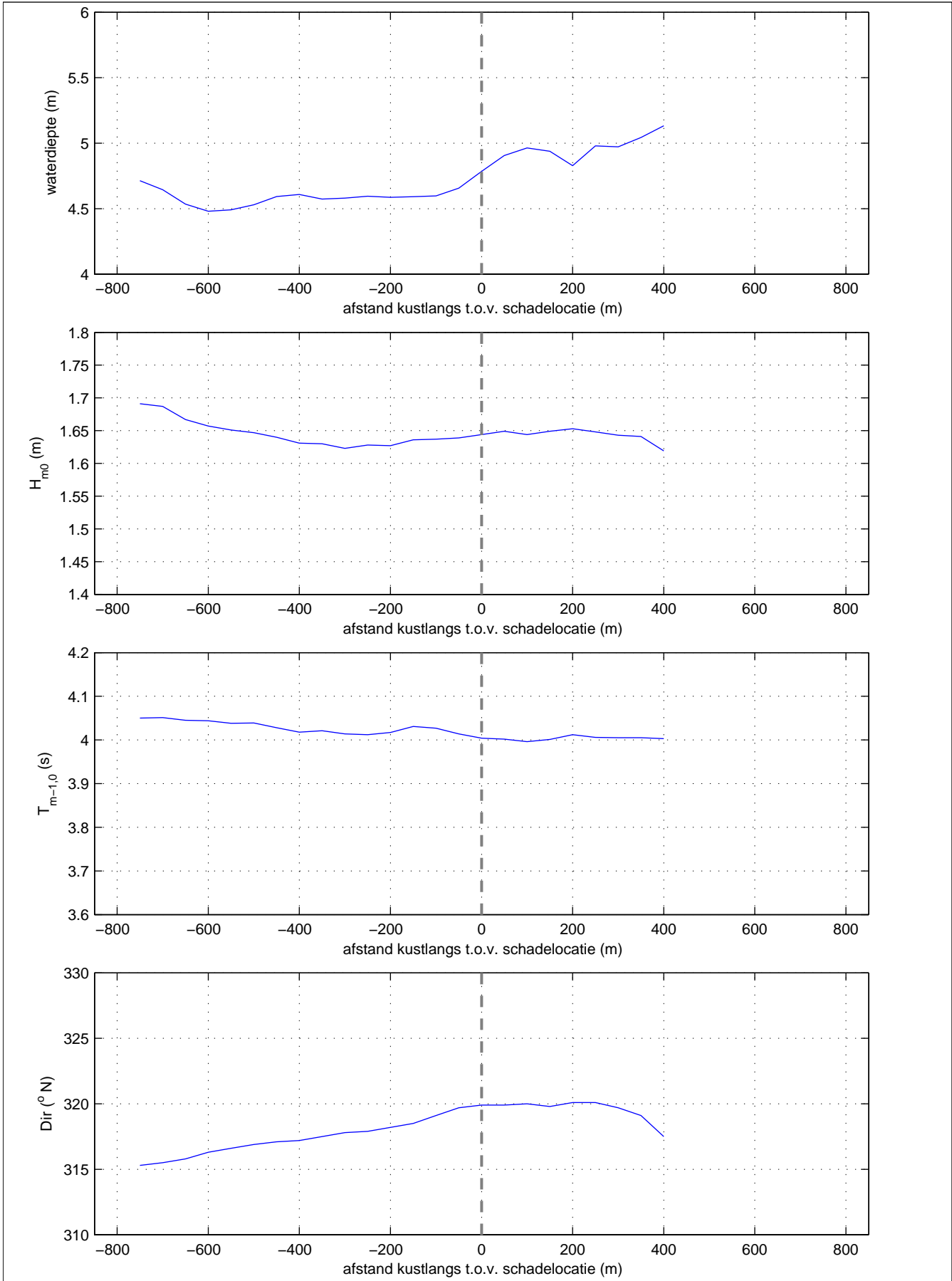
Y=570250m



Uitvoer Koehool, zaterdag 3 januari 1976 waterstand, bodempligging, golfhoogte, -periode en -richting als functie van tijd	X=162500m	
	Y=584500m	
Golfhindcast 3 januari 1976	A1482	 Alkyon Fig. B2.14



Uitvoer Zurich kustdwars zaterdag 3 januari 1976 21.00 hr waterdiepte, golfhoogte, -periode en -richting als functie van de afstand t.o.v. uitvoerlocatie Zurich (verticale stippelijijn)	X=155600m	
	Y=570250m	
	file: 'Z_21D.tab'	
Golfhindcast 3 januari 1976	A1482	 Fig. B2-15

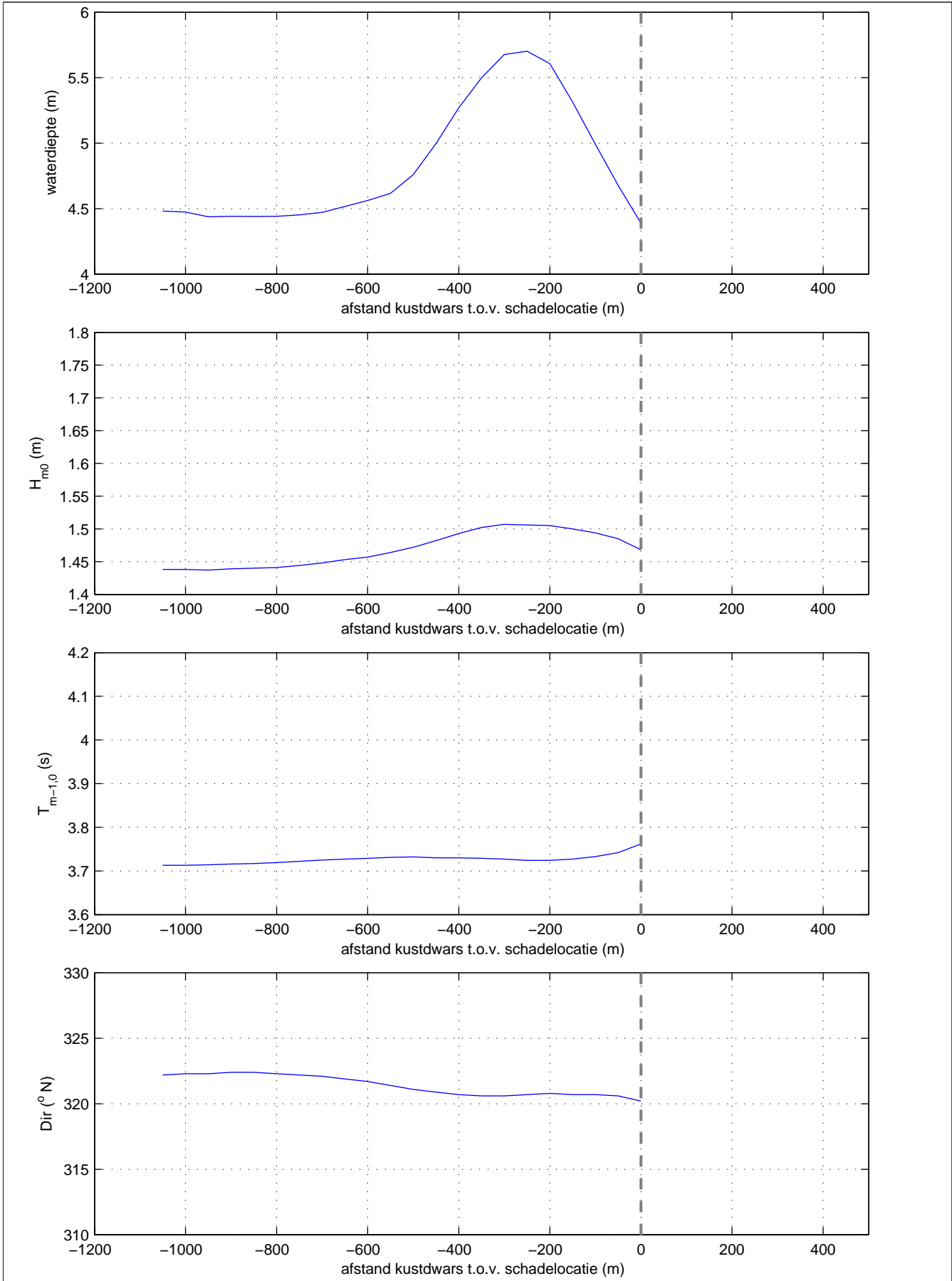


Uitvoer Zurich kustlangs zaterdag 3 januari 1976 21.00 hr  
 waterdiepte, golfhoogte, -periode en -richting als functie  
 van de afstand t.o.v. uitvoerlocatie Zurich (verticale stippelijjn)

X=155600m

Y=570250m

file: 'Z\_21L.tab'

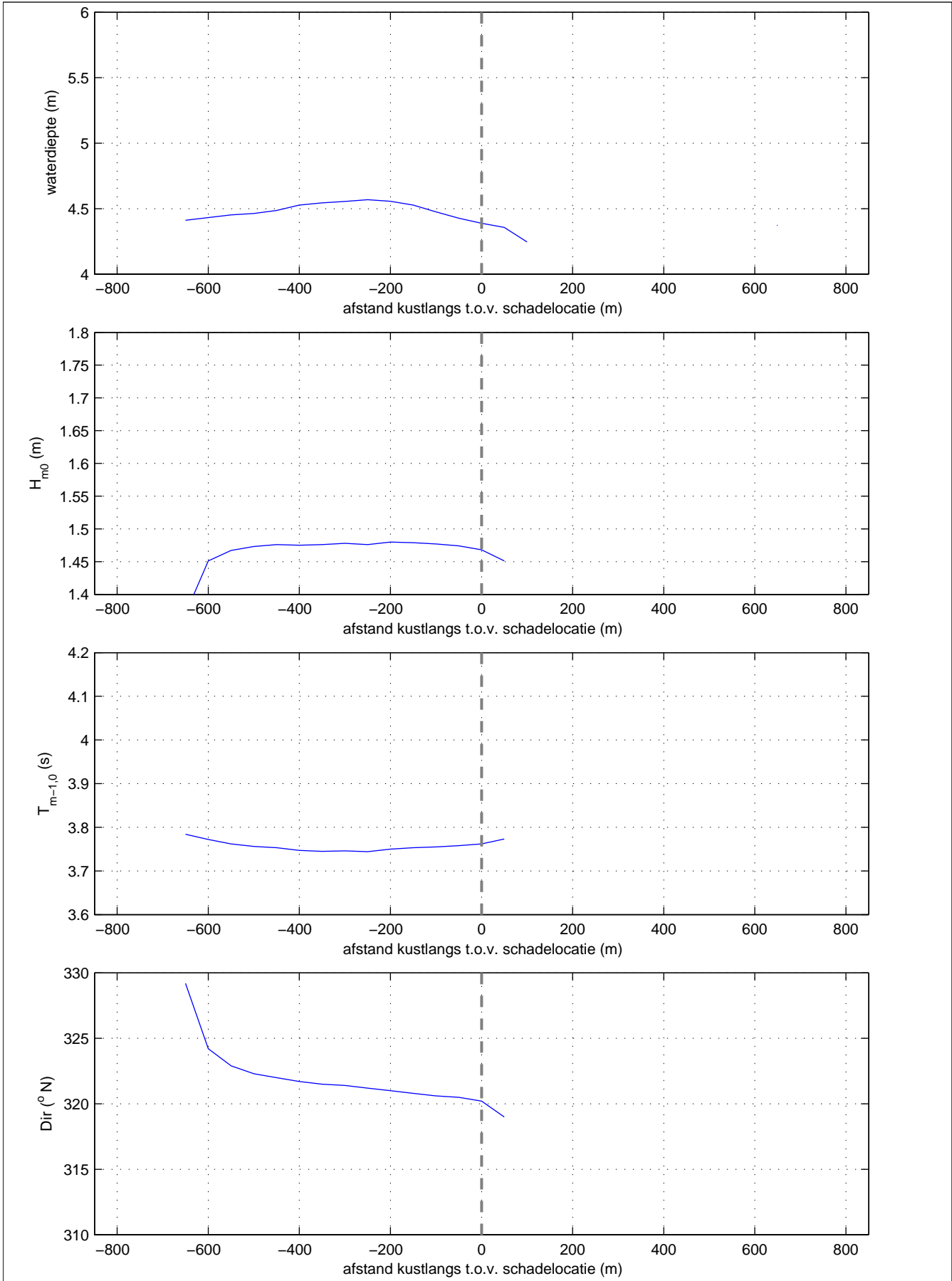


Uitvoer Koehool kustdwars zaterdag 3 januari 1976 21.00 hr  
 waterdiepte, golfhoogte, -periode en -richting als functie  
 van de afstand t.o.v. uitvoerlocatie Koehool (verticale stippelijijn)

X=162500m

Y=584500m

file: 'K\_21D.tab'

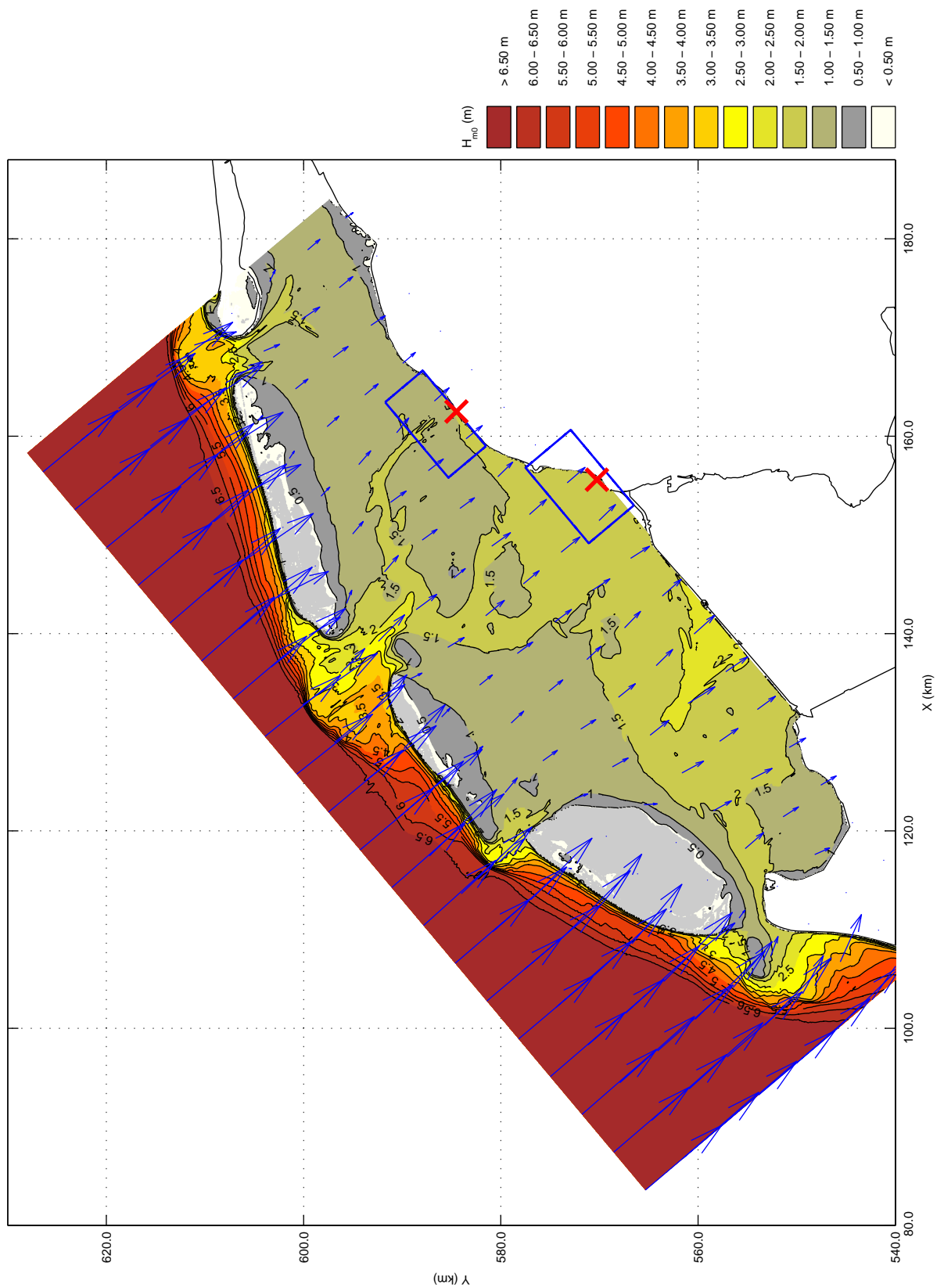


Uitvoer Koehool kustlangs zaterdag 3 januari 1976 21.00 hr  
 waterdiepte, golfhoogte, -periode en -richting als functie  
 van de afstand t.o.v. uitvoerlocatie Koehool (verticale stippelijjn)

X=162500m

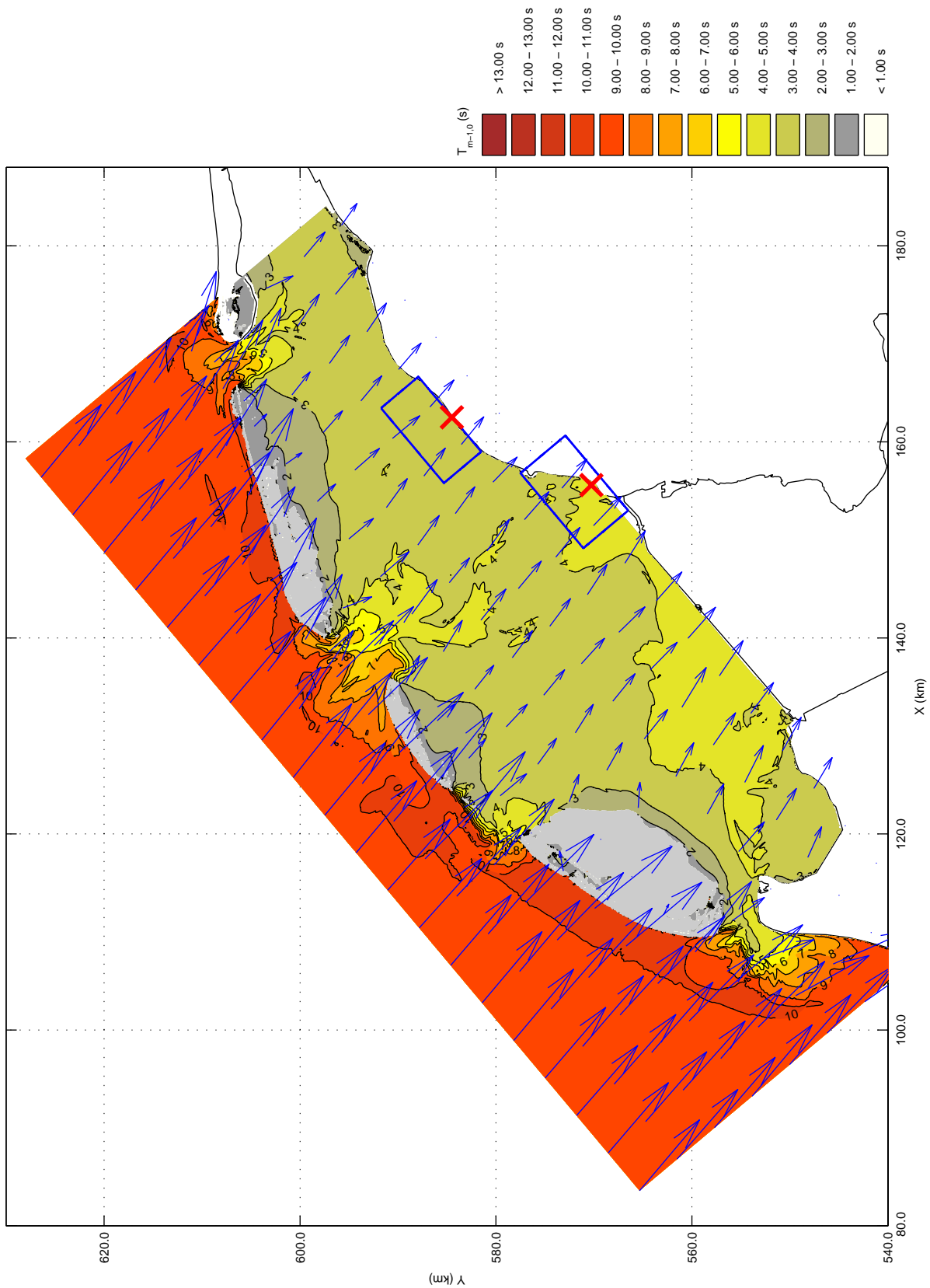
Y=584500m

file: 'K\_21L.tab'

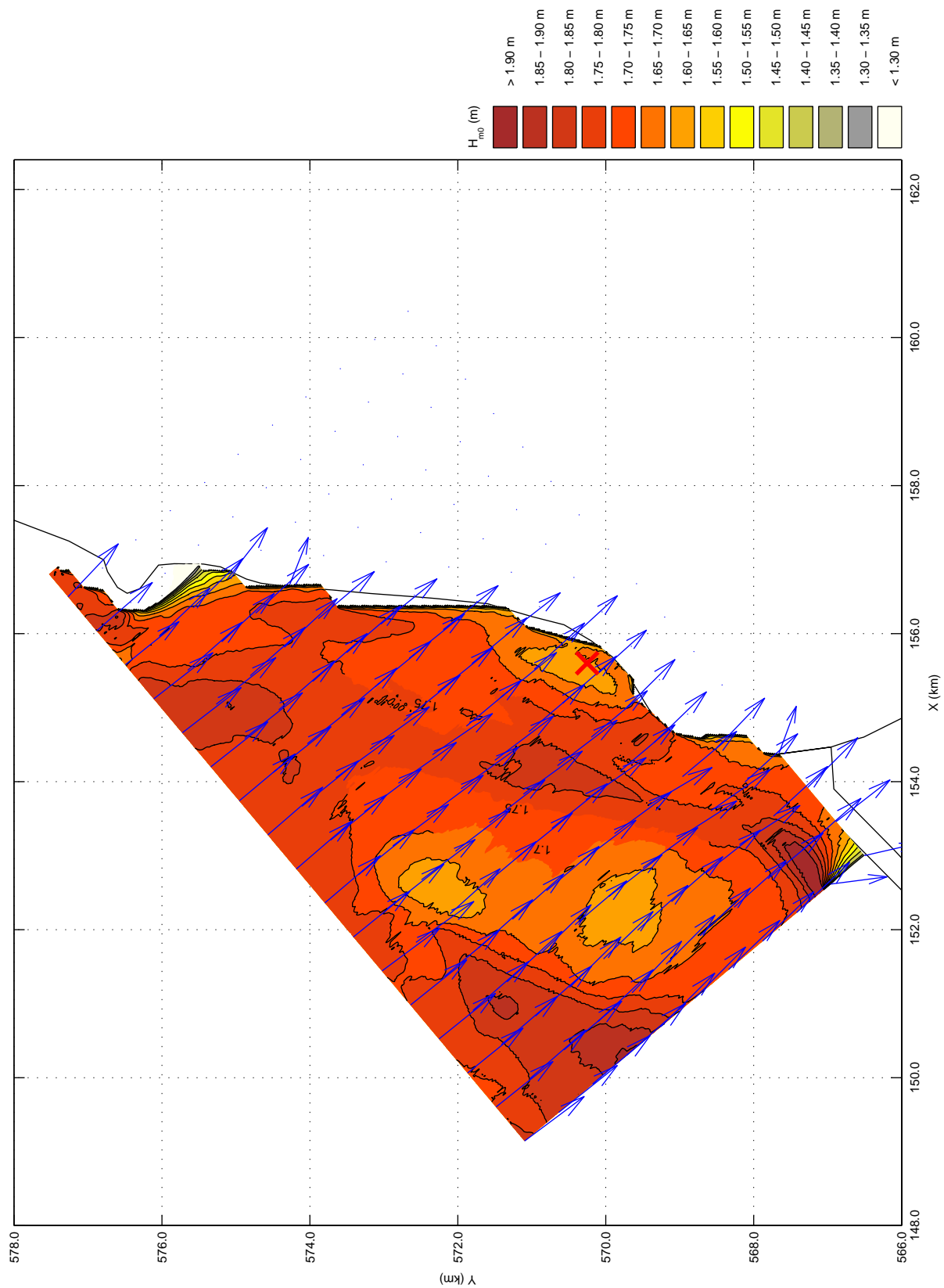


Ruimtelijke variatie van de significante golfhoogte  $H_{m0}$  op rekenrooster W1  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 21.00 hr  
 in blauw: geneste rekenroosters K en Z

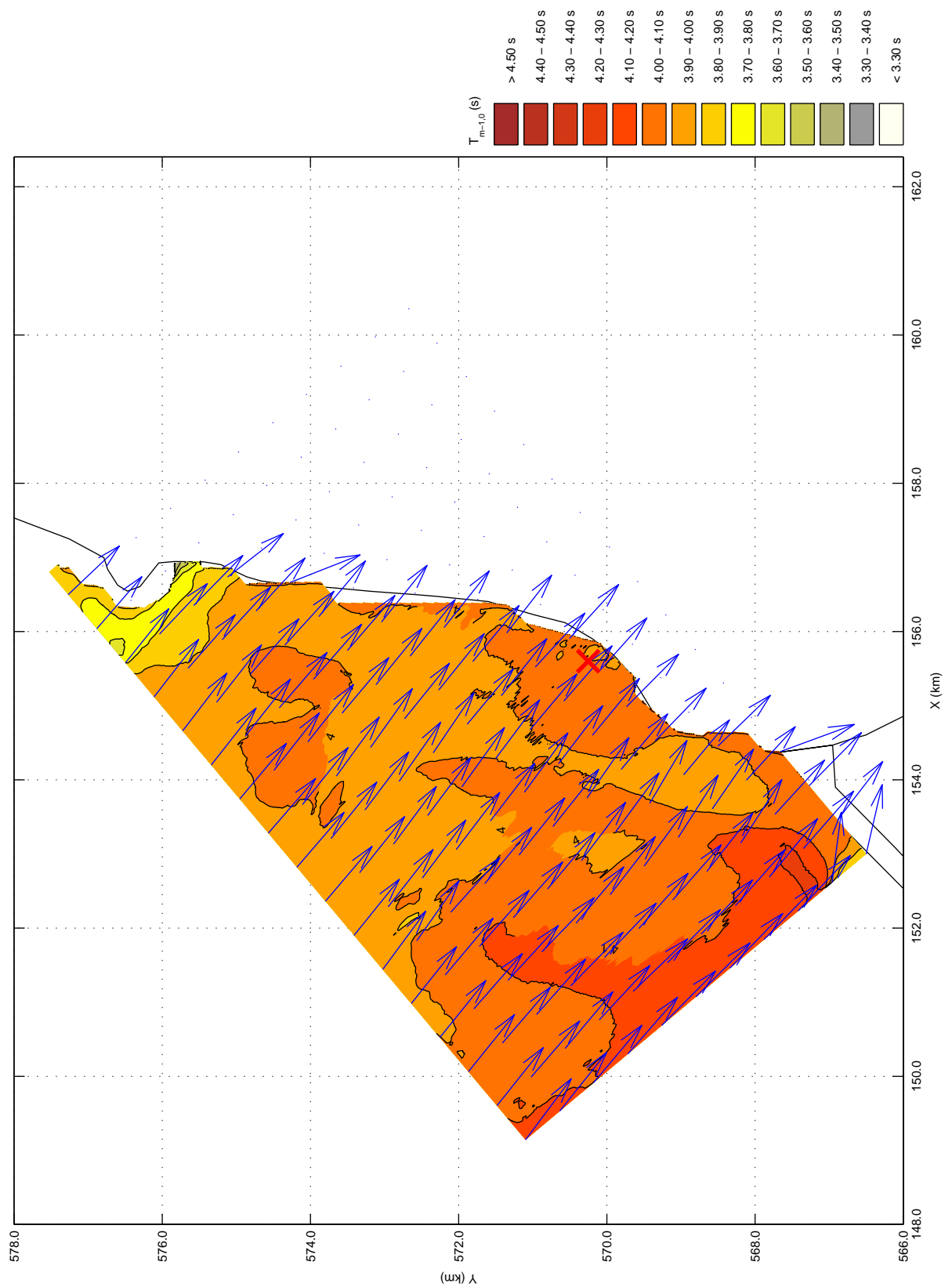




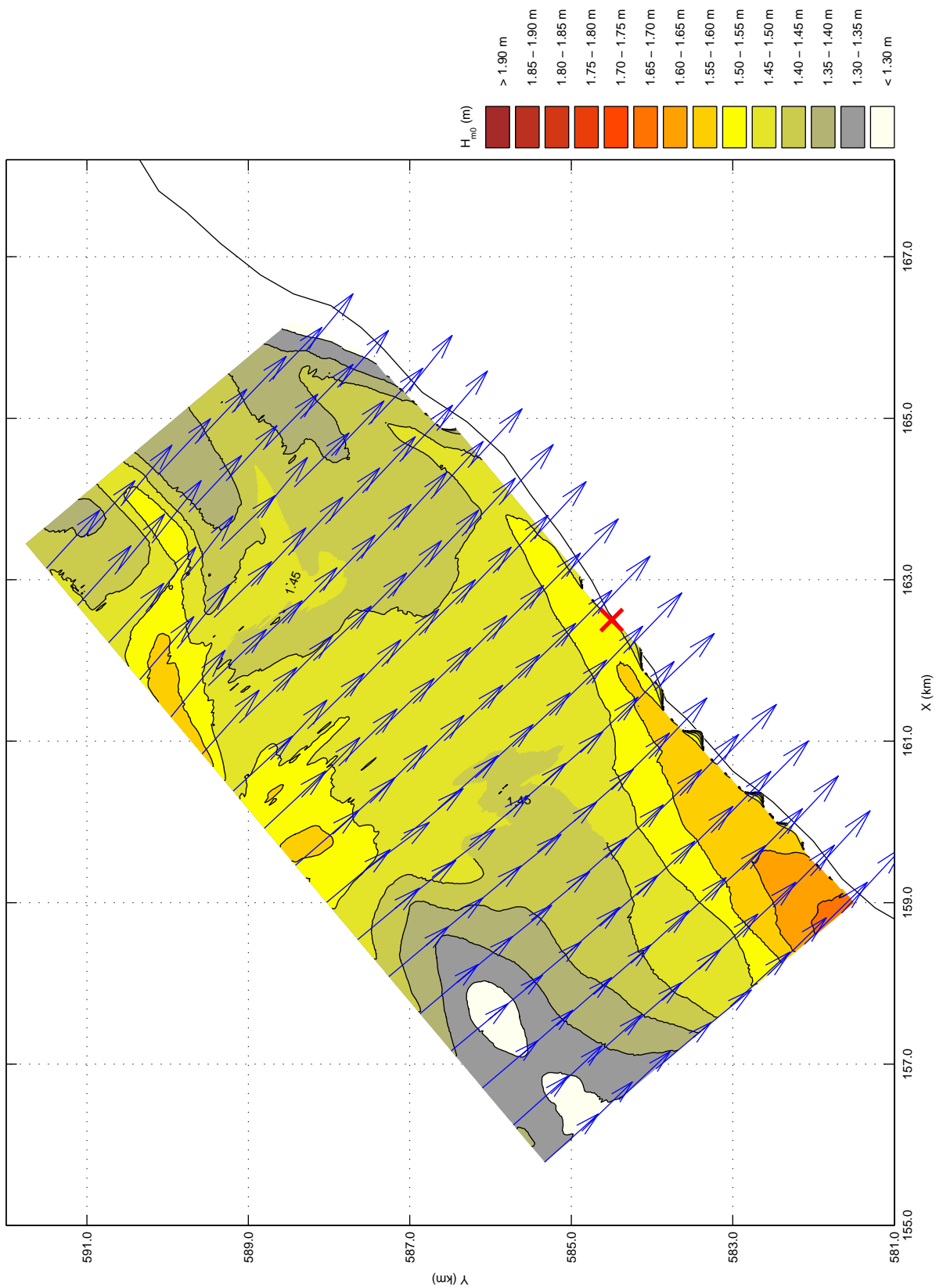
Ruimtelijke variatie van de spectrale periodemaat  $T_{m-1,0}$  op rekenrooster W1  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 21.00 hr  
 in blauw: geneste rekenroosters K en Z



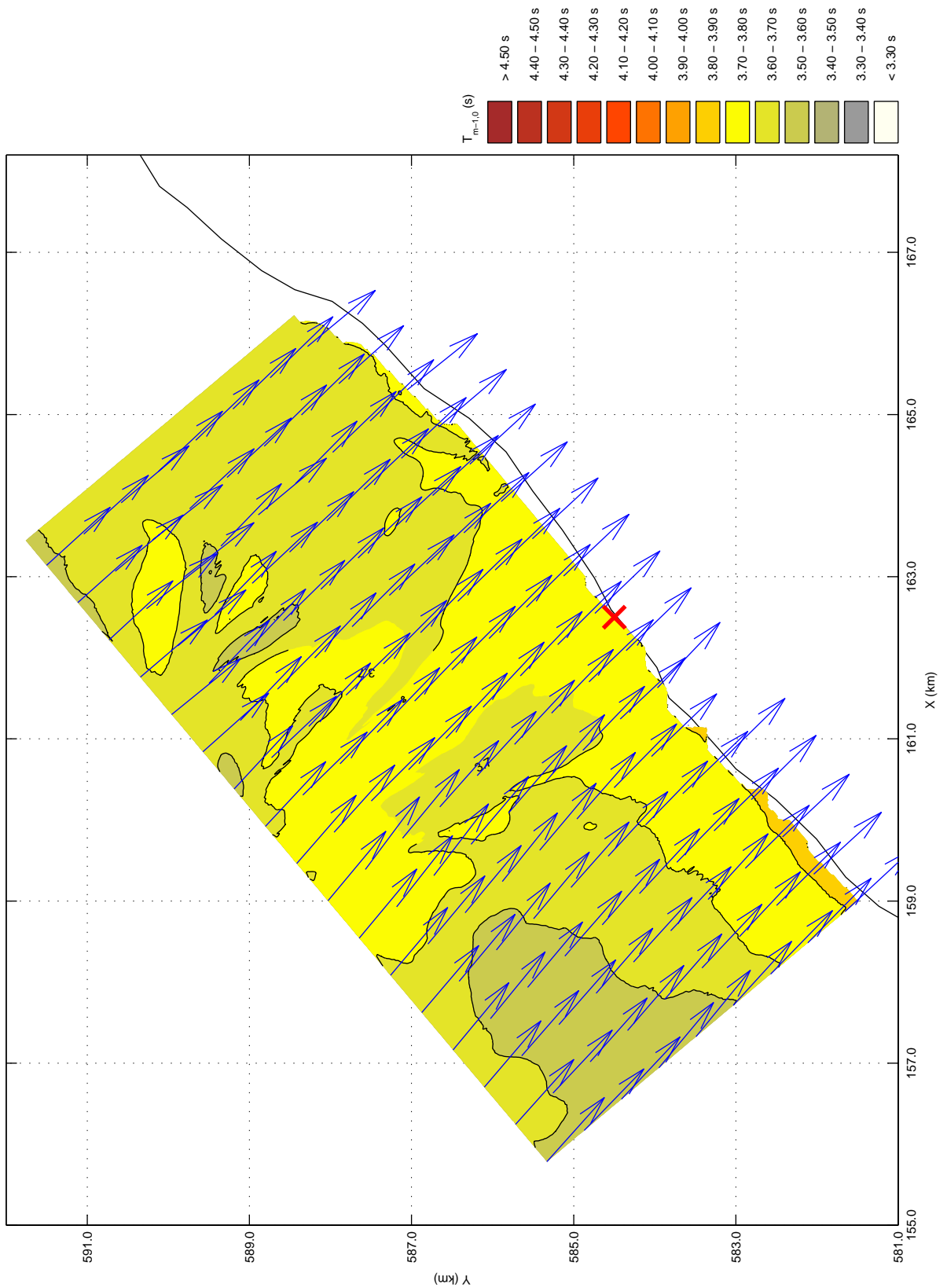
Ruimtelijke variatie van de significante golfhoogte  $H_{m0}$  op rekenrooster Z  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 21.00 hr



Ruimtelijke variatie van de spectrale periodemaat  $T_{m-1,0}$  op rekenrooster Z  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 21.00 hr



Ruimtelijke variatie van de significante golfhoogte  $H_{m0}$  op rekenrooster K  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 22.00 hr



Ruimtelijke variatie van de spectrale periodemaat  $T_{m-1,0}$  op rekenrooster K  
 Simulatie: zaterdag 3 januari 1976, 22.00 hr

## **Bijlage 3**

### **Planningschema Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen**

