Universiteit Gent
Faculteit van de Toegepaste Wetenschappen
Vakgroep Civiele Techniek

Een geïntegreerd onderzoek van zandsuppleties als kustverdediging
- Toepassing voor de Belgische Oostkust -

ir. Marc Huygens

Proefschrift tot het verkrijgen van de graad van
Doctor in de Toegepaste Wetenschappen
Richting Bouwkunde
Academiejaar 2000 - 2001

7506

Universiteit Gent
Faculteit van de Toegepaste Wetenschappen
Vakgroep Civiele Techniek

Een geïntegreerd onderzoek van zandsuppleties als kustverdediging
- Toepassing voor de Belgische Oostkust -

ir. Marc Huygens

Proefschrift tot het verkrijgen van de graad van
Doctor in de Toegepaste Wetenschappen
Richting Bouwkunde
Academiejaar 2000 - 2001

VLIZ (vzw)
VLAAMS INSTITUUT VOOR DE ZE
FLANDERS MARINE INSTITUTE
Oostende - Belgium

Promotor Prof. Dr. Ir. Ronny Verhoeven
Laboratorium voor Hydraulica
Vakgroep Civiele Techniek
Sint-Pietersnieuwstraat 41
9000 Gent

Dankwoord

Bij het voltooien van een project als dit is een woord van dank zeker op zijn plaats. Een doctoraatsthesis is niet het werk van één enkele persoon. Zonder de hulp en inzet van zovelen straalde dit proefschrift nooit dezelfde waarde en voldoening uit.

Vooreerst wil ik mijn promotor, Prof. dr. ir. R. Verhoeven, danken voor zijn inspirerend voorbeeld. Hij slaagde er telkens weer in de juiste dosis motivatie, druk en begrip te bundelen. Tegelijk creëerde hij enerzijds voldoende ruimte om mijn kennis over water zo breed mogelijk te ontwikkelen en zorgde hij anderzijds voor de juiste begeleiding om de rechte "doctoraats"weg te blijven volgen.
Het technisch personeel van het laboratorium heeft ontegensprekelijk een zeer grote verdienste bij de voltooiing van dit werk: hun enthousiaste en hoogkwalitatieve realisatie van zovele fysische schaalmodellen verdient zeker een pluim. Bedankt, Chris, Martin, Marcel en Stefaan, jullie hebben wat emmertjes zand verschept. Gelukkig stroomde het water nog vanzelf in het laboratorium...
De vele lettertjes, formules en figuurtjes werden in een mooie vormgeving gegoten dankzij de deskundige en lieftallige assistentie van Manuella en Kristien.

Onder de professionele begeleiding wens ik tevens de mensen van het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout expliciet te bedanken. De toffe en vlotte samenwerking met Marc bleef overeind, ondanks de talrijke technische problemen met de modelinstallaties. Niets kon de team-spirit breken, zelfs de bliksem niet...
Ook Frans, die met een ongelooflijke zin voor detail en liefde voor taal mijn initiële teksten kneedde tot het werkstuk dat voor u ligt, verdient een speciale vermelding.

Ten slotte een woord van erkentelijkheid naar mijn directe omgeving buiten het werk. Mijn vrienden en familie bleven vragen wanneer het doctoraat klaar was en motiveerden mij zo telkens weer om verder te gaan. "Jullie mogen tevreden zijn, dat wil zeggen ik heb toch gelijk gehad...". Bovenal gaat mijn liefde en dank naar mijn drie M's. Sorry dat ik jullie geduld zo vaak op de proef heb gesteld, zo erg dat M-4 toch wel erg dicht bij is... Milan, Manon, Michiel en Mireille, wij maakten samen een mooi avontuur mee vol liefde, vertrouwen en geluk. Bedankt, voor alles ...

Inhoudstafel

DEEL A : INLEIDING

HOOFDSTUK 1 : Strandsuppleties als kustverdediging

1.1. Inleiding 1
1.2. Soorten zandsuppleties 2
1.3. Ontwerp van een zandsuppletie 6
1.4. Voor- en nadelen van zandsuppleties 8
1.5. Suppleties, een "natuurlijke" kustverdediging ? 12
1.6. Een toekomst voor kustverdediging 14
1.7. Referenties 15

HOOFDSTUK 2 : Sedimenttransport loodrecht op de kust

2.1. Inleiding 1
2.2. Aangrijpende krachten in het kustnabije gebied 4
2.3. Dwarstransportmechanismen : fysische achtergronden 6
2.4. Ontwikkeling van een evenwichtsdwarsprofiel 9
2.5. Strandberm en brekersbank 13
2.6. Modellering van het dwarstransport 17
2.7. Proces-georiënteerde beschrijving van dwarstransport over het kustprofiel 21
2.8. Referenties 22

HOOFDSTUK 3 : De Belgische Oostkust, schakel in de zeewerende functie van de kust

3.1. Inleiding 1
3.2. De wordingsgeschiedenis van de Belgische Oostkust 5
3.3. De recente ontwikkeling van de Belgische Oostkust 11
3.4. De strandsuppleties voor de kust van Knokke 14
3.5. Kustbeveiliging in de strook ten oosten van Zeebrugge 17
3.6. Secundaire morfologische veranderingen 19
3.7. Besluit 24
3.8. Referenties 24

HOOFDSTUK 4 : Opvolging van de Belgische Oostkust morfologie

4.1. Inleiding 1

4.2. Meettechnieken 1

4.3. Beschikbare meetdata 4

4.4. Analyse van de veldmetingen 6

4.5. Besluit 16

4.6. Referenties 16

DEEL B : DWARSPROFIELMODELLERING

HOOFDSTUK 1 : Filosofische situering van het onderzoek

1.1. Inleiding 1

1.2. Synergie van drie onderzoekscomponenten in een kustverdedigingsproject 2

1.3. Besluit 3

HOOFDSTUK 2 : Fysische schaalmodellen

2.1. Inleiding 1

2.2. Morfologische verschaling 2

2.3. Beschrijving van de 2D-golfgoot 17

2.4. Ontwerp van het schaalmodel voor de 2D-proeven 22

2.5. Beschrijving van het 3D-golfbassin 33

2.6. Ontwerp van het 3D-schaalmodel 42

2.7. Besluit 50

2.8. Referenties 52

HOOFDSTUK 3 : Preliminaire 2D-modelproeven

3.1. Referentieproeven : suppletie 1986 1

3.2. Eerste design : alternatieve suppletievormen 10

3.3. Validatie van proeven met monochromatische golven 15

HOOFDSTUK 4 : Hydrodynamica in het 2D-schaalmodel

4.1. Basisgegevens 1

4.2. Analyse van de verticale tijmetingen 6

4.3. Spectraalanalyse van de golfregistraties 8
4.4. Golfoploop en golfreflectie in het model 36
4.5. Breking van golven 44
4.6. Secundaire spectraalanalyse 47
4.7. Besluit 48
4.8. Referenties 50

HOOFDSTUK 5 : Fysische 2D-modelstudie van profielsuppleties

5.1. Inleiding 1
5.2. Overzicht van de voorgestelde suppletieprofielen 2
5.3. Aanleg van de dwarsprofielen 5
5.4. Ontwikkeling van het dwarsprofiel 7
5.5. Referentie suppletie 1986 16
5.6. Impact van hydrodynamica op de morfologie-ontwikkeling 23
5.7. Zandbalans over het dwarsprofiel 28
5.8. Cumulatieve volumevariaties over het dwarsprofiel 32
5.9. Prognose van de erosie-ontwikkeling 34
5.10. Besluit 39
5.11. Referenties 40
Bijlage Overzicht van de 2D-experimenten 42

HOOFDSTUK 6 : Numerieke dwarstransportmodellering

6.1. Inleiding 1
6.2. Basismethodologie van SBEACH 2
6.3. Simulatie van golfontwikkeling over het dwarsprofiel 4
6.4. Begroting van het dwarstransport 6
6.5. Dwarsprofielevolutie 9
6.6. Sensitiviteitsanalyse van het SBEACH-model 11
6.7. Basismethodologie van het LITPACK-model 12
6.8. De basismodule "STP" 14
6.9. Dwarsprofielmodellering met "LITPROF" 16
6.10. Referenties 19

HOOFDSTUK 7 : Mathematische simulatie van de dwarsprofielontwikkeling

7.1. Inleiding 1
7.2. Vergelijking met de fysische experimenten in de 2D-golfgoot 1
7.3. Toetsing aan werkelijke kustprofielontwikkeling 7
7.4. Prognose-simulaties voor de andere suppletievormen 16
7.5. Vergelijking met singuliere LITPACK-simulaties 23
7.6. Conclusies 27

DEEL C : VERIFICATIE 3D-MODELLERING BESLUITEN

HOOFDSTUK 1 : Hydrodynamica in het 3D-model

1.1. Inleidende situering 1
1.2. Hydrodynamische sturing van het 3D-model 1
1.3. Hydrodynamische impact in het 3D-model 15
1.4. Hydrodynamische belasting bij verschillende suppleties 19
1.5. Besluit 23
1.6. Referenties 23

HOOFDSTUK 2 : Morfologische ontwikkeling van de kustbathymetrie

2.1. Inleiding 1
2.2. Suppletie 1986: de referentievorm 1
2.3. Alternatieve suppletievormen 20
2.4. Besluit 31
Bijlage Overzicht van de 3D-experimenten 33

HOOFDSTUK 3 : Algemene conclusies

Lijst met meest gebruikte symbolen en afkortingen

n	=	porositeit	(-)
ρ	=	densiteit water	(kg/m^3)
ρ_s	=	densiteit sedimenten	(kg/m^3)
s	=	relatieve densiteit = ρ_s/ρ	(-)
ρ'	=	genormeerde densiteit = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$	(-)
f_w	=	Jonsson wrijvingscoëfficiënt	(-)
u	=	ogenblikkelijke stroomsnelheid	(m/s)
u_b	=	ogenblikkelijke deeltjessnelheid langs bodem	(m/s)
U	=	dieptegemiddelde stroomsnelheid	(m/s)
U_{geul}	=	langsstroomsnelheid in getijdegeul	(m/s)
Q_{langs}	=	langsdebiet in 3D fysisch schaalmodel	(m^3/s - l/s)
τ_b	=	bodemschuifspanning	(N/m^2)
u_*	=	schuifspanningssnelheid	(m/s)
w	=	bezinkingssnelheid	(m/s)
D_{50}	=	gemiddelde korreldiameter	(µm)
D_*	=	dimensieloze korreldiameter	(-)
ν	=	kinematische viscositeit water	(m^2/s)
c	=	ogenblikkelijke sedimentconcentratie	(g/l)
ε_s	=	turbulente diffusiecoëfficiënt	(m^2/s)
Re_*	=	korrel Reynoldsgetal	(-)
Fr_*	=	densimetrisch Froudegetal	(-)
	=	Froude mobiliteitsparameter	
α	=	schaalfactor = $\frac{\text{werkelijke}}{\text{model}}$ parameter	(-)
α_{mt}	=	absolute omrekeningsfactor volumevariaties model-werkelijkheid	(-)
H	=	golfhoogte	(m)
H_s	=	significante golfhoogte	(m)
H_m	=	gemiddelde golfhoogte	(m)
H_{mo}	=	effectief geregistreerde significante golfhoogte	(m)

h	=	waterdiepte	(m)
h_s	=	sluitingsdiepte	(m)
T	=	golfperiode	(s)
η	=	ogenblikkelijke golfverheffing	(m)
L	=	golflengte	(m)
f	=	golffrequentie = $1/T$	(1/s)
ω	=	cyclische golffrequentie = $2\pi/T$	(1/s)
k	=	golfgetal = $2\pi/L$	(1/m)
S_f	=	energiedichtheidsspectrum	
	=	spectrale golfenergiedensiteit	(m^2/s)
m_o	=	oppervlakte onder golfspectrum-kromme	(m^2)
E	=	totale golfenergie per eenheidsoppervlakte (golfenergiedensiteit)	(Nm/m^2)
F	=	golfenergieflux	(Nm/ms)
c_g	=	golfgroepsnelheid	(m/s)
c	=	golfsnelheid	(m/s)
γ	=	brekingsindex = H_b/h_b	(-)
Diss	=	golfenergiedissipatie per eenheidsvolume	(Nm/m^3s)
D_{eq}	=	evenwichtsgolfenergiedissipatie per eenheidsvolume	($Nm/m^3/s$)
A_{eq}	=	sedimentschaalparameter (evenwichtsprofiel)	
K	=	empirische transportcoëfficiënt (SBEACH-model)	(m^4/s)
R	=	golfoploop	(m)
K_r	=	reflectiecoëfficiënt	(-)
K_A	=	ijkingsfactor, verhouding langsdoorstroomoppervlakten	(-)
A	=	ondergedompeld sedimentdrijfvermogen	(-)
ξ	=	getal van Irribarren = surf-gelijkvormigheidsparameter	(-)
B	=	transferfunctie Biésel	(-)
S	=	schotuitwijking	(m)
Z	=	lokaal peil (bodem – water)	(m)
		gerefereerd ten opzichte van nulpunt van Bruggen en Weten (1848)	
	=	TAW – 0.101	
TAW	=	lokaal peil (bodem - water)	(m)
		gerefereerd ten opzichte van vergelijkingsvlak van Tweede Algemene	

Waterpassing (1948)

LW = laag water

HW = hoog water

PM = Pierson-Moskowitz (golfspectrum)

X = dwarsafstand vanaf de kust - werkelijkheid (m)

x = dwarsafstand vanaf de kust – model (m)

Y = langscoördinaat – werkelijkheid (m)

y = langsafstand – model (m)

WLB = Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout

PROVO = Profiel Volgsysteem 3D-model

WLWAVE = sturingsprogramma voor fysische schaalmodellen

ΔV = sedimenttransportvolume per eenheidsbreedte (m^3/m)

tg β = zeebodemhelling (-)

R(t) = ogenblikkelijke waterlijnrespons bij evenwichtsprofielontwikkeling

T_s = karakteristieke responstijd voor kustdwarsprofielontwikkeling

q_x = dwarscomponent van lokale, ogenblikkelijke sedimenttransportgraad (m^3/ms)

q_y = langscomponent van lokale, ogenblikkelijke sedimenttransportgraad (m^3/ms)

Alle fotomateriaal en externe gegevens zijn met toestemming van de respectievelijke eigenaars in dit werk gepubliceerd:

© Eurosense-Belfotop nv

© Foto Guido Coolens nv

© Belcam Productions

© TV Zeebouw-Zeezand

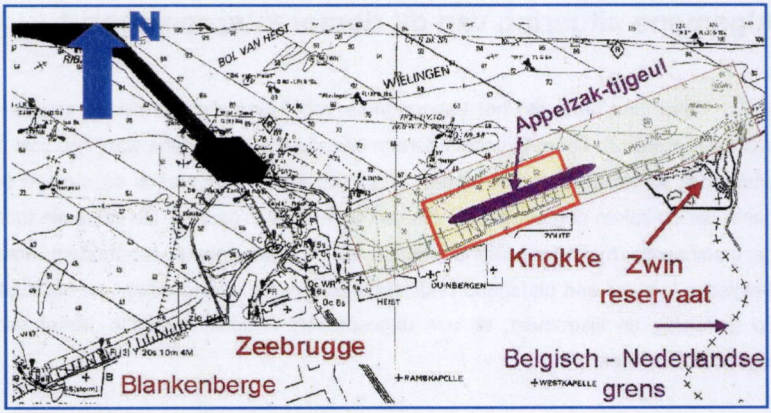
© Worldprints.com

Algemene situering van dit doctoraatsproefschrift

Toen eind jaren '80 het Laboratorium voor Hydraulica de eerste stappen in de kusthydrodynamica zette, besefte iedereen hoe moeilijk de materie was. Nu, zo'n 10 jaar onderzoek en terreinmetingen verder, groeit het inzicht nog steeds en meteen ook het besef dat de zaken nog complexer zijn dan aanvankelijk gesteld. De interactie tussen de gecombineerde hydrodynamische impact en de beweegbare zandbodem maakt de Belgische kust tot een uitdagend onderzoeksonderwerp. De respons van het kustprofiel op golfinslag en tijstroming, bij een uitgesproken verticale tijvariatie, vormt een zeer ingewikkeld proces.

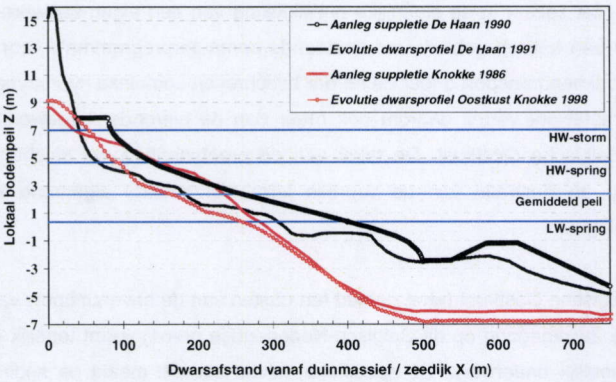
Doorheen de voorbije tien jaren van onderzoek is ook de effectieve ontwikkeling van verschillende onderzoeksmiddelen ontplooid. Uit de nauwe samenwerking met het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout (WLB) groeide een wederzijdse doorgedreven inspanning om een gepaste fysische modelinfrastructuur operationeel en actueel "modern" te maken. De persoonlijke deelname en mede-organisatie van meerdere (intensieve) meetcampagnes voor de Belgische kust voedden het inzicht dat in-situ data een onontbeerlijke schakel vormen in het onderzoeksgeheel. Tegelijk vormden deze veldmetingen de pijnlijk realistische vaststelling dat de complexe natuur zich niet eenvoudig laat modelleren. Tenslotte is ook de aanzet tot mathematische modellering gegeven. Niet zozeer in de eigenlijke ontwikkeling van een eigen software-pakket; doch veeleer in een kritisch gebruik van bestaande computerprogramma's voor de begroting van kustsedimenttransport onder de eerder beschreven complexe hydrodynamica.
Dit doctoraatswerk vertelt daarom ook meer dan de hieronder uitgewerkte toepassing voor de Belgische Oostkust. De tekst van dit proefschrift vormt slechts een logische toepassing en illustratie van de voorbije jaren verzamelde algemene kennis inzake kustmorfologie.

De Belgische Oostkust (=het gebied ten oosten van de havenuitbouw van Zeebrugge, tot aan de Zwintoegang op de Belgisch-Nederlandse grens) vormt tegelijk een dankbaar en een moeilijk onderwerp. De specifieke, lokale situatie maakt de sedimenttransport-ontwikkeling in het kustprofiel en de gerelateerde kustmorfologische problemen tot een uniek onderzoeksobject.



Figuur 1. De Belgische Oostkust

Het strand ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul, voor de kust van Knokke-Zoute, heeft immers in tegenstelling tot het grootste gedeelte van de Belgische kust geen brandingsrug op de laagwaterlijn. Vooral de sterke vooroeverhelling naar de tijgeul toe en de algemeen steile strandhelling maakt deze kustzone extreem gevoelig voor erosie. Ter illustratie is in figuur 2 hieronder een vergelijking gemaakt tussen een typisch kustdwarsprofiel ter hoogte van De Haan en in Knokke-Zoute. Volgende significante verschillen kunnen dadelijk vastgesteld worden:



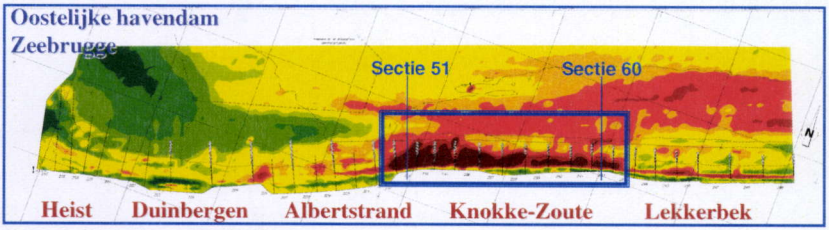
Figuur 2. Karakteristieke dwarsprofielen voor de Belgische kust

- De globale helling van het strandprofiel is veel steiler in Knokke-Zoute (1/25) dan in De Haan (1/45).
- In Knokke-Zoute merkt men een extreem korte en steile overgang van de vooroever naar de tijgeul, die vlak onder de strandwal is gelegen. De dwarsafstand vanaf de zeedijk tot op het

niveau Z - 5.00 m bedraagt hier slechts 400 m; terwijl in De Haan dit bodempeil Z - 5.00 m slechts op 750 m uit de kust wordt bereikt.

- Langs de Oostkust ontbreekt elke vorm van laagwaterbrekersberm: de vooroever loopt "direct" over in de bodem van de Appelzak-getijdegeul.

Precies deze specifieke situatie induceert de sterke, structurele erosie in het beschouwde kustgebied. Het strand van Knokke-Zoute is reeds decennia lang onderhevig aan zware erosie die tot gepaste kustbeheersmaatregelen nopen. Vanaf de Oostelijke havendam van Zeebrugge, ter hoogte van Heist, tot in sectie 68 ter hoogte van het natuurreservaat Het Zwin is een doorlopende zeedijk gebouwd. Een reeks strandhoofden met een lengte tussen 350 en 600 m en een tussenafstand van 200 à 400 m vormt een tweede kustverdedigingssysteem. Daarenboven werd in de periode 1977-'79 (in het kader van de werken bij de havenuitbouw van Zeebrugge) reeds een eerste belangrijke zandsuppletie van 8.5 miljoen m^3 uitgevoerd. In 1986 was een bijkomende suppletie van 1 miljoen m^3 over een beperkt gebied nodig om de algemene kustveiligheid te garanderen. Heden is er, om het door de kustbeheerder vastgelegde veiligheidsniveau voor de zeewering te garanderen, opnieuw een dringende nood aan kustverdediging in de betrokken zone. Vertrekkend vanuit de optie zandsuppleties als basis-kustverdediginsvorm te gebruiken, tracht dit onderzoek dan ook een optimale oplossing te definiëren voor het structurele erosieprobleem in de bestudeerde kuststrook voor Knokke-Zoute.



Figuur 3. Differentiële hoogtekaart Belgische Oostkust (1986-1998): zone van Heist tot en met Lekkerbek (Adm. Waterinfrastructuur en Zeewezen , Eurosense-Belfotop ©)

Vooraleer het eigenlijke onderzoek voor deze zandsuppletie aan te vatten is in deel A van dit werk een algemene situering van enkele bepalende factoren verzameld: karakteristieken van zandsuppleties als kustverdedigingsvorm, de ontwikkeling van het kustgebied, de sedimenttransportfenomenen in het dwarsprofiel en de beschikbare veldmetingen. De verdere ontwikkeling van het onderzoek en de onderliggende filosofie worden verder uitgebreid beschreven bij het begin van deel B.

DEEL A

Inleiding

HOOFDSTUK 1

STRANDSUPPLETIES ALS KUSTVERDEDIGING

1.1. INLEIDING

Sinds eind de jaren '70 is de zandsuppletie als kustverdedigingsalternatief voor de traditionele zeedijken, golfbrekers of strandhoofden ingevoerd. Een beter inzicht in het (dynamisch) gedrag van de natuurlijke zeewering, nieuwe technische mogelijkheden, aangepaste politieke oriëntaties en de evoluerende publieke opinie leidden samen tot de huidige trend om suppleties als dé optimale kustverdedigingsvorm naar voren te schuiven. De recente aandacht voor milieuvriendelijke civiele technieken maakte de zogenaamde "zachte" kustverdediging veel populairder dan de traditionele bescherming met "harde" structuren. Zandsuppleties vormden een welgekomen alternatief in het streven naar een meer ecologisch verantwoord beeld van de burgerlijke bouwkunde en zijn activiteiten. Deze zogenaamd "zachte" maatregelen omvatten strandprofileringen, zandsuppleties en assisterende maatregelen zoals aanplantingen met helmgras of rijshoutlagen. Het huidige succes van de suppletietechniek als kustverdedigingsvorm kadert natuurlijk in een algemene tendens waarbij toeristisch-recreatieve bekommernissen een topprioriteit zijn in het kust- of liever strandbeleid. Het visuele aspect (de "zichtbare" kuststroken moeten onderhouden worden) overschaduwt soms het fundamentele stabiliteitsprobleem van het kustgebied. De aard van de suppletie is dan ook expliciet verbonden met deze aandachtspunten en hun relatief belang. Vorm en omvang van de suppletie bepalen aldus rechtstreeks het succes van de werking als kustverdediging. Op basis van deze dubbele benadering wordt de splitsing in twee basistechnieken voor een suppletie uitgewerkt :

- de strandprofilering,
- de zandsuppletie.

Bij een strandprofilering wordt louter het droogstrand op peil gehouden door de aanleg van een (toeristisch uitbaatbaar) zandplateau tegen de zeedijk aan. Deze werken worden meestal uitgevoerd in het voorjaar net voor het toeristisch seizoen, omdat ze dan tevens expliciet bijdragen tot de recreatieve exploitatie van het strand. Naargelang de afkomst van het verwerkte zand spreekt men van strandophoging als het zand extern wordt aangevoerd of van

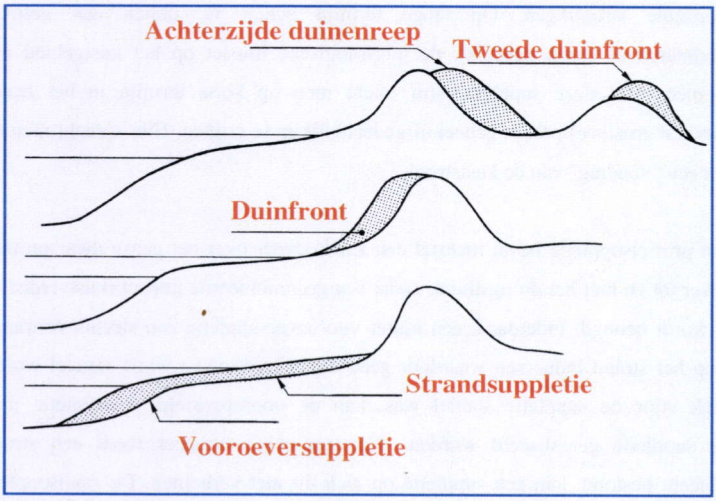
profilering wanneer het zand lokaal vanaf het nat strand wordt herverdeeld over het bovenste gedeelte van het profiel. Het is duidelijk dat dergelijke strandprofilering geen enkele bijdrage levert tot de verdere stabilisatie van het onderwaterstrand. Een tweede vorm is de effectieve zandsuppletie waarbij externe zandaanvullingen op het strand of langs de duinen over meer uitgebreide zones (zowel in dwars- als langszin) worden uitgevoerd met het oog op een structureel herstel. De verwerkte zandhoeveelheden zijn hier veel groter waardoor de impact op het kustsysteem ook veel belangrijker is. De suppletie wordt hier expliciet in het dynamisch kustprofiel geplaatst en neemt als dusdanig dan ook deel aan de verdere ontwikkeling van het dwarsprofiel.

Figuur 1. Zandsuppletie in uitvoering voor de Belgische kust

1.2. SOORTEN ZANDSUPPLETIES

Zoals hierboven reeds aangegeven bestaat een zandsuppletie uit een kunstmatige, externe aanvulling van het kustvak met "vreemd" zand. Het type zandsuppletie wordt gekarakteriseerd door zowel de locatie in het kustprofiel (zowel in dwarse als langse zin) en de vooropgestelde werking of doelstellingen van de suppletie. In langse zin kunnen naast de directe plaatsing van het zand op de voorziene locatie twee alternatieven gekozen worden. De

aanleg van een zandreserve, buiten de beschouwde kustzone, kan voor een natuurlijk voedingsproces van de nabijgelegen kuststrook zorgen (onder invloed van de lokale hydrodynamische krachten). Een continue zandtoevoer vanuit één of meerdere vaste punten is een tweede alternatief. Hierbij verzorgt een meestal vaste constructie een doorlopend zandtransport van een sedimentatiezone (bijvoorbeeld aan de loefzijde van een havendam) naar een erosief gebied (aan de lijzijde). Dit by-pass systeem biedt aldus een meestal erg dure oplossing voor de structurele erosie ten gevolge van het onderbreken van het natuurlijke langstransport of de vermindering van sedimenttoevoer vanuit rivieren. Tot op vandaag blijkt de traditionele, lokale en singuliere suppletie zeker de meest uitgevoerde kustverbetering. Beide alternatieven blijken, op een paar uitzonderingen na, economisch weinig rendabel.



Figuur 2. Soorten zandsuppleties

Afhankelijk van de positie in het dwarsprofiel onderscheidt men vier types suppleties:

- zandsuppletie landwaarts van de duinengordel of een verhoging van de duinen

  Deze vorm van zandtoevoer wordt voornamelijk toegepast ter versteviging van de bestaande duinengordel. Het gesuppleëerde zand interageert principieel niet met de dwarstransportprocessen in het kustprofiel.

- plaatsing van zand langs de zeewaartse duinzijde

  Deze verbreding van de duinengordel wordt wel rechtstreeks bereikt door invallende, extreme stormgolven. Opnieuw is de voornaamste reden voor de suppletie een versteviging van de duinenstabiliteit.

- suppletie van zand op het strandgedeelte

  Hier wordt naast een strandvoeding om effectief verliezen te compenseren vooral een verbreding van het toeristisch exploiteerbare kustgedeelte beoogd. De zeewaartse uitbreiding van het hogergelegen strand (droog strand) introduceert onrechtstreeks ook een bijkomende verdediging tegen extreme golfaanval en beschermt aldus de landwaartse duinvoet of zeedijk.

- suppletie op de vooroever

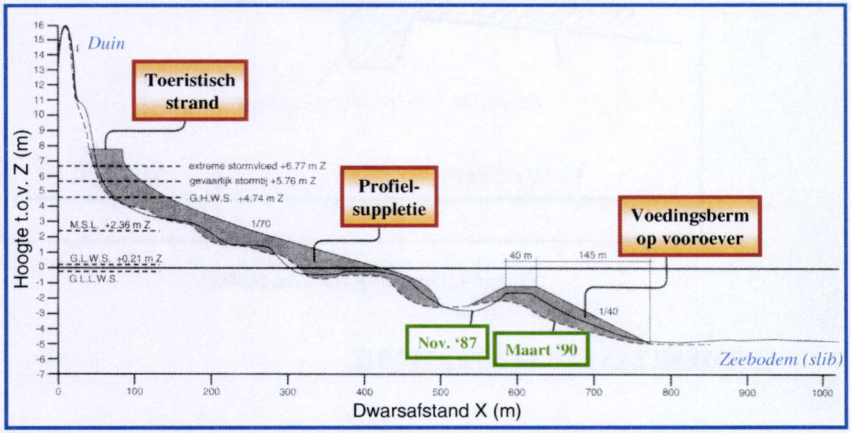
  Het gesuppleerde zand komt terecht in de continu actieve dwarszone. De suppletie wordt een effectief onderdeel van het hydrodynamisch-morfologisch proces en bepaalt als dusdanig ook de respons van het dwarsprofiel op de invallende golven en de heersende stromingen. Op lange termijn echter is, indien een gelijkaardig zandmateriaal wordt gebruikt, de morfologische impact op het kustgebied nihil te noemen. Met deze suppletievorm tracht men op korte termijn in het heersende (meestal erosieve) proces geheel of gedeeltelijk in te grijpen. Hier spreekt men terecht van een "voeding" van de kuststrook.

Een profielsuppletie bevat meestal een zandtoevoer over het ganse dwarsprofiel, van de vooroever tot en met het droogstrand, zodat een gecombineerde impact (kustverdediging + recreatie) wordt beoogd. Inderdaad, een louter vooroeversuppletie zou slechts vertraagd een aangroei op het strand induceren waardoor geen direct recreatieve winst visueel wordt. Als het kustvak vóór de suppletie stabiel was, kan de vooropgestelde kustfunctie met een éénmalige suppletie gerealiseerd worden. Wanneer echter vroeger reeds een structureel erosieprobleem bestond, kan een suppletie op zich dit niet verhelpen. De zandsuppleties in een eroderende kustzone zullen per definitie herhaald moeten worden : periodiek onderhoud is noodzakelijk om de goede werking en de stabiliteit te garanderen. Suppleties bieden geen structurele oplossing maar zorgen wel voor een (tijdelijk) herstel van de veilige kustzone. Een illustratief voorbeeld hiervan is de onderhoudssuppletie van oktober 1994 ter hoogte van sectie 58-59 voor de Belgische Oostkust. Zand, aangevoerd vanuit de verlegde Zwinmonding, werd gebruikt om een extra berm bovenop het droog strand te plaatsen. Deze urgentie-ingreep was reeds volledig weggeslagen onder de singuliere stormen van december '94 en januari '95; zodat geen fundamentele kustverdediging is bekomen met deze suppletie maar wel een extra buffer aanwezig was voor de stormimpact.

Naast de hierboven omschreven suppletievormen zijn een hele reeks alternatieve uitvoeringen denkbaar. Een combinatie met een traditionele "harde" kustverdedigingsvorm is vaak toegepast. Twee specifieke toepassingen of liever buitenbeentjes in het rijtje van zandsuppleties worden hieronder kort aangehaald :

1. Combinatie van profielsuppletie met voedingsberm

   Naast de traditionele zandsuppletie op strand en vooroever is hier een extra voedingsberm voorzien op de overgang naar diep water. De werking van deze overstroombare zandgolfbreker sluit aan bij de dynamiek van de brekersbanken (zie verder). Het effect van dergelijke voedingsberm is tweevoudig : de berm vormt een zandreserve voor de gebeurlijke opbouw van het strand en de breking van golven gebeurt meer zeewaarts zodat minder golfenergie beschikbaar is voor de dwarstransportprocessen hogerop in het kustprofiel (strand-vooroever). Een dergelijke combinatie-suppletie is uitgevoerd ter hoogte van De Haan in 1990.

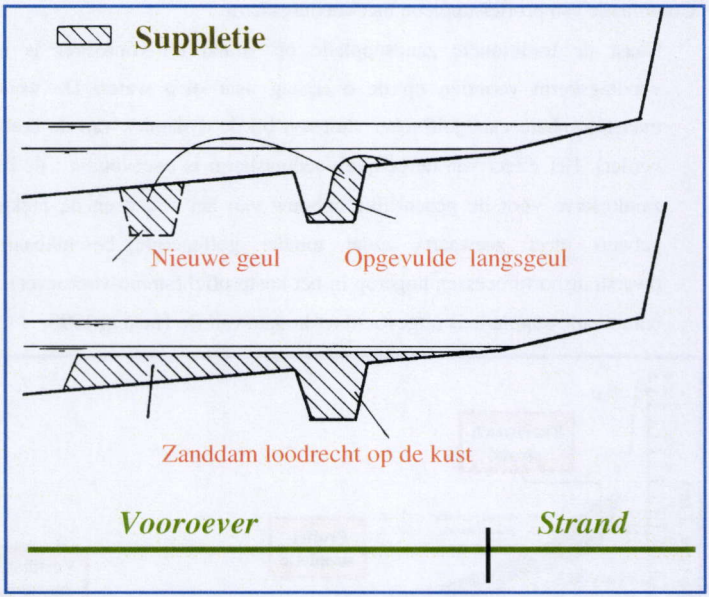


Figuur 3. Voedingsberm en profielsuppletie in De Haan

2. Opvulling van getijgeulen

   Structurele erosie voor sommige kuststroken is een rechtstreeks gevolg van de dynamiek in nabijgelegen getijdegeulen, net zeewaarts van de vooroever. Bij een diepe geul met lokaal sterke eb- en vloedstromen wordt het aangevoerde sedimentmateriaal door de getijstroming afgevoerd en is aldus definitief verloren voor het beschouwde kustgebied. Een traditionele zandsuppletie is hier veelal een dure,

maar vooral geen fundamentele oplossing. Voor een geul van beperkte dimensies kan de strandwaartse geul volledig opgevuld worden met zeewaarts gewonnen zand, zodat in feite een meer zeewaartse geulligging wordt gerealiseerd. Een alternatief is de tijdelijke en lokale afsluiting van de getijdegeul met een zanddam loodrecht op de kust waardoor het langstransport lokaal gestopt of zeewaarts weggeleid wordt.

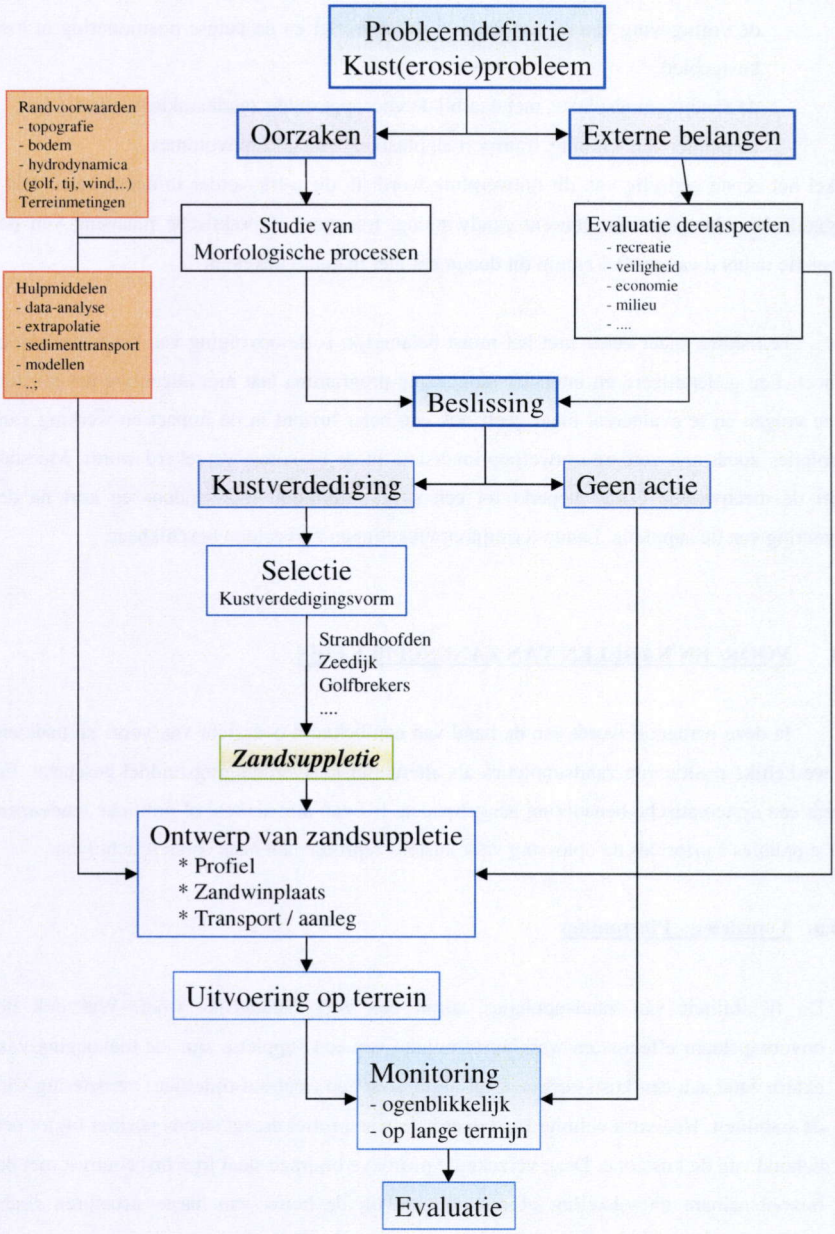


Figuur 4. Opvulling van getijgeulen

1.3. ONTWERP VAN EEN ZANDSUPPLETIE

Een overzichtsschema van het ontwerpproces van een zandsuppletie, zoals gegeven in figuur 5, begint bij de identificatie van het kust(erosie)probleem. Op basis van enerzijds zuiver morfologische aspecten en anderzijds externe belangen zoals recreatie, economie, ecologie, ... beslist het verantwoordelijke beleidsorgaan of al dan niet een specifieke kustverdediging voor de beschouwde kustzone dient uitgewerkt te worden. Uit een hele reeks mogelijke kustverdedigingssystemen kan, na een grondige evaluatie, ofwel een geschikt systeem ofwel de nuloptie (geen verdere actie) gekozen worden.

In dit schema wordt zandsuppletie als kustverdedigingsstrategie verder ontwikkeld.



Figuur 5. Schema ontwerp van zandsuppletie

Het effectieve ontwerp van de zandsuppletie omvat essentieel drie grote onderdelen :

- de vormgeving van de suppletie in dwarsprofiel en de langse positionering in het kustgebied,
- de zandwinningsplaats, met daarbij de vooropgestelde zandkarakteristieken,
- de manier van winning, transport en plaatsing van de zandvolumes.

Enkel het eerste gedeelte van dit ontwerpluik wordt in dit werk verder in detail behandeld. Baggertechnische gegevens omtrent zandwinning, transport of praktische plaatsing van de suppletie in het dwarsprofiel zijn in dit document niet in detail bekeken.

Ten slotte, maar zeker niet het minst belangrijk, is de opvolging van het uitgevoerde project. Een gedetailleerd en intensief monitoring-programma laat niet alleen toe het project op te volgen en te evalueren, maar geeft ook een beter inzicht in de impact en werking van suppleties zodat een verdere ontwerpoptimalisatie in de toekomst verzekerd wordt. Meestal blijft de meetperiode echter beperkt tot een strikt minimum voor, tijdens en kort na de uitvoering van de suppletie. Lange-termijnontwikkelingen zijn zelden beschikbaar.

1.4. VOOR- EN NADELEN VAN ZANDSUPPLETIES

In deze paragraaf wordt aan de hand van een beknopt overzicht van voor- en nadelen de werkelijke positie van zandsuppleties als alternatief kustverdedigingsmiddel geschetst. Er wordt een systematische benadering aangehouden, los van alle actuele of politieke tendenzen om suppleties à priori als dé oplossing voor kusterosieproblemen naar voren te schuiven.

1.4.a. Voordelen - Pluspunten

- De flexibiliteit van zandsuppleties vormt een zeer belangrijke troef. Wat ook de onvoorspelbare effecten en werkingstermijnen van een suppletie zijn, de toevoeging van extern zand aan een kustsysteem zorgt altijd voor een (meestal tijdelijke) verbetering van de stabiliteit. Het extra volume zand over het dwarsprofiel draagt steeds positief bij tot het behoud van de kustzone. Deze verzekerde positieve bijdrage staat in schril contrast met de onvoorspelbare ontwikkeling of randeffecten bij de bouw van harde structuren zoals golfbrekers, zeedijken of strandhoofden als kustverdediging. Meer zelfs, bij de meeste suppleties profiteren ook naburige kuststroken mee van de lokaal aangebrachte

zandhoeveelheden. Gezien het tijdelijk karakter van de suppletie (zie nadelen) kan ook geen "blijvende" schade aan de betrokken kustzone worden aangericht.

Figuur 6. Zandsuppletie-uitvoering voor Belgische kust.

- Het natuurlijke karakter van de kust wordt principieel niet verstoord door een suppletie. Door het gebruik van natuurlijke materialen, liefst zelfs identiek aan de lokaal aanwezige sedimenten, blijft het globale kustuitzicht ongeschonden. Meer zelfs, het verbreden van de strandzone geeft een visuele meerwaarde aan het beschouwde kustgebied. Niet alleen louter recreatief-toeristische aspecten spelen hier, doch ook de algemene publieke visie op een "veilige" kust versterken aldus de algemeen positieve evaluatie van suppleties.
- De initiële aanlegkosten van een suppletie zijn in de meeste gevallen veel lager dan de investeringskosten bij de bouw van een traditionele harde constructie. Toch zullen de onderhoudskosten bij geregelde herhalingssuppleties vaak hoger oplopen dan deze bij strandhoofden of golfbrekers. Een globale, economische balans dient per locatie onderzocht te worden. De totale budgetten voor initiële suppletie en regelmatig onderhoud blijven, mede dankzij de steeds verder geoptimaliseerde baggertechnieken, zeer laag.
- "Werk met werk" is een recente uitdaging in de waterbouwkunde. Zo kan zand afkomstig van de uitdieping of het onderhoud van een vaargeul direct aangewend worden voor de uitvoering van een strandsuppletie. Hierbij is een strikt toezicht op de kwaliteit en de karakteristieken van de gebaggerde specie absoluut noodzakelijk. Combinatie van twee activiteiten mag geen doel of middel op zich zijn, enkel een ontwerp-mogelijkheid.

1.4.b. Nadelen - Minpunten

- De hierboven vermelde fundamentele voordelen van suppleties reflecteren ook ineens de nadelen van deze kustverdedigingsvorm. De suppletie wordt inderdaad ingevoerd in de natuurlijke omgeving van de betreffende kuststrook en neemt als dusdanig ook actief deel aan de lokale processen. Zo kan de extreme stormerosie van een verbreed strand psychologisch een zeer negatief beeld (qua veiligheid en toerisme) creëren voor de publieke opinie, ook al is deze situatie slechts tijdelijk. De visuele observatie van louter het zichtbare strandgedeelte is voor de mensen veel belangrijker dan de stabiliteit van het grotendeels onder water gesitueerde kustdwarsprofiel.
- Zandsuppleties vormen geen structurele kustverdediging. In een structureel erosieve kustzone vormen de zandvolumes slechts een tijdelijke bescherming. Tegenstanders grijpen deze noodzaak aan regelmatig onderhoud aan om suppleties als kustverdedigingsalternatief uit te sluiten. Een groeiend bewustzijn omtrent de echte mogelijkheden van suppleties dient deze zwart/wit-situatie te relativeren. Beleidsmensen dienen zich wel te realiseren dat een zandsuppletie geen traditionele kustverdedigingsvorm is, zowel fysisch als economisch. Vanuit kustmorfologisch standpunt dient aanvaard te worden dat periodieke, aanvullende suppleties noodzakelijk en natuurlijk zijn om de goede werking en stabiliteit van het kustgebied te garanderen.
- Ook bij de economische beschouwingen dienen de regelmatig terugkerende herhalingskosten van goede suppleties expliciet voorzien en ingeschreven te worden. De spreiding van de totale kosten van het project wordt door het huidige beleid meestal als positief ervaren, doch dient effectief voorzien en niet langer verdoezeld te worden in schimmige monitoring- en evaluatieprogramma's. Een gedegen meetprogramma met analytische opvolging van de morfologische ontwikkeling in het kustgebied vormt de basis voor een deugdelijk investeringsprogramma. De principiële keuze voor zandsuppleties als kustverdediging houdt expliciet de uitvoering van regelmatige onderhoudssuppleties in.

- Ondanks het eerder aangehaalde "natuurlijke" karakter van zandsuppleties dienen toch enkele significante milieu-effecten in ogenschouw genomen te worden. Bij de zandwinning komen, zelfs met de huidige verfijnde baggertechnologie, slibdeeltjes in suspensie waardoor het lokale water een verhoogde turbiditeit krijgt. Door deze hoge troebelheid vermindert de diepte waarop het licht kan doordringen. Dit heeft vanzelfsprekend nadelige gevolgen voor alle van het licht afhankelijke processen in het aquatisch milieu. Rechtstreekse afzetting van slibdeeltjes op de bodem bedekt lokale levensgemeenschappen van dieren en planten en leidt zelfs tot een reductie van het zuurstofgehalte. Zandwinningsplaatsen dienen dus steeds zorgvuldig en in interdisciplinair overleg gekozen te worden.

Figuur 7. Suppleties, een ecologisch verantwoorde kustverdediging?

- Bij de zandtoevoer op de vooroever treden identieke effecten als hierboven op. Dus niet alleen om louter technische maar ook om ecologische redenen dient het suppletiezand een zo laag mogelijk slibpercentage en gehalte organische stof te bevatten. Voor duinsuppleties speelt de afkomst en de aard van het suppletiezand een nog crucialere rol. Verziltingsgevaar voor het achterland, een afdekkende schelpenbovenlaag, initiatie van eolisch transport of verstoorde duinvegetatie zijn slechts een paar voorbeelden van mogelijke milieutechnische problemen.
- De uitvoering van de suppleties brengt eveneens een vorm van hinder met zich mee : hinder voor de scheepvaart door de baggerinstallatie, hinder voor de normale strandactiviteiten door de toevoerleidingen, de opspuiting zelf en de detailprofilering.

- Een vaak vergeten, maar vooral naar de toekomst toe belangrijke bemerking is de keuze van de zandwinningsplaats. Vooral de morfologische impact (zowel lokaal als in een ruimer kustbeeld) van de artificiële verdieping ter plaatse van deze meestal zeewaarts gelegen winplaatsen kan niet zomaar genegeerd worden.

1.5. SUPPLETIES, EEN "NATUURLIJKE" KUSTVERDEDIGING ?

Aangezien de ontwikkeling van het kustbeeld enkel een reflectie is van het werk van de natuur, of het nu in een cyclisch patroon van deining of storm is of in een singulier extreem gebeuren, is het niet meer dan logisch dat bij het geomorfologisch onderzoek eerst de observatie van de natuur staat, met eerbied en ontzag voor al haar rijkdom (Silvester et al.[27], 1997). Er is geen beter voorbeeld dan de natuur !

De natuur heeft ons immers niet alleen getoond hoe erosie optreedt langs de kust, maar ook hoe een kustgebied stabiel en beschermd blijft. De natuur heeft meer succes terzake dan de mens en is zeker veel inventiever om een goede bescherming te ontwikkelen. Men hoeft alleen maar om zich heen te kijken. Tegelijk kan men stellen dat de natuurlijke kracht van het water niet belemmerd of ingetoomd kan of mag worden, zonder dat het water zich tegen jezelf zal keren (Bruun [3], 1990).

De repetitieve afslag van strandmateriaal door stormgolven moet geaccepteerd worden als een deel van het geomorfologisch proces. Immers, de natuur beschermt zichzelf tegen deze zeer hoge golfenergie-input door de geschikte opbouw van een onderwaterberm die er voor zorgt dat de volgende golven breken en aldus een deel van hun energie verliezen alvorens ze op het strand terechtkomen. Na de storm wordt de opgebouwde vooroeverberm weer strandwaarts uitgespreid door de deiningsgolven. Hoe steiler de kustnabije strandhelling des te groter moet de onderwaterberm worden om zijn beschermende rol als golfenergiedissipator van stormgolven te kunnen blijven spelen. De basisvereiste bij kuststabilisatie blijft het verzekeren van een strandzone waarbij de waterlijn over een zekere tijd (1 jaar - 10 jaar) stabiel in positie blijft. Korte termijn-schommelingen ten gevolge van singuliere stormerosie worden aanvaard in die mate dat deze variaties voorspelbaar en vooral controleerbaar blijven.

Het concept van strandvoeding moet nodig gereëvalueerd worden om te checken of de kuststabilisatie is uitgevoerd op een economisch verantwoorde manier. Belangrijk is te beseffen dat het invallend golfklimaat fundamenteel niet verandert door het aanbrengen van de strandsuppletie : dezelfde erosieve golfkrachten blijven beschikbaar voor afbraak van het strandprofiel. Meer zelfs, door de meestal veel steilere helling verhoogt de erosiegraad zelfs aanzienlijk bij de nieuwe strandsuppletie om zo snel mogelijk terug het "natuurlijk" kustprofiel aan te nemen. Na deze initiële aanpassingsperiode van het strandprofiel volgt een periode van ontwikkeling die perfect overeenkomt met de lange termijn-evolutie van voor de suppletie. Daarom, naast de zuiver geomorfologische aanpassing van het dwarsprofiel, is ook een impact op de invallende hydrodynamische krachten een noodzakelijke stap om tot een duurzame toepassing van "kust"-voeding te komen. Een loutere aanpak van het "visuele" strand dient vervangen te worden door een globaal dwarsprofielontwerp waar, door een aangepaste hydrodynamische impact (golven - getijstroming), een meer stabiel kustprofiel over de volledige dwarslengte wordt bekomen. Een goed suppletie-ontwerp over het volledige dwarsprofiel biedt aldus een échte verbetering voor de "oude" strandsuppletie, ook al blijft het zeer moeilijk en soms economisch onverantwoord een volledige profielsuppletie uit te voeren tot aan de zeewaartse limiet van de (brekende) golfimpact over het kustdwarsprofiel (Pilarczyk et al. [23], 1986).

Terecht kan gesteld worden dat een strandsuppletie zelden of nooit een permanente oplossing brengt voor een structureel erosieve kust. Zoals tot nu toe uitgevoerd blijven strandsuppleties slechts "een pilletje voor de pijn" zonder de ziekte op zich (meestal een gebrek aan natuurlijke zandtoevoer of onnatuurlijke zandafvoer) aan te pakken. Vandaar ook het vertekende economische beeld waarbij enkel de lage initiële kosten worden voorgespiegeld en niets wordt gemeld omtrent de blijvende (en met de jaren zelfs groeiende) onderhoudskosten. Suppleties hebben het grootste rendement wanneer deze vorm van kustverdediging wordt toegepast op een reeds stabiel strandprofiel, waar aldus een stabiele verbreding van het strand wordt bekomen. Maar als remedie tegen structurele kusterosie, met een duidelijk gebrek aan natuurlijke zandvoeding, zijn de fundamentele kustverdedigingsmogelijkheden van suppleties eerder beperkt. Daarenboven mogen (negatieve) bijverschijnselen zoals "afwaartse" sedimentatie of lokale aanslibbing niet uit het oog verloren worden. "Bezin eer je begint" moet de primaire ontwerpregel zijn. Net als bij de traditionele (harde) kustverdedigingssystemen (golfbrekers, strandhoofden,...) moet ook de

suppletie gevalideerd worden en niet zomaar als "natuurvriendelijk" alternatief worden aangenomen.

Om de echte waarde van suppleties in het gamma van kustverdedigingssystemen te valideren kan onderstaande vergelijking, geformuleerd door Silvester et al. ([27], 1997), worden gemaakt

> *"Het herhaaldelijk verven van bruggen of gebouwen wordt, ook al draagt het niet bij tot de algemene stabiliteit van de constructie op zich, als algemene onderhoudskost aanvaard precies omdat het een essentiële rol speelt bij het behoud van dit kostbaar goed in zijn waardevolle staat."*

Ook al kan een suppletie dus niet bijdragen tot de algemene stabiliteit van een kuststrook, toch kan haar geschikte aanwending tot een substantiële verbetering van het lokale veiligheidsniveau leiden, samen met een economische, ecologische of recreatieve meerwaarde. Aldus wordt de suppletie een schakel in het algemene kustverdedigingspatroon, zonder echter een absolute oplossing te willen zijn.

1.6. EEN TOEKOMST VOOR KUSTVERDEDIGING

Kusthydraulica heeft dringend nood aan vernieuwing en experimenteren. Basisprincipes en gefundeerde ontwerpcriteria moeten tegelijk de basis en de aanzet vormen tot nieuwe ontwikkelingen, vernieuwende ideeën en/of opvattingen. Het huidig conservatisme in de kusthydraulica beperkt het ontwerp meestal tot een (aangepaste) kopij van eerder uitgevoerde procedures, veel liever dan een poging tot nieuwe (alternatieve) oplossingen. Daarbij blijft, zeker naar de toekomst toe, een beter begrip van de basisprocessen in de kustzone de echte sleutel naar een goed kustmanagement. Vertrekkend van de precieze observatie van de natuurlijke impact op het kustgebied bestaat de taak van de kustingenieur erin te detecteren waar en hoe de natuur kan geholpen worden om zo efficiënt en economisch mogelijk tot een bepaald resultaat te komen. Dergelijke observatie vereist een uitgebreid, precies en consistent meetprogramma om de evolutie van het kustprofiel nauwkeurig en betrouwbaar te registreren en vooral korte-termijneffecten rond singuliere stormevents te valideren. Maar ook de lange-termijneffecten verdienen bijzondere aandacht om ook de kustevolutie over grotere tijdsperiodes en op een meer macroscopische schaal te analyseren. Daarenboven dienen "negatieve" resultaten of evaluaties even goed gepubliceerd te worden,

omdat precies deze minder gunstige ontwikkelingen veel meer bijdragen tot een betere kustverdediging in de toekomst.

Alle verzamelde data dienen geïntegreerd te worden, zodat de beschikbare meetgegevens optimaal beschikbaar zijn voor alle kustonderzoekers en niet langer een persoonlijk stukje erfgoed blijven van de respectievelijke ingenieur, meteoroloog, geoloog of oceanograaf. Ook hier, net als in de rivierenwereld, moet een geïntegreerde aanpak leiden tot een beter globaal beleid. Samenwerking tussen geologen, oceanologen, morfologen en ingenieurs is een strikte noodzaak om een progressief, modern kustmanagement te verzekeren.

1.7. REFERENTIES

1. Administratie Waterwegen en Zeewezen - Afdeling Waterwegen Kust (1995), Morfologische opvolging van de combinatie voedingsberm en zandsuppletie in de zone De Haan - Bredene + Addendum, BERM95.002.

2. Bijker E.W. (1989), Protection of sandy coasts, Terra et Aqua No. 39, p. 20, IADC - Elsevier Advanced Technology Publications (Oxford).

3. Bruun P. (1990), Beach nourishment - improved economy through better profiling and backpassing from offshore sources, Terra et Aqua No. 43, p. 13, IADC - Elsevier Advanced Technology Publications (Oxford).

4. Charlier R.H., De Meyer C. en Decroo D. (1987), Soft beach protection and restoration, Ocean Yearbook 1987.

5. CUR, Rijkswaterstaat en Delft Hydraulics (1987), Report 130 : Manual on artificial beach nourishment, CUR Gouda (ISBN 90 212 6078 6).

6. D'Angremond K., De Jong A.J. en Van Oorschot J.H. (1988), Beach replenishment - design elements and implementation, Terra et Aqua No. 37 p. 19, IADC - Elsevier Advanced Technology Publications (Oxford).

7. De Candt P., De Meyer C., Kerckaert P., De Wolf P., Wens F., en Grobben A. (1985), Beach nourishment : a soft method for coastal protection, Proceedings 26th PIANC-congress Section II-3 p. 23, Brussel.

8. De Moor F. (1995), De zee helpt de kust, Knack-magazine, No. 46, p. 30, november 1995.

9. Dette H. (1983), Technique of small scale beach fills, Proceedings COPEDEC I, p. 160, Colombo (Sri Lanka).

10. Dette H. en Raudkivi A.J. (1994), Dune protection, Int. Symposium Waves-Physical and numerical modelling, p. 1513, Vancouver (Canada).

11. Dronkers J. en Terwindt J.H.J. (1996), Zand aan de wandel - Het fundament van onze kust, Natuur en Techniek, p. 892.

12. Druig J.H.M. en Mulder J.P.M. (1996), Dynamisch handhaven van de kustlijn - internet webpagina's, Rijksinstituut voor kust en zee, Den Haag.

13. Hoekstra P., Houwman K.T., Kroon A., Ruessink B.G., Roelvink J.A. en Spanhoff R. (1996), Morphological development of the Terschelling Shoreface nourishment in response to hydrodynamic and sediment transport processes, Proceedings ICCE 25, p. 2897, Orlando (US).

14. Holmberg D. (1995), Nature builds the best beaches, Land and Water (sept/oct 1995) - Holmberg Technologies internet.

15. Housley J.G. (1996), Justification for beach nourishment, Proceedings ICCE 25, p. 2911, Orlando (US).

16. Kerckaert P., Roovers P.P.L., Noordam A. en De Candt P. (1986), Artificial beach re-nourishment on the Belgian East Coast, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 5, p. 560, september 1986, ASCE.

17. Khabidov A. et.al. (1996), Beach nourishment versus shore protection structures, Proceedings ICCE 25, p. 2918, Orlando (US).

18. Kunz H. (1990), Artificial beach nourishment of Norderney - a case study, Proceedings ICCE 22, p. 3254, Delft.

19. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat (1988), Handboek zandsuppleties, W.D. Meinema B.V. Uitgave Waltman (ISBN90 212 3134 4).

20. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat - B. Arens, F. van der Meulen, J.V. Witter, G.W. Heil en M. Lips (1990), Duinfuncties - Invloed van kustgedrag (Technisch Rapport 8), Fysisch, Geografisch en Bodemkundig Laboratorium, Universiteit van Amsterdam.

21. National Research Council (1995), Beach nourishment and protection, National Academy Press Washington D.C.

22. Niemeyer H.D., Biegel E., Kaiser R., Knaack H., Laustrup C., Mulder J.P.M., Spanhoff R. en Toxvig H. (1995), General aims of the Nourtec-project, Proceedings COPEDEC IV p. 311, Rio de Janeiro (Brazilië).

23. Pilarczyk K.W., van Overeem J. en Bakker W.T. (1986), Design of beach renourishment scheme, Proceedings ICCE 20, p.1456, Taipei (Taiwan).

24. Pluym M., Van der Lem J.C., Kraak A.W. en de Ruig J.H.W. (1994), Offshore Breakwaters versus beach nourishment - a comparison, Proceedings ICCE 24, p. 586, Kobe (Japan).

25. Roelse P. (1990), Beach and dune nourishment in The Netherlands, Proceedings ICCE 22, p. 1984, Delft.

26. Roovers P.P.L., Kerckaert P., Burgers A., Noordam A. en De Candt P. (1981), Beach protection as part of the harbour extension at Zeebrugge, Belgium, Proceedings PIANC-Congress XXV, p. 755, Edingburgh (Scotland).

27. Silvester R. en Hsu J.R.C (1997), Coastal stabilization, Advanced Series on Ocean Engineering - Volume 14, World Scientific Publishing Co. Singapore.

28. Simoen R., Verslype R. en Vandenbossche D. (1988), The beach rehabilitation project at Ostend-Belgium, Proceedings ICCE 21, p. 2855, Malaga (Spain).

29. Stauble D.K., Hansen M. en Blake W. (1984), An assessment of beach nourishment sediment characteristics, Proceedings ICCE 19, p. 1471, Houston-Texas (USA).

30. Van De Graaff J., Niemeyer H.D. en Van Overeem J. (editors) (1991), Artificial beach nourishments - special issue, Coastal Engineering, Vol. 16, No. 1.
    - Van De Graaff J., Niemeyer H.D. en Van Overeem J.
      Beach nourishment : philosophy and coastal protection policy, p. 3
    - Van Oorschot J.H. en Van Raalte G.H.
      Beach nourishment : execution methods and developments in technology, p. 23
    - Roelse P., Coosen J. en Minneboo F.A.J.
      Beach nourishment : monitoring programme, p. 43
    - Swart D.H.
      Beach nourishment : particle size effects, p. 61
    - Larson M. en Kraus N.C.
      Mathematical modelling of the fate of beach fill, p. 83
    - Townend I.H. en Fleming C.A.
      Socio-economic aspects of beach nourishments, p. 115
    - Adriaanse L.A. en Coosen J.
      Environmental aspects of beach nourishments, p. 129
    - Stive M.J.F., Nicholls R.J. en De Vriend H.J.
      Sea-level rise and shore nourishment : a discussion, p. 147

31. Van De Graaff J. (1998), Voorposten in de strijd tegen het zeewater; Land + Water, Nummer 1/2.

32. Van Noortwijk J.M. en Peerbolte E.B. (2000), Optimal sand nourishment decisions, Journal of waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 126 No. 1, pp. 30 - 62

33. Verhagen H.J. (1992), Method for artificial beach nourishment, Proceedings ICCE 23, p. 2474, Venice (Italy).

34. Verhagen H.J. (1995), Analysis of beach nourishment schemes, Journal of Coastal Research Vol. 12, No. 1, p. 179-185.

35. Verslype H., Blomme E. en Decroo D. (1988), Sediment transport, beach nourishment and the effect of marine works on the West coast of Belgium, Proceedings PIANC-congres.

36. Warnier F., Raes E., Malherbe B. en Lahousse B., Execution aspects and monitoring of a new beach nourishment concept at De Haan : combined feed berm and profile nourishment, Proceedings ICCE 24, p. 552, Kobe (Japan).

37. Waterways Experiment Station WES (1991), CETNII-26, Recommended Physical Data Collection program for beach nourishment projects, CERC-USArmy Engineering.

38. Waterways Experiment Station WES (1991), CETNII-29, Native beach assessment techniques for beach fill design, CERC-USArmy Engineering.

39. Waterways Experiment Station WES (1995), CETNI-61, Design aspects of Corps Beach nourishment projects, CERC-USArmy Engineering.

40. Work P.A. en Dean R.G. (1995), Assessment and prediction of beach nourishment evolution, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 3, p. 182, May/June 1995, ASCE.

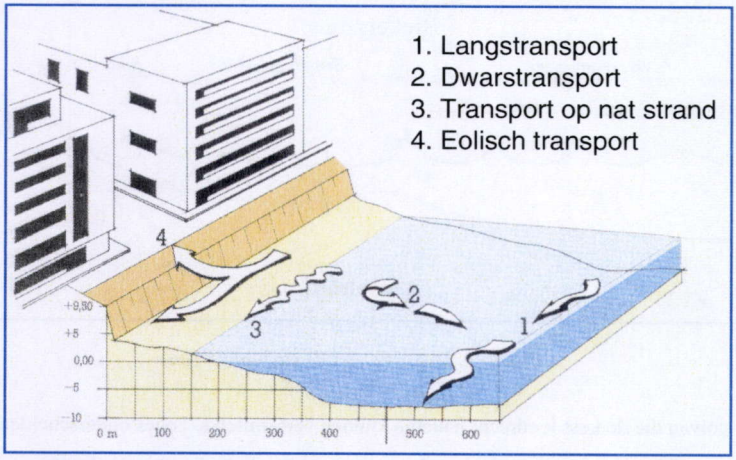
HOOFDSTUK 2

SEDIMENTTRANSPORT LOODRECHT OP DE KUST

2.1. INLEIDING

In de omgeving van de kust werken tal van mechanismen en processen de beweging en het transport van het lokale bodemmateriaal in de hand. De snelheid en de richting waarin de sedimenten zich verplaatsen is de resultante van een veelheid aan krachten en interacties. De netto-sedimentenbeweging in de kustzone wordt principieel onderverdeeld in :

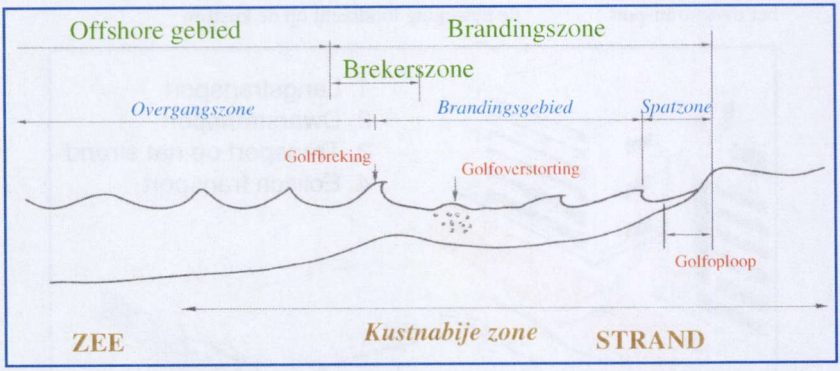
- het langstransport : de beweging ten gevolge van de golven en de stroming evenwijdig met de kustlijn
- het dwarstransport : de beweging loodrecht op de kustlijn



Figuur 1. Transportmechanismen in de kustzone

Het sedimententransport loodrecht op de kust is van belang in verband met de korte-termijnvariaties van een kustprofiel terwijl het transport langsheen de kust belangrijker is op langere termijn en verband houdt met veranderingen op grote schaal. De singuliere studie van respectievelijk het dwars- en het langstransport in een kustgebied is in de meeste gevallen te verantwoorden doordat beide fenomenen weinig interactief werken (Kamphuis, [31], 1995).

Voor de Belgische Oostkust bijvoorbeeld speelt het dwarstransport zich immers hoofdzakelijk af op de vooroever en in de brandingszone vooral onder golfimpact, terwijl het door de getijstroming gedreven langse transport zich voornamelijk situeert in dieper water ter hoogte van de tijgeulen zeewaarts van de vooroever. Evenwel dient steeds de koppeling tussen beide fenomenen zeker geverifieerd te worden om een globaal beeld van het sedimentransport in het beschouwde kustgebied te vormen. Daarom ook wordt in dit werk dergelijke methodologie ontwikkeld: het ontwerp van de suppletievorm wordt uitgewerkt in een "dwarsprofielbenadering" en achteraf getoetst aan de totale impact van golven en langse getijstromingen verderop in het kustprofiel. In dit werk is de impact van wind op de sedimentbalans (eolisch transport) niet verder onderzocht. De wind draagt bij tot de beide soorten transport, maar in dit werk wordt enkel de zandbeweging bestudeerd onder de hydrodynamische belasting, afkomstig van de invallende golven en het verticale getijde met geassocieerde tijstromingen. De exacte locatie van de respectievelijke zones hangt zowel af van de golfkarakteristieken als van de lokale bathymetrie (Figuur 2 - Larson et al. [43], 1991).



Figuur 2. Definitie van de kustnabije zone

Voor golven die de kust loodrecht naderen kunnen verschillende zones onderscheiden worden

- Diepwater zone, waar de golven niet beïnvloed worden door de bodem.
- Overgangszone, waar de golfkarakteristieken beïnvloed worden door de waterdiepte. De golfhoogte wordt eerst lager om daarna toe te nemen tot de golven breken (shoaling-effect).
- Brekerszone : de zone waarover de onregelmatige golven breken. Bij regelmatige golven vindt men een sterk lokale brekerlijn terug.

- Brandingszone : In de *enge zin* : het gebied tussen de brekerszone en de strandzone, waar de golven reeds gebroken zijn.
  Verder wordt de term brandingszone steeds gebruikt in de *ruime zin :* de zone van waar het breken begint tot bij de grens van de spatzone op het droge strand.
- Spatzone, met oploop en terugloop op het strand, voorbij de waterlijn.

De sedimentbeweging manifesteert zich voornamelijk waar de vanuit volle zee aangevoerde golfenergie in staat is om op grote schaal het losse materiaal in beweging te brengen en aldus het transport te veroorzaken. Een goed begrip van het dwarse sedimenttransport wordt bemoeilijkt door de verschillende bijdragen van het bodemtransport en het suspensietransport, elk met hun typische karakteristieken. Welke van de beide mechanismen de grootste bijdrage levert hangt af van de sedimentenkarakteristieken, de lokale bathymetrie en de aanwezige golf- en stromingsenergie. Ook de verschillen in mechanismen en tijdsschalen tussen zeewaarts (offshore) en landwaarts (onshore) transport maken een absolute begroting van het dwarse sedimenttransport zeer moeilijk.

In dit hoofdstuk wordt het dwarstransportmechanisme over een kustdwarsprofiel in detail bekeken. De fysische processen worden in detail omschreven teneinde de ontwikkeling van het kustprofiel beter te begrijpen om aldus een beter "natuurlijk" suppletie-ontwerp te maken. Immers, als "ecologisch" alternatieve kustverdediging dient een goede suppletie optimaal gebruik te maken van de natuurlijke processen in de beschouwde kustzone, of toch ten minste de heersende ontwikkeling niet zozeer tegen te werken dan wel te ondersteunen (CUR [8], 1987). Er dient hier reeds gesteld dat vele suppleties in het verleden zeker niet beantwoorden aan deze doelstelling, doch precies ingaan tegen het "natuurlijke" kustdwarsprofiel. Een optimale suppletievorm sluit zo dicht mogelijk aan bij het lokale dynamisch evenwicht. Hierbij dient dan ook meer dan de accidentele stormafslag te worden beschouwd, ook het mogelijk structurele zandtekort of erosieve langse tijstromingsinteractie kan een belangrijke rol spelen. Vandaar kan ook een dubbele managementfilosofie beschreven worden. De eerste benadering probeert effectief de tekortkomingen te saneren ("ziekte genezen"), terwijl de tweede strategie voor een behandeling van problemen kiest zonder de (diepere) redenen voor de erosie perfect te kennen ("ziekte-symptomen behandelen"). Men moet zich er terdege van bewust zijn dat, waar ook een suppletievorm geplaatst wordt in het actieve dwarsprofiel, de beschikbare zandvolumes steeds zullen deelnemen aan en bijdragen tot de ontwikkeling van de kustzone (Van de Graaff et al.[84], 1991).

2.2. AANGRIJPENDE KRACHTEN IN HET KUSTNABIJE GEBIED

De sedimentbeweging en de uiteindelijke respons van het kustprofiel in dwarse zin worden gevalideerd op basis van een precieze identificatie van alle inwerkende krachten in deze zone. In een evenwichtssituatie compenseren deze krachten mekaar zodat resulterend geen beweging optreedt en het dwarsprofiel aldus stabiel blijft. Bij een onevenwicht tussen aangrijpende krachten worden transportgradiënten geïnduceerd waardoor het dwarsprofiel varieert. Krachten die landwaarts gericht werken worden als opbouwend omschreven, terwijl destructieve krachten zeewaarts gericht werken. Een overzicht van de belangrijkste aangrijpende krachten over het dwarsprofiel is hieronder gegeven (Fredsoe et al. [21], 1992):

- In ondiep water zijn, volgens de niet-lineaire golftheorieën, de golftoppen hoger en korter in de tijd dan de golfdalen. Hierdoor ontstaat, zelfs als de tijdsgemiddelde deeltjessnelheid nul is, een resulterende bodemschuifspanning τ_b die landwaarts gericht is.

$$\tau_b = \frac{1}{2} \rho f_w \overline{|u_b| u_b}$$

met f_w = Jonsson wrijvingscoëfficiënt

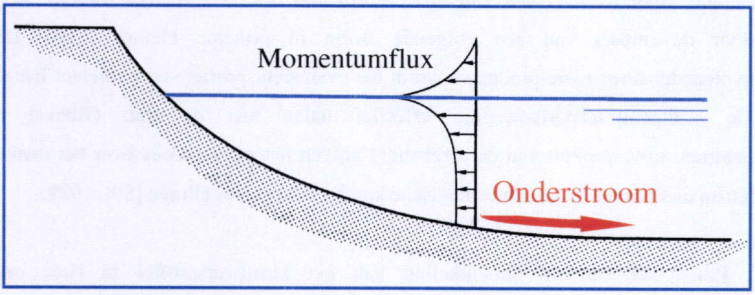
u_b = ogenblikkelijke deeltjessnelheid langs de bodem

$\overline{u_b}$ = tijdsgemiddelde waarde van u_b

- Een tweede constructieve bijdrage ontstaat in de bodemgrenslaag als een direct gevolg van het momentumtransfer bij het locale energieverlies door wrijving. Hierdoor ontstaat een netto stroomsnelheid in de richting van invallende golven.
- De zwaartekracht is duidelijk een destructieve kracht die het dwarsprofiel uitvlakt in zeewaartse richting. Maar tegelijk zorgen gravitaire krachten ook voor een zekere stabiliteit zoals bij het begin van beweging of het bezinkingsproces.
- De onderstroom, de zeewaarts gerichte stroming van golfmassatransport, induceert een duidelijke zeewaartse schuifspanning langs de bodem. Immers, invallende golven op een kust introduceren een landwaarts gerichte flux nabij het wateroppervlak. De compenserende onderstroom langs de bodem van het dwarsprofiel is een rechtstreeks gevolg van de verticale verdeling van de dwarse stroomsnelheden over de waterdiepte. Voor lineaire, volledig brekende golven is de aldus bekomen tijdsgemiddelde terugstroom (zeewaarts gericht), ter compensatie van het invallende (golf) massatransport (strandwaarts gericht), gegeven als een diepte gemiddelde waarde U (uniform verdeeld over de gemiddelde waterdiepte).

$$U = \frac{\sqrt{g}\ H^2}{8\ h^{3/2}}$$

Wanneer golven breken wordt deze flux omgezet in een voorwaartse (landwaartse) puls die de golfopzet in de brekerszone induceert. De landwaarts gerichte momentum flux ontstaat voor 1/3 tussen de top en het dal van de invallende golf, de andere 2/3 van de flux ontstaat tussen de bodem en het gemiddelde waterpeil (volgens de lineaire Airy theorie in ondiep water). Ter compensatie van de bovenste momentum flux (1/3) aan het wateroppervlak zal ter hoogte van de bodem van het dwarsprofiel een zeewaarts gerichte bodemschuifspanning optreden in de brekerszone (Nielsen [57], 1992). Deze bodemschuifspanning geeft precies aanleiding tot de onderstroom (E."undertow").



Figuur 3. Verdeling over de waterkolom van golfmomentum in brekerszone

- Gedurende hevige stormen strijken winden over het wateroppervlak. Afhankelijk van de invalsrichtingen veroorzaken deze windsnelheden schuifspanning langs het oppervlak die langs de bodem gecompenseerd worden door tegengestelde schuifkrachten.
- Ten slotte wordt turbulentie vermeld als mogelijk aandrijfmechanisme bij het initiëren van suspensietransport. De ogenblikkelijke turbulente actie mobiliseert een deel van de sedimentbodem die, afhankelijk van de duur en richting van de andere krachten, gedurende deze "mobilisatieperiode" verplaatst kan worden over het dwarsprofiel. Precies de combinatie van het in suspensie brengen en de resulterende krachten (in grootte en richting) tijdens deze "zwevende" fase van de golfperiode bepaalt het dwarstransport over het kustprofiel.

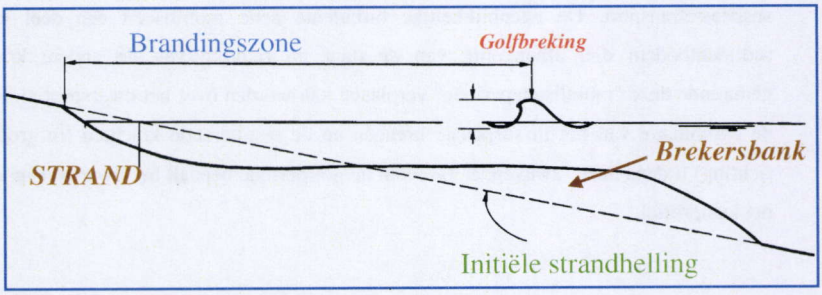
2.3. DWARSTRANSPORTMECHANISMEN : FYSISCHE ACHTERGRONDEN

Bij belangrijke zeespiegelrijzing of wateropstuwing tijdens stormcondities bereiken de invallende golven het droog strand en eventueel zelfs de duinen. Deze zone van het dwarsprofiel is relatief veel steiler dan het nat strand en de vooroever waardoor de golfenergiedissipatie (bij het turbulent breken van de golven) op een sterk geconcentreerde locatie gebeurt. Lokaal is de impact op de bodem dan ook zeer groot waardoor veel sedimenten in suspensie worden gebracht en door de resulterende onderstroom zeewaarts worden verplaatst naar rustiger zones waar sedimentatie kan optreden. Aldus verkrijgt men de typische afzetting van een onderwaterberm op het nat strand, opschuivend naar de vooroever. Resulterend vindt men na een singuliere storm dan ook een vlakker dwarsprofiel terug, waardoor de impact van een volgende storm in principe kleiner wordt. Door de opeenvolgende stormerosie-processen wordt het evenwichtsprofiel steeds dichter benaderd en zal de sedimenttransportbeweging effectief dalen met de tijd. Globaal zal de sedimenttransportcapaciteit van de (brekende) golven het erosieproces over het dwarsprofiel bepalen en niet zozeer de grondmechanische karakteristieken (Vellinga [89], 1989).

Principieel kan de ontwikkeling van het kustdwarsprofiel in twee processen onderscheiden worden (De Swart et al. [14], 1996) :

1. Erosie van het strandprofiel tijdens stormimpact

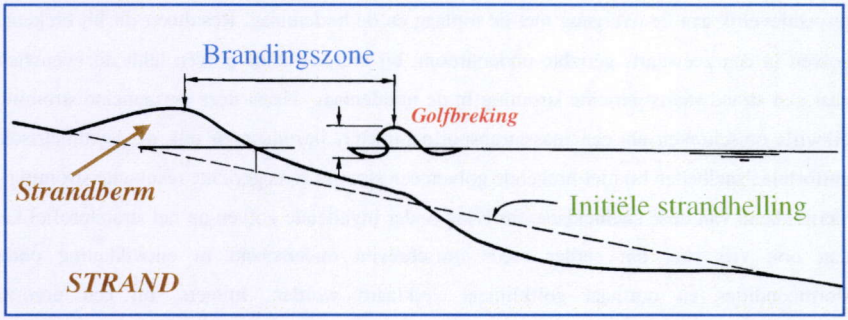
   Het zeewaarts gericht transport voert sedimenten van het hogergelegen strand of het duinenmassief af naar een zogenaamde brekersbank ("bar") op de vooroever, ter hoogte van de brekerslijn. Het is duidelijk dat hoe steiler het strand- of duinprofiel, des te groter de lokale erosie en de opgebouwde brekersbank worden.



Figuur 4a. Ontwikkeling van het kustdwarsprofiel - Storm

2. Geleidelijke opbouw van het kustprofiel onder normaal golfklimaat

Het eerder verzamelde zand op de vooroever wordt landwaarts weer uitgespreid over het strand in de vorm van een berm. De weg die het zand hierbij aflegt kan, bij geringe kusthellingen, soms enkele honderden meters bedragen.



Figuur 4b. Ontwikkeling van het kustdwarsprofiel - Normaal golfklimaat

Buiten de brekerszone treden het energieverlies en de turbulentie hoofdzakelijk op in de grenslaag, nabij de zeebodem. Doordat de golfgeïnduceerde orbitaalsnelheden nabij de bodem niet perfect sinusoïdaal zijn ontstaat een netto stroming die landwaarts gericht is. Het resulterend sedimenttransport is hier een grootte-orde kleiner dan in de brekerszone. In deze laatste zone is het energieverlies in de grenslaag veel groter door de turbulente breking van de golven. Het snelheidsprofiel wordt hier beschreven door een sterke (geconcentreerde) zeewaarts gerichte onderstroom nabij de zeebodem ter compensatie van de landwaarts gerichte gemiddelde stroom nabij het wateroppervlak. De interne krachtenbalans in de brekerszone wordt immers bepaald door een resulterende, zeewaarts gerichte onderstroom onder het golfdalniveau, die principieel aangedreven is door het onevenwicht tussen de globale golfmomentumflux en de golfopzet in de brekende golf, ter compensatie van het zeewaartse massatransport in de top van de brekende golf. Het sedimentconcentratieprofiel is door de hoge turbulentiegraad nagenoeg gelijkmatig verdeeld over de verticale waterkolom.

Principieel zou men kunnen stellen dat de (brekende) golven voor de mobilisatie van de sedimenten in de kustzone zorgen, terwijl de golfgeïnduceerde stroming samen met gravitaire krachten voor de effectieve verplaatsing van de sedimenten zorgt. Het is duidelijk dat de resulterende golfgeïnduceerde stroming de belangrijkste drijvende kracht vormt voor het effectieve sedimenttransport. In de brekerszone is de interne krachtenbalans hierboven

reeds omschreven. Een gelijkaardig evenwicht kan uitgeschreven worden onder niet-brekende golven. Hiertoe beschouwt men opnieuw drie lagen over de waterkolom (De Vriend en Stive, 1987): de bodemgrenslaag, de toplaag tussen golftop en -dal en een middenlaag waar die onderstroom voor een evenwicht in momentum zorgt tussen de schuifspanningen respectievelijk aan de overgang met de toplaag en de bodemlaag. Resulteert dit bij brekende golven in een zeewaarts gerichte onderstroom, bij niet-brekende golven leidt dit evenwicht naar een strandwaarts gerichte stroming in de middenlaag. Naast deze permanente stroming, dikwijls omschreven als een massatransportparameter, introduceren ook de asymmetrische golforbitaalsnelheden bij niet-brekende golven een strandwaarts gerichte resultante stroming.
Vertrekkend van deze snelheidsbeschrijving onder invallende golven op het strandprofiel kan dan ook vrij snel het eerder reeds omschreven onderscheid in ontwikkeling onder stormcondities en normaal golfklimaat verklaard worden. Immers, bij een normaal golfklimaat gebeurt de golfbreking zeer dicht bij het strand en blijft de brandingszone beperkt tot enkele meters van het strandprofiel. Onder stormimpact, gebeurlijk met opgestuwd waterniveau, breken de invallende golven verder van de kust en breidt de brandingszone zich over een grote dwarsafstand over het kustprofiel uit. Het is onmiddellijk duidelijk dat lange (laagfrequente) of lage golven het kustprofiel vooral zullen opbouwen (in een traag proces), terwijl korte (hoogfrequente) of hoge golven voor de erosieve actie (op veel kortere termijn) zorgen. Immers voor de lange/lage golven situeert het energieverlies zich voornamelijk op het niveau van bodemwrijving, in tegenstelling tot korte/hoge golven waar de voornaamste energiedissipatie door turbulentieontwikkeling bij het breken van de golven wordt gevormd.
De impact van een singulier stormgebeuren is niet alleen afhankelijk van de invallende golfkarakteristieken maar ook van de stormduur en de geassocieerde opstuwing van het waterniveau (tezamen met de situering in het verticale getijde). Zo veroorzaakt een korte, hevige storm slechts een beperkte verplaatsing van sedimenten in het dwarsprofiel (van duinmassief naar strand). Het aldus verplaatste zand kan dan ook sneller en makkelijker terug op het hoogstrand gevoerd worden tijdens de herstelperiode. Een normale storm over een veel langere periode verplaatst de sedimenten daarentegen over een veel grotere afstand, van het duinmassief tot aan de vooroever bijvoorbeeld, en heeft als dusdanig een veel belangrijker impact. Door een hogere waterrijzing wordt een steiler deel van het dwarsprofiel bereikt en vergroot de sedimenttransportcapaciteit. Terreinmetingen illustreren dat de maximale erosiegraad optreedt na de maximale wateropstuwing doch reeds zeer snel na de "top" van de storm begint het herstel van het dwarsprofiel reeds onder invloed van lange deininggolven op het einde van de storm (Hoekstra et al. [28], 1996] - Möller et al. [52], 1988].

2.4. ONTWIKKELING VAN EEN EVENWICHTSDWARSPROFIEL

Een evenwichtsdwarsprofiel is een kustprofiel waarbij alle aangrijpende krachten (zie hoger) elkaar compenseren zodoende dat er geen resulterende impact is over het beschouwde dwarsprofiel. Een dergelijke evenwichtstoestand - ook al komt deze situatie niet echt voor in de realiteit - vormt toch het ideale referentiekader van waaruit onevenwichten, transportgradiënten en dwarstransportfenomenen beter begrepen en gevalideerd kunnen worden. Enkele algemene kenmerken van een evenwichtsprofiel zijn hieronder verzameld :

- Het dwarsprofiel streeft naar een opwaarts concave vorm.
- De gemiddelde evenwichtshelling van een kustprofiel wordt vlakker naarmate de bodem uit fijnere sedimenten bestaat.
- De evenwichtshelling wordt ook vlakker naarmate de invallende golven steiler worden.
- Een natuurlijke sortering van de sedimenten over het dwarsprofiel plaatst de grove fractie in de ondiepere zones en de fijnere sedimenten in dieper water.

Vertrekkend van het idee dat een dwarsprofiel ontstaat onder de (wisselende) impact van invallende golven op het beschouwde kustgebied heeft Dean een zogenaamd "evenwichtskustprofiel" gedefinieerd. Dit stabiel dwarsprofiel, geassocieerd met een zekere golfenergiedissipatie, wordt aldus louter functie van de sedimentkarakteristieken en kan omschreven worden als een ideaal ontwikkelingsprofiel onder constante golfimpact (Dally et al. [9], 1984 - Dean et al. [11], 1992):

$$h = A_{eq}\, x^{2/3}$$

waarbij h = lokale waterdiepte

x = horizontale afstand vanaf strandlijn

A_{eq} = sedimentschaal-parameter

= functie van korreldiameter D_{50} of bezinkingssnelheid w

Men veronderstelt hierbij ondiepe watergolven en beschouwt de golfenergiedissipatie per eenheidsvolume over de totale waterkolom als de dominante, destructieve kracht bij de ontwikkeling van het kustprofiel. De identificatie van deze golfenergiedissipatie over een eenheidsvolume water laat toe de mobiliteit van de sedimentdeeltjes grotendeels toe te schrijven aan de turbulentie veroorzaakt door brekende golven. De natuur streeft aldus naar een uniforme energiedissipatie D_{eq} per eenheidsvolume water in de brandingszone, zodat een

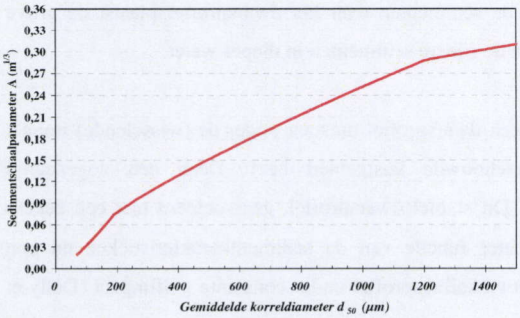
kustprofiel onder constante golfimpact veranderingen ondergaat tot de energiedissipatie overal gelijk is aan D_{eq} (Zheng et al. [100], 1997):

$$\frac{1}{h}\frac{d(Ec_g)}{dx} = -D_{eq}$$

Het is dan ook onmiddellijk duidelijk dat de graad van profielevolutie afneemt naarmate het kustprofiel "dichter" het evenwichtsprofiel benadert.

De sedimentschaalparameter A_{eq} wordt, op basis van een reeks terreinmetingen langs de Deense Noordzeekust, de Oostkust en de Golfkust van de Verenigde Staten, gegeven als functie van de bezinkingssnelheid w (Houston [29], 1996).

$$A_{eq} = 2.25\left(\frac{w^2}{g}\right)^{1/3} \qquad \text{of} \qquad A_{eq} = 0.067\, w^{0.44} \text{ (met w in cm/s)}$$



Figuur 5. Sedimentschaalparameter A_{eq} in functie van korreldiameter

Voor de Belgische Oostkust vindt men aldus :

$D_{50} = 300\ \mu m$	$D_{50} = 350\ \mu m$
$w = 31.01$ mm/s	$w = 37.00$ mm/s

(volgens formule Hallermeier, cfr. Deel B – Hoofdstuk 2)

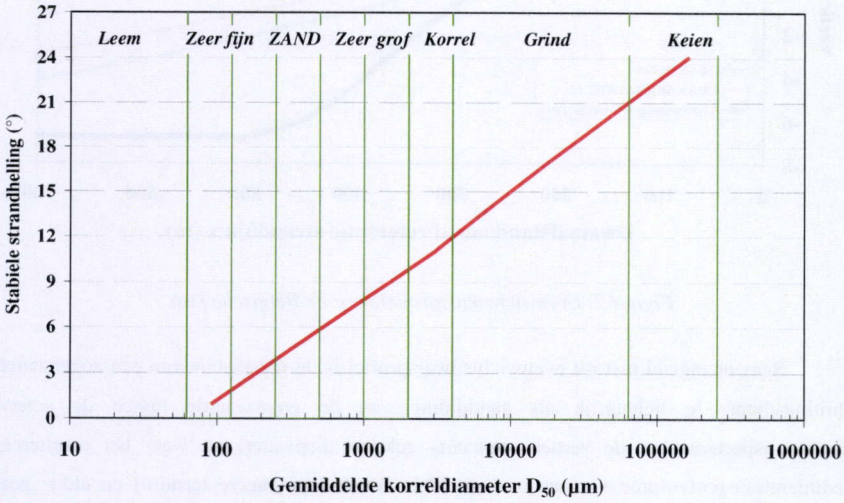
$A_{eq} = 0.104\ m^{1/3}$	$A_{eq} = 0.120\ m^{1/3}$

Verdere aanpassing (om de discontinuïteit ter hoogte van de waterlijn op te heffen) leidt tot het zogenaamde Dean-Moore-Wiegel profiel (Dean et al. [12], 1994):

$$x = \frac{h}{\operatorname{tg}\beta} + \left(\frac{h}{A_{eq}}\right)^{3/2}$$

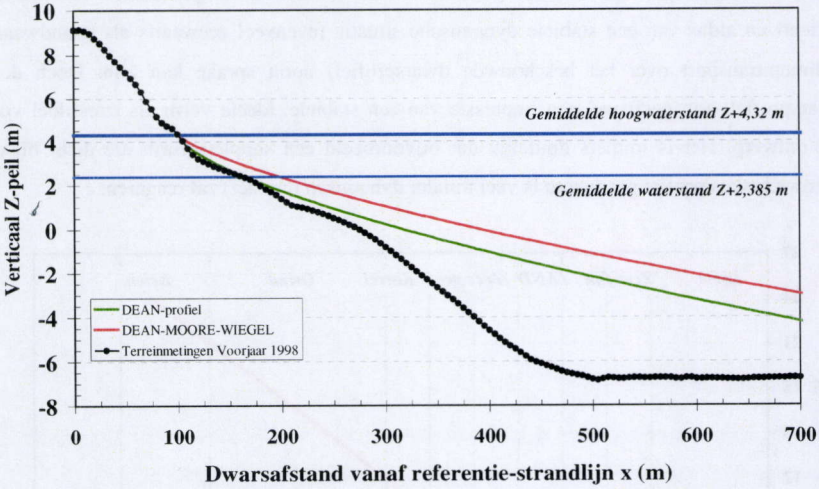
waarbij tg β = strandhelling ter hoogte van de waterlijn

Meer recent is een aantal alternatieve uitdrukkingen voor het evenwichtskustprofiel ontwikkeld door Bodge, Komar-McDougal of Lee (Kit et al. [34], 1998); doch buiten een aantal bijkomende te calibreren constanten veranderen deze vergelijkingen niets aan de basisvorm van het evenwichtsdwarsprofiel. Het Dean-profiel wordt alleen bepaald door de sediment-karakteristieken van het strand en de waterdiepte. Zo neemt de erosie toe als het waterniveau stijgt en wordt een andere evenwichtsvorm ingesteld als streefprofiel. Het evenwichtsprofiel wordt vooral als ontwerpwaarde gebruikt bij de validatie van stabiele strandhellingen (in functie van de sedimentkorreldiameter). Figuur 6 illustreert de relatie tussen de korreldiameter van het strandmateriaal en de gemiddeld waargenomen stabiele kustprofielhelling. Het evenwichtskustprofiel heeft op zichzelf weinig fysische betekenis omdat deze dwarsprofielontwikkeling zich nooit instelt doordat het golfklimaat voortdurend varieert en aldus van een stabiele dynamische situatie (evenveel zeewaarts als strandwaarts sedimenttransport over het beschouwde dwarsprofiel) nooit sprake kan zijn. Doch deze dwarsprofielvorm geeft wel een impressie van een stabiele, ideële vorm als streefdoel voor het ontwerp. Het is immers duidelijk dat bijvoorbeeld een suppletievorm die dicht bij dit evenwichtskustprofiel gesitueerd is veel minder dynamisch (erosief) zal reageren.



Figuur 6. Stabiele kusthelling versus zandkorreldiameter

Figuur 7 toont het aldus berekende evenwichtskustprofiel voor de Belgische Oostkust in vergelijking met de in-situ geregistreerde kustprofielen. Opvallend is de zeer goede overeenkomst in de helling van het droog/nat strand. Meer pertinent echter is de afwijking op de vooroever waar de lokale invloed van de langse getijstroming in de Appelzak-geul een significante rol speelt. De directe nabijheid van de diepe getijdegeul, heel dicht bij het strand aan de zeewaartse koppen van de strandhoofden, genereert een atypisch dwarsprofiel met een zeer steile vooroever. Hierdoor is de volgens de evenwichtsprofielvorm normale, geleidelijke overgang van het strand via de vooroever naar dieper water hier totaal afwezig. Deze vaststelling suggereert reeds het structurele karakter van de erosieproblemen in het beschouwde kustgebied voor Knokke-Zoute. Immers, de sterke resulterende tijstroming op de vooroever verhindert de volledige ontwikkeling zeewaarts van het evenwichtsprofiel.



Figuur 7. Evenwichtskustprofiel voor de Belgische kust

Samenhangend met dit evenwichtsdwarsprofiel is de introductie van een zogenaamde sluitingsdiepte h_s belangrijk als aanduiding van de grenswaarde tussen de actieve dwarstransportzone en de verder zeewaarts gelegen diepwaterzone waar het resulterend sedimenttransportvolume verwaarloosbaar klein wordt (op langere termijn) en aldus geen meetbare veranderingen in de bodembathymetrie worden waargenomen. Birkemeier ([5], 1985) vond als regressie van een reeks extra terreinmetingen en de eerder gevonden uitdrukking van Hallermeier, volgende sluitingsdiepte h_s:

$$h_s = 1.75\,H_e - 57.9\left[\frac{H_e^2}{gT_e^2}\right]$$

waarbij H_e = kustnabije stormgolfhoogte met overschrijdingskans van 12 uren per jaar.

T_e = corresponderende golfperiode (overschrijdingskans 12 uren/jaar)

Bij toepassing op het hier beschouwde onderzoeksgebied vindt men op basis van de gegevens vermeld in de "ATLAS-hydrometeowaarnemingen voor de Vlaamse kust" volgende golfkarakteristieken terug :

- Weibull-distributie voor waarnemingen op "Bol van Heist" (1977-1986)

  12 uren per jaar $\Rightarrow$ 0.137 % overschrijdingskans

  $\Rightarrow$ Weibull : H_e = 3.20 m

- Gemiddeld golfspectrum van waarnemingen op "Bol van Heist" (1977-1982)

  Voor H_e = 3.20 m vindt men T_e = 7.3 s voor W-richting

  T_e = 8.8 s voor N-richting

Aldus vindt men voor de sluitingsdiepte h_s = 4.47 m (H_e = 3.2 m - T_e = 7.3 s)

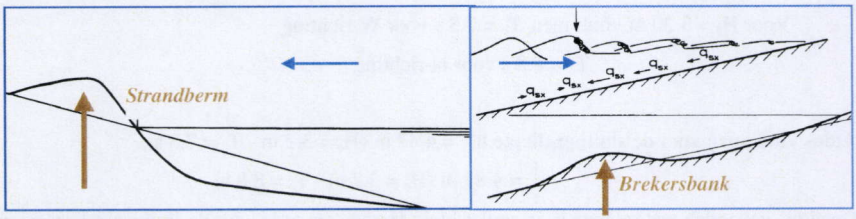
= 4.82 m (H_e = 3.2 m - T_e = 8.8 s)

De aldus gevonden waterdiepte h_s is eerder klein te noemen en is voor de Belgische kust en in het bijzonder voor de Oostkust zeker niet toepasbaar omdat enerzijds de typische morfologie (Vlaamse Banken), het belangrijke tijverschil en de lokale getijstromingen voor belangrijke secundaire effecten zorgen die het dwarstransportgebeuren veel verder zeewaarts verspreiden. Voor de korte-termijn respons stelde Vellinga ([88], 1984) voor om de zeewaartse limiet voor significante beweging over het dwarsprofiel te leggen bij een waterdiepte van 0.75 H_s.

2.5. STRANDBERM EN BREKERSBANK

Zoals hierboven reeds aangehaald onderscheiden twee type-dwarsprofielen zich in de ontwikkeling van het kustprofiel. In functie van de golfcondities vindt men enerzijds een storm- of winterprofiel en anderzijds een deinings- of zomerprofiel terug; elk met zijn eigen specifieke banken en/of bermen. Een brekersbank wordt gevormd door zand dat in zeewaartse richting wordt meegevoerd in suspensie (door energiedissipatie bij brekende golven) en dat tot rust komt (sedimenteert) in een zone waar de turbulentie afneemt. Dit gebied stemt overeen met de locatie van de brekingsinitiatie. Naarmate deze brekersbank groeit, treedt de

breking steeds meer zeewaarts op en verschuift de bank dan ook zeewaarts naar de vooroever toe. Precies de interactie tussen de mobiele brekersbank en de invallende (storm)golven veroorzaakt de ontwikkeling van het dwarsprofiel. Vandaar ook dat de vorming van een brekersbank in een stormprofiel rechtstreeks wordt geassocieerd met de dwars-transportfenomenen, net als de ontwikkeling van een strandberm in een deiningsprofiel. Immers, een strandberm vormt zich door afzetting van strandwaarts getransporteerd zand onder minder steile golven. Golfoploop op het strand en zwaartekracht vormen de bepalende aandrijving bij de vorming van een strandberm. Omtrent afmetingen, volumes en locaties van banken en/of bermen in het kustdwarsprofiel wordt niet verder in detail gegaan. Doch de effectieve classificatie en daarmee samenhangend de dwarstransportprocessen zijn hierna wel uitgebreid beschreven (Fredsoe et al. [21], 1992).



Figuur 8. Strandberm - Brekersbank

Vroeger werd het al of niet optreden van banken gerelateerd aan de golfsteilheid in diep water. Volgens een toen door Silvester gedefinieerd criterium (Allen [2], 1985) wordt een brekersbank gevormd in het dwarsprofiel indien :

$$\frac{H_o}{L_o} \geq 0.025$$

Na uitgebreider onderzoek vond men dat de vorming van banken afhangt van meerdere factoren, namelijk (National Research Council [55], 1995):

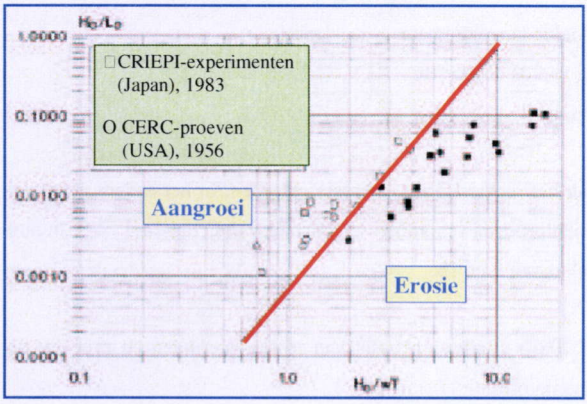
- het type en de plaats van de breking van de invallende golven
- de reflectie van de lange golven op het strand
- de golven met een steile kam
- de interferentie van de gedwongen en de vrije componenten van de eerste harmonische in de dominante golf
- de sedimentkarakteristieken

Eén van de vele criteria om deze profielen te onderscheiden is dat van Larson en Kraus ([42], 1989), met als parameters de golfsteilheid H_o/L_o en de dimensieloze bezinkingssnelheid H_o/wT :

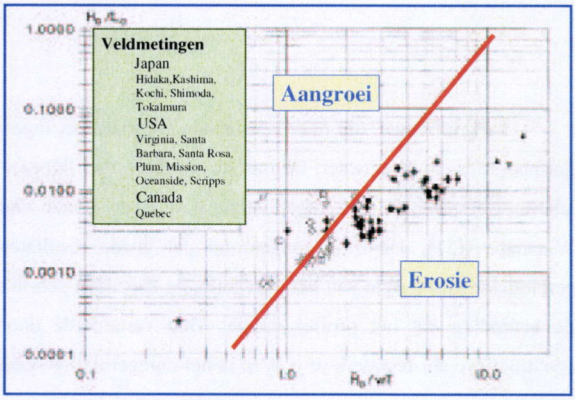
$$\frac{H_o}{L_o} < M\left(\frac{H_o}{wT}\right)^3 \quad : \quad \text{brekersbank, geërodeerd profiel}$$

$$\frac{H_o}{L_o} > M\left(\frac{H_o}{wT}\right)^3 \quad : \quad \text{strandberm, aangroeiend profiel}$$

In figuur 9 wordt getoond hoe de parameter M = 0.00070 is afgeleid, zowel aan de hand van laboratoriumproeven met regelmatige golven als uitgaande van veldmetingen. Bij de laatste wordt wel uitgegaan van de gemiddelde golfhoogte. De gevulde symbolen in de respectievelijke grafieken staan voor erosieve dwarstransportontwikkeling van het kustprofiel, terwijl de holle symbolen voor een resulterend, aangroeiend kustdwarsprofiel staan. De hierboven gedefinieerde grenslijn (M = 0.00070) is aangeduid met een rode volle lijn. Het valt op dat voor zowel de veldmetingen als de labo-experimenten de grens tussen erosie en aangroei ook goed weergegeven wordt door $H_o/wT = 2$.



Figuur 9a. Dwarsprofielontwikkeling Larson & Kraus-criterium: laboratoriumproeven



Figuur 9b. Dwarsprofielontwikkeling Larson & Kraus-criterium: terreinmetingen

Andere criteria maken ook gebruik van de parameters H_o/L_o en H_o/wT of een andere grootheid die eigenschappen van de sedimenten bevat. Ze zijn immers de belangrijkste parameters voor het voorspellen van veranderingen in het dwarsprofiel veroorzaakt door grote brekende golven. Ze hebben beide een verschillende betekenis :

- H_o/L_o is een maat voor de golfasymmetrie in diep water, die de richting van de stroming van de watermassa beïnvloedt.
- H_o/wT daarentegen is een maat voor de tijd gedurende dewelke een deeltje in suspensie blijft. De factor H_o is nodig om de grootte van de golven te betrekken in de beschrijving van de sedimentenbeweging.

Een ander mogelijk criterium is ingevoerd door Sunamura & Horikawa (Mimura et al. [51], 1986). De classificatie gebeurt aan de hand van een ingevoerde parameter C.

$$\frac{H_o}{L_o} = C\,(\mathrm{tg}\,\beta)^{-0.27}\left(\frac{D_{50}}{L_o}\right)^{0.67}$$

met	D_{50}	:	de gemiddelde korreldiameter	[mm]
	tg β	:	de helling van de zeebodem	[-]
	C	:	een constante	[-]

Indien het linkerlid groter is dan het rechterlid zal er erosie optreden. In het andere geval zal er aangroei plaatsgrijpen. In modelproeven schommelt de waarde van C tussen 4 en 8. In-situ metingen geven waarden voor C tussen 9 en 18.

Kriebel en Dean ([37], 1984) vonden op basis van in-situ metingen en proeven op grote schaal als criterium voor bankvorming :

$$\frac{H_o}{wT} \geq 2.8$$

De golfhoogte, die in bovenstaande criteria moet ingevoerd worden, is de gemiddelde golfhoogte H_0 in diep water. De meeste van de vergelijkingen zijn opgesteld aan de hand van laboratoriumproeven met regelmatige golven en onder andere door Mimura, Otsuka & Watanabe ([51], 1986) is aangetoond dat goede resultaten bekomen worden indien de gemiddelde golfhoogte van het onregelmatig spectrum gebruikt wordt. Verder kwamen ze tot de bevinding dat het profiel minder vlug veranderde door de aanwezigheid van zowel constructieve als destructieve golven in het onregelmatige spectrum.

In de veronderstelling dat de belangrijkste morfologische veranderingen over het dwarsprofiel, ter hoogte van de brandingszone worden veroorzaakt door brekende golven, volgt de richting van het sedimententransport onmiddellijk uit de reeds hoger vermelde ongelijkheden :

$\frac{H_o}{L_o} < M \left(\frac{H_o}{wT}\right)^3$: vorming van brekersbank op de vooroever, resulterend zeewaarts transport, erosief profiel

$\frac{H_o}{L_o} > M \left(\frac{H_o}{wT}\right)^3$: opbouw van strandberm, resulterend strandwaarts transport, aangroeiend profiel

Uit deze ongelijkheden blijkt dat de transportrichting niet afhankelijk is van de vorm van het profiel. Als de sedimenteneigenschappen een aangroei van het profiel voorspellen is in het model het dwarstransport landwaarts gericht, zelfs voor een steile helling, hetgeen bijvoorbeeld het geval is na een strandsuppletie. Aangezien het model gecalibreerd is op basis van laboratoriumproeven met monochromatische golven zullen de banken in het model meer geaccentueerd zijn dan in werkelijkheid. Onregelmatige golven hebben immers de neiging om steilere hellingen af te vlakken.

Recent vond Dalrymple ([10], 1992) dat de grens tussen de specifieke dwarsprofielontwikkeling beschreven kan worden door één enkele profielparameter P

$$P = \frac{g\,H_o^2}{w^3 T}$$

waarbij P > 10.000 gelijk staat met brekersbankontwikkeling.

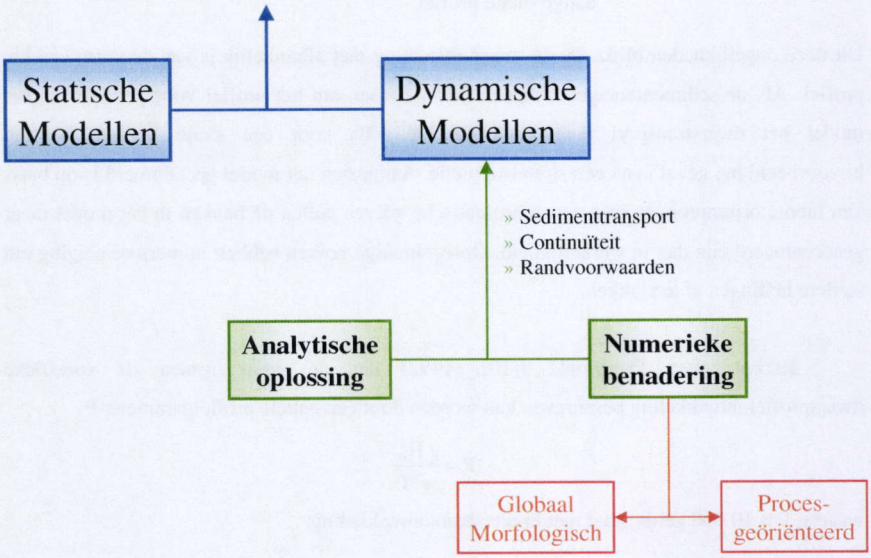
2.6. MODELLERING VAN HET DWARSTRANSPORT

2.6.1. Inleiding

Om de modellering van het dwarstransport over het kustprofiel correct te plaatsen, is eerst een algemene situering in de bredere modellering van de kustzone uitgewerkt. Vooreerst is er duidelijk een korte-termijnontwikkeling gekozen. Lange-termijnvariaties (zowel in hydrodynamica als in profielontwikkeling) worden niet als dusdanig beschouwd. De korte-

termijn respons van een dwarsprofiel op een relatief snelle variatie in aangrijpende hydrodynamica wordt hier verder uitgewerkt.

De modellen beschrijven louter transportfenomenen in het dwarsprofiel zelf. Er is geen interactie met het langstransport in het beschouwde kustgebied. Beide morfologische fenomenen staan volledig los van elkaar (ofwel in een ruimtelijk kader, ofwel op basis van een tijdschaal) zodat er geen wederzijdse beïnvloeding bestaat. De begroting van het sedimenttransport gebeurt in dwarse richting zonder enige uitwisseling in langse zin.



Figuur 10. Overzicht modellering van kustdwarsprofielontwikkeling

De ***statische modellen*** waarbij enkel de resulterende respons van het kustprofiel onder een veranderde hydrodynamische impact wordt begroot zijn niet beschouwd (Short [72], 1978). Bij dergelijke statische berekeningen wordt enkel het totale transportvolume en de finale dwarsprofielvorm als resultaat bekomen, zonder enige notie omtrent de responssnelheid en ontwikkelingsgraad onderweg. In deze categorie hoort het Bruun-model (Everts [19], 1985) als pionierswerk voor de modellering van zandsuppleties. Principieel zijn de voornaamste parameters hier de kustlijnrecessie R_∞ en het getransporteerde zandvolume V_∞.

In ***dynamische modellen*** daarentegen wordt de tijdsafhankelijke profielontwikkeling effectief uitgewerkt. Zo wordt, vertrekkend van een identieke initiële zandsuppletie, in een statisch model enkel het resulterende (lange-termijn) evenwichtskustprofiel met bijhorende zandvolumes berekend, terwijl bij een dynamische benadering de ogenblikkelijke (tijdsafhankelijke) graad van zandtransport leidt tot een tijdsevolutie in de dwarsprofielontwikkeling.

In vele ingenieurstoepassingen is het immers van extreem belang niet alleen een idee over het finale evenwichts-dwarsprofiel te hebben, doch ook een begroting van het tijdskader waarbinnen dit resulterend kustprofiel zich zal ontwikkelen. Denk maar aan de singuliere stormimpact over een beperkte periode (zodat het volledige sedimenttransportproces zich niet kan ontwikkelen) of de profielrespons na een nieuw aangelegde zandsuppletie in relatie tot de planning en uitvoering van onderhoudssuppleties.

2.6.2. Dynamische modellering

Fundamenteel is een dergelijk dynamisch model opgebouwd uit drie onderdelen (Southgate et al. [74], 1993):

- Een dynamische component begroot het ogenblikkelijke sedimenttransport langs het dwarsprofiel als drijvende kracht voor de ontwikkeling van het kustprofiel. Deze component linkt de aangrijpende hydrodynamische krachten (wind, golven, stroming en getijvariatie) met de effectieve sedimentbeweging langs het dwarsprofiel.
- Een continuïteitsvergelijking drukt de balans uit tussen de lokale toevoer en afvoer van sedimenten en leidt aldus tot een lokale dwarsprofielaanpassing.
- Randvoorwaarden beschrijven naast de fysische grenzen van het zandtransport (golfoploop, brekingspunt, sluitingsdiepte,...) ook enkele beperkende (fysische) condities zoals een maximale strandhelling.

Voor enkele eenvoudige hydrodynamische condities kan een rechtstreekse, analytische oplossing uitgewerkt worden. Naast de vrij omslachtige benadering van Kobayashi ([36], 1987) is de zogenaamde Convolutie-methode van Kriebel en Dean ([40], 1993) een handig instrument om de kustlijnrecessie onder constante (storm) golfimpact te begroten. Deze methode is gebaseerd op de eerder reeds vermelde vaststelling dat een dwarsprofiel, volgens een exponentiële tijdsevolutie, streeft naar een (aangepast) evenwichtsprofiel.

Algemeen wordt de graad van profielrespons proportioneel gesteld met de afwijking tussen het ogenblikkelijke dwarsprofiel en het ultieme evenwichtsprofiel. Aldus wordt de tijdsafhankelijke respons (of expliciet de waterlijnrecessie) op variaties in waterpeil bekomen als een oplossing van onderstaande (benaderende) differentiaalvergelijking (Verhagen [91], 1995):

$$\frac{d\,R(t)}{dt} = \frac{1}{T_s}\left[R_\infty\ f(t) - R(t)\right]$$

waarbij R_∞ = evenwichtsrespons in het kustprofiel

$R(t)$ = ogenblikkelijke waterlijnrespons

T_s = karakteristieke tijdschaal van het systeem, responstijd van het kustprofiel

$f(t)$ = eenheidsamplitudefunctie als beschrijving van de stormoploop

De algemene oplossing voor dit systeem kan geschreven worden als een convolutie-integraal :

$$R(t) = \frac{R_\infty}{T_s}\int_0^t f(\tau)e^{-\left(\frac{t-\tau}{T_s}\right)}d\tau$$

Onmiddellijk kunnen enkele algemene kenmerken van de dynamische kustprofiel-ontwikkeling afgeleid worden. De ogenblikkelijke respons van een dwarsprofiel is steeds het gevolg van de hydrodynamische krachten op dat profiel gedurende een zekere periode daarvoor. Een kustprofiel heeft daardoor een zeker "geheugen" waardoor de respons een zekere tijdsvertraging vertoont ten opzichte van de aangrijpende krachten. Het exponentiële tijdsverloop impliceert een demping van de respons naarmate het evenwichtsprofiel benaderd wordt.

2.6.3. Numerieke dynamische modellen

Naast bovenstaande (eenvoudige) analytische benadering voor de dwarsprofiel-ontwikkeling wordt in de meeste berekeningsmodellen de fenomenen in een numeriek oplossingsschema uitgewerkt. Voor het behoud van (zand) volume over het dwarsprofiel is de uitdrukking rechtstreeks en algemeen neer te schrijven :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x}$$

waarbij de dwarse afstand langs het profiel x en de ogenblikkelijke tijd t als onafhankelijke variabelen zijn gekozen.

De uitdrukking voor het lokale en ogenblikkelijke sedimenttransport q_x daarentegen is niet zo eenduidig en absoluut te omschrijven. Verschillende benaderingen en/of formules zijn uitgewerkt om q_x te begroten. Op basis van de manier waarop q_x uitgewerkt wordt, kan een verdere onderverdeling in de dynamische, numerieke modellering van dwarsprofielrespons worden gemaakt. Twee basisbenaderingen kunnen onderscheiden worden (Hedegaard et al. [27], 1992):

- Een gedetailleerde beschrijving van de verschillende processen (zowel in tijd t als plaats x) aan de basis van de transportfenomenen levert een ogenblikkelijke, lokale waarde van de bewegingscomponent u(x,t) en sedimentconcentratie c(x,t) op. Deze proces-georiënteerde, dynamische beschrijving wordt in een volgende paragraaf verder beschreven.
- De sedimenttransportfenomenen worden berekend vanuit de basisveronderstelling dat het kustprofiel convergeert (op langere termijn) naar een evenwichtsdwarsprofiel. De manier waarop de morfologische evolutie van het dwarsprofiel globaal wordt beschreven en gekwantificeerd kan zowel louter empirisch (op basis van eerder beschreven terreinregistraties of kustontwikkelingsprocédés) als semi-deterministisch (streven naar een evenwichtstoestand onder specifieke hydrodynamische krachten) zijn.

  Een meer specifieke analyse van deze zogenaamde "gesloten" sediment-transportomschrijving is verder, bij de gedetailleerde beschrijving van de gebruikte numerieke modellen SBEACH en LITPACK, uitgewerkt.

2.7. PROCES-GEORIËNTEERDE BESCHRIJVING VAN HET DWARS-TRANSPORT OVER HET KUSTPROFIEL

In alle voorgaande beschouwingen is steeds een min of meer empirische benadering gekozen van de validatie van de dwarstransportprocessen. Een zuiver theoretische, proces-georiënteerde analyse kan principieel ook uitgewerkt worden. Het locale netto-zandtransport over een dwarsprofiel is het product van een tijdsafhankelijke sedimentconcentratie c (x,t) en een tijdsafhankelijke snelheid u (x,t). Beide grootheden variëren zeer sterk gedurende één golfperiode zodat een tijdsgemiddelde benadering volledig uit den boze is. Modelproeven onder "optimale" omstandigheden (beperkte turbulentie) tonen duidelijk een opeenvolging van landwaartse beweging en strandwaarts transport binnen een golfperiode. Zonder echt in detail te treden, stelt men vast dat de resulterende transportrichting en -grootte worden

bepaald door het verschil tussen twee relatief grote transportvolumes (Stive et al. [78], 1986). Zeer kleine onregelmatigheden (zowel in het snelheidsbeeld als bij het concentratieverloop) hebben een immense impact op het resulterend transportproces. Beperkte fysische kennis van de tijdsevolutie van ogenblikkelijke sedimentconcentratie en dwarse snelheidscomponent beperken de betrouwbaarheid van dergelijke dynamische modellen. Daarenboven is het natuurlijk proces veel complexer dan de hierboven vermelde beschrijving van "optimale" condities in fysische modelproeven (Stive [79], 1986). Het superponeren van langse en dwarse stroomvectoren, de strandhelling en de component van de zwaartekracht of het breken van golven zijn slechts een paar voorbeelden ter illustratie van het complexe dwarstransport over een kustzone. Deze "Europese" benadering, in tegenstelling tot de "Amerikaanse" methodiek waarbij een globale energiebalans is beschouwd, is voor het eerst door Bakker geïntroduceerd. Fredsoe ([20], 1984) concretiseerde de eerder qualitatieve ideeën van Bakker in een praktisch toepasbare numerieke vorm. Die energetische benadering om het ogenblikkelijke, lokale sedimenttransport te begroten is aanvankelijk ontwikkeld door Bagnold in een algemene (rivier)toepassing en later aangepast voor toepassing onder golfcondities (Bailard [3], 1982). Verdere verbeteringen en aanpassingen naar kustdwarsprofiel-ontwikkeling zijn uitgewerkt in dynamische modellen van Roelvink en Stive ([66], 1990), Southgate en Nairn ([74], 1993), Steetzel [77], 1990),... Tot op vandaag blijft echter de beperkte kennis van de fysische detailprocessen, vooral dan bij het breken van de golven, een ernstige tekortkoming om tot rechtstreekse, betrouwbare resultaten te komen. Een goed overzicht van de beschikbare modelbenaderingen is uitgewerkt door Roelvink en Broker ([67], 1993) en Schoonees en Theron ([68], 1995). Ook in deze benadering blijft een calibratie met terreinmetingen en/of schaalmodelresultaten nog steeds noodzakelijk (Seymour et al. [69], 1982).

2.8. REFERENTIES

1. Ahrens J.P. (1995), Design considerations for dynamic revetments, River Coastal and shoreline protection : erosion control using riprap and armourstone, John Wiley & Sons.

2. Allen J.R. (1985), Field evaluation of a beach profile response to steepness as predicted by the Dean Model, Coastal Engineering Vol. 9, No. 1, p. 71-80, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

3. Bailard J.A. (1982), Modelling on-offshore sediment transport in the surfzone, Proceedings ICCE 18, p.1419, Cape Town (South Africa).

4. Barnett M.R. en Wang H. (1988), Effects of a vertical seawall on profile response, Proceedings ICCE21, p. 1493, Malaga (Spain).

5. Birkemeier A.W. (1985), Field data of seaward limit of profile change, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 111, No. 3., p. 598, May 1985, ASCE.

6. Coastal zone - several authors (1993), Coastlines of the Southern North Sea, Proceedings of meeting.

7. Cooper N.J. (1996), Assessment and prediction of Poole Bay (UK) sand replenishment schemes, Journal of Coastal Research, Vol. 14, No. 1, p. 353-359.

8. CUR, Rijkswaterstaat en Delft Hydraulics (1987), Report 130 : Manual on artificial beach nourishment, CUR Gouda (ISBN 90 212 6078 6).

9. Dally W.R. en Dean R.G. (1984), Suspended sediment transport and beach profile evolution, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 110, No. 1, p. 15 // Vol. 113, No. 1, p. 91, ASCE + discussion by Seymour R.J., Swain A., Zeidler R.B. (1985).

10. Dalrymple R.A. (1992), Prediction of storm / normal beach profiles, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 118, No. 2, p. 193, ASCE.

11. Dean R.G. en Yoo C.H. (1992), Beach nourishment performance predictions, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 118, No. 6, p. 567, December 1992, ASCE.

12. Dean R.G. en Yoo C.H. (1994), Beach nourishment in presence of seawall, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 120, No. 3, p. 302, ASCE - Discussion by Kraus C. and Hanson H. (1995), Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 5, p. 272, ASCE.

13. Dean R.G. (1995), Beach nourishment : planform considerations, Proceedings Coastal Dynamics, p. 532, Gdansk (Poland).

14. De Swart H.E. en Falqués A. (1996), Coastal Morphodynamics, Lecture notes seminar held at IMA Utrecht University, NCK.

15. Dette H. en Raudkivi A.J. (1994), Dune protection, Int. Symposium Waves-Physical and numerical modelling, p. 1513, Vancouver (Canada).

16. Dette H., Fuehrboeter A. en Raudkivi A.J. (1994), Interdependence of beach fill volumes and repetition intervals, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 120, No. 6, p. 581, ASCE.

17. De Vriend H.J. en Stive M.J.F. (1987), Quasi 3D-modelling of nearshore currents, Coastal Engineering Vol. 111, p. 565, Elsevier Scientific Publishing Company, A'dam.

18. Eagleson P.S., Glenne B. en Dracup J.A. (1963), Equilibrium characteristics of sand beaches, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 89, HY1 p.35, ASCE.

19. Everts C.H. (1985), Sea level rise effects on shoreline position, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 111, No. 6, p. 985, ASCE.

20. Fredsoe J. (1984), Turbulent boundary layer in wave-current motion, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 8, p. 1103, ASCE.

21. Fredsoe J. en Deigaard R. (1992), Mechanics of coastal sediment transport, Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific Publishing Co. Singapore.

22. Galofré J., Montoya F.J. en Medina R. (1996), Beach nourishment in Altafulla, Spain : Verification of theoretical models, Proceedings ICCE 25, p. 4730, Orlando (US).

23. Groenewoud M.D., Bakker W.T., Van De Graaff J., Spanhoff R. en Laustrup C. (1996), Evaluation of shoreface nourishments by line modelling, Proceedings ICCE 25, p. 2857, Orlando (US).

24. Hallermeier R.J. (1985), Entrained and bed load sand concentrations in waves, Journal of Waterway,

Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 111, No. 3, p. 567, May 1985, ASCE.

25. Hallermeier R.J. en Rhodes P.E. (1988), Generic treatment of dune erosion for 100 year event, Proceedings ICCE 21, p. 1197, Malaga (Spain).

26. Hanson H. en Kraus N.C. (1989), GENESIS : generalized model for simulating shoreline change, Tech. Report CERC 89-19, US Army Corps of Engineering, Waterways Experiment Station Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Mississipi.

27. Hedegaard I.B., Roelvink J.A., Southgate H., Pechon P., Nicholson J. en Hamm L. (1992), Intercomparison of coastal profile models, Proceedings ICCE 23, p. 2108, Venice (Italy).

28. Hoekstra P., Houwman K.T., Kroon A., Ruessink B.G., Roelvink J.A. en Spanhoff R. (1996), Morphological development of the Terschelling Shoreface nourishment in response to hydrodynamic and sediment transport processes, Proceedings ICCE 25, p. 2897, Orlando (US).

29. Houston J.R. (1996), Simplified Deans method for beach-fill design, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 122, No. 3, p. 143, ASCE.

30. Kajima R. en Shimizu T. (1982), Experiments on beach profile change with a large wave flume, Proceedings ICCE 18, p.1385, Cape Town (South Africa).

31. Kamphuis J.W. (1995), Comparison of two-dimensional and three-dimensional beach profiles, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 3, p.155, ASCE.

32. Kana T.W. en Mohan R.K. (1998), Analysis of nourished profile stability following the 5th Hunting Island beach nourishment project, Coastal Engineering Vol. 33, p. 117, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

33. Kit E. en Pelinovsky E. (1995), Cross-shore transport and equilibrium bottom profiles, Proceedings COPEDEC IV, p. 185, Rio de Janeiro (Brasil).

34. Kit E. en Pelinovsky E. (1998), Dynamic models for cross-shore transport and equilibrium bottom profiles, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 124, No 3, p. 138, May/June 1998, ASCE.

35. Kobayashi N. (1982), Sediment transport on a gentle slope due to waves, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 108, No. 3, p. 254, August 1982, ASCE.

36. Kobayashi N. (1987), Analytical solutions for dune erosion by storms, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 113, No. 4, p. 401, July 1987, ASCE.

37. Kriebel D.L. en Dean R.G. (1984), Beach and dune response to severe storms, Proceedings ICCE 19, p.1584, Houston-Texas (USA).

38. Kriebel D.L. en Dean R.G. (1985), Numerical simulation of time-dependent beach and dune erosion, Coastal Engineering, Vol. 9, p. 221, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

39. Kriebel D.L. (1990), Advances in numerical modelling of dune erosion, Proceedings ICCE22, p. 2304, Delft (The Netherlands).

40. Kriebel D.L. enDean R.G. (1993), Convolution method for time-dependent beach-profile response, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 119, No. 2, p. 204, ASCE.

41. Kroon A., Hoekstra P., Houwman K. en Ruessink G. (1994), Morphological monitoring of a shoreface nourishment NOURTEC, Proceedings ICCE 24, p. 2222, Kobe (Japan).

42. Larson M. en Kraus N.C. (1989), SBEACH : Numerical model for simulating storm-induced beach change, Tech. Report CERC 89-9, US Army Corps of Engineering, Waterways Experiment Station Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Mississipi.

43. Larson M. en Kraus N.C. (1991), Mathematical modelling of the fate of beach fill, Coastal Engineering, Vol. 16, p. 83-114, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

44. Larson M. (1993), Model of beach profile change under random waves, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 122, No 4, p. 172, ASCE.

45. Larson M. (1995), Model for decay of random waves in the surf zone, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 1, p. 1, January 1995, ASCE.

46. Laustrup C., Madsen H.T., Sörensen P. en Brøker I. (1996), Comparison of beach and shoreface nourishment Torsminde Tange, Proceedings ICCE 25, p. 2927, Orlando (US).

47. Lee C.E., Kim M.H. en Edge B.L. (1996), Numerical model for on-/offshore sediment transport with moving boundaries, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 122, No. 2, p. 84, ASCE.

48. Leont'yev I.O. (1996), Numerical modelling of beach erosion during storm event, Coastal Engineering, Vol. 29, p. 187, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

49. Luque R.F. en Van Beek R. (1976), Erosion and transport of bed-load sediment, Journal of Hydraulic Research, Vol. 14, No. 2, p. 127, IAHR.

50. Milbradt P. en Holz K.P. (1995), Optimization of beach nourishment with mathematical - numerical models, Proceedings COPEDEC IV, p. 273, Rio De Janeiro (Brazilië).

51. Mimura N., Otsuka Y. en Watanabe A. (1986), Laboratory study on two-dimensional beach transformation due to irregular waves, Proceedings ICCE 20, p. 1393, Taipei (Taiwan).

52. Möller J.P. en Swart D.H. (1988), Extreme erosion event on an artificial beach, Proceedings ICCE 21, p.1882, Malaga (Spanje).

53. Mulder J.P.M., Van de Kreeke J. en van Vessem P. (1994), Experimental shoreface nourishment (Terschelling, Nl.), Proceedings ICCE 24, p. 2886, Kobe (Japan).

54. Murray R.J., Robinson D.A. en Soward C.L. (1994), Southern Gold Coast Beach nourishment project, Terra et Aqua No. 56 p. 12, IADC - Elsevier Advanced Technology Publications (Oxford).

55. National Research Council (1995), Beach nourishment and protection, National Academy Press Washington D.C.

56. Neshaei M.A.L. (1997), A semi-empirical model for beach profile evolution in front of a partially reflective structure, Proceedings 27th IAHR congres, J.F. Kennedy student paper p. 31, San Francisco (USA).

57. Nielsen P. (1992), Coastal bottom boundary layers and sediment transport, Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific Publishing Co., Singapore.

58. Otay E.N. (1995), Monitoring results of a nearshore disposal berm, Proceedings Coastal Dynamics, p. 547, Gdansk (Poland).

59. Pluym M., Van der Lem J.C., Kraak A.W. en de Ruig J.H.W. (1994), Offshore Breakwaters versus beach nourishment - a comparison, Proceedings ICCE 24, p. 586, Kobe (Japan).

60. Pruszak Z. (1993), The analysis of beach profile changes using Deans method and empirical orthogonal functions, Coastal Engineering Vol. 19, p. 245-261, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

61. Quick M.E. (1991), Onshore-offshore sediment transport on beaches, Coastal Engineering Vol. 15, p. 313, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

62. Quick M.C. en Dijksterhuis P. (1994), Cross-shore transport for beaches of mixed sand and gravel, Proceedings Int. Symposium on Waves - Physical and Numerical Modelling p. 1443, Vancouver (Canada).

63. Rannieri G. (1994), Experimental study on erosive beach profiles, Proceedings Int. Symposium on Waves - Physical and Numerical Modelling, p. 1473, Vancouver (Canada).

64. Rogers W.E. en Work P.A. (1996), Mathematical and physical modelling of beach nourishment projects, Proceedings ICCE 25, p. 2941, Orlando (US).

65. Roelse P. (1990), Beach and dune nourishment in The Netherlands, Proceedings ICCE 22, p. 1984, Delft.

66. Roelvink J.A. en Stive M.J.F. (1990), Sand transport on the shoreface of the Holland coast, Proceedings ICCE 22, p. 1909, Delft.

67. Roelvink J.A. en Broker I. (1993), Cross-shore profile models, Coastal Engineering, Vol. 21, p. 163, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

68. Schoonees J.C. en Theron A.K; (1995), Evaluation of 10 cross-shore sediment transport/morphological models, Coastal Engineering Vol. 25, p. 1, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

69. Seymour R.J. en King D.B. (1982), Field comparisons of cross-shore transport model, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 108, No. 2, p. 163, ASCE.

70. Seymour R.J. en Castel D. (1988), Validations of cross-shore transport formulations, Proceedings ICCE 21, p. 1676, Malaga (Spain).

71. Sleath J.F.A. (1978), Measurements of bed load in oscillatory flow, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Vol. 104, WW4 p. 291, ASCE.

72. Short A. D. (1978), Wave power and beach-stages : a global model, Proceedings ICCE 16, p.1145, Hamburg (Germany).

73. Southgate H.N. (1991), Beach profile modelling : flume data comparisons and sensitivity tests, HR Published Paper No. 49, HR Wallingford.

74. Southgate H.N. en Nairn R.B. (1993), Deterministic profile modelling of nearshore processes, Coastal Engineering, Vol. 19, p. 27, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

75. Southgate H.N. (1997), Non-linear methods for analysis of long-term beach and nearshore morphology, Proceedings 27th IAHR-congres - Theme A p. 46, San Francisco (USA).

76. Stauble D.K., Hansen M. en Blake W. (1984), An assessment of beach nourishment sediment characteristics, Proceedings ICCE 19, p. 1471, Houston-Texas (USA).

77. Steetzel H.J. (1990), Cross-shore transport during storm surges, Proceedings ICCE 22, p. 1922, New York (USA).

78. Stive M.J.M. en Wind H.G. (1986), Cross-shore mean flow in the surfzone, Coastal Engineering, Vol. 10, p. 325-340, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

79. Stive M.J.F. (1986), A model for cross-shore sediment transport, Proceedings ICCE 20, p. 1550, Taipei (Taiwan).

80. Swart D.H. (1974), Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles, Delft Hydraulics Publication No. 131, ASCE.

81. Uda T. en Hashimoto H. (1982), Description of beach changes using and empirical predictive model of beach profile changes, Proceedings ICCE 18, p. 1405, Cape Town (South Africa).

82. Van De Graaff J. (1977), Dune erosion during a storm surge, Coastal Engineering, Vol. 1, p. 99-134, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

83. Van De Graaff J. en Van Overeem J. (1979), Evaluation of sediment transport formulae in coastal engineering practice, Coastal Engineering, Vol. 3, p. 1, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

84. Van De Graaff J., Niemeyer H.D. en Van Overeem J. (editors) (1991), Artificial beach nourishments - special issue, Coastal Engineering, Vol. 16, No. 1

85. Van De Graaff J. (1998), Voorposten in de strijd tegen het zeewater, Land + Water, Nummer 1/2.

86. Van Rijn L.C. (1988), Handbook sediment transport by currents and waves, Delft Hydraulics, Delft (The Netherlands).

87. Vellinga P. (1982), Beach and dune erosion during storm surges, Coastal Engineering, Vol. 6, No. 4, p. 361, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

88. Vellinga P. (1984), A tentative description of a universal erosion profile for sandy beaches and rock beaches, Coastal Engineering, Vol. 8, No. 2, p. 171, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

89. Vellinga P. (1986), Beach and dune erosion during storm surges, Delft Hydraulics Communication No. 372.

90. Verhagen H.J. (1992), Method for artificial beach nourishment, Proceedings ICCE 23, p. 2474, Venice (Italy).

91. Verhagen H.J. (1995), Analysis of beach nourishment schemes, Journal of Coastal Research Vol. 12, No. 1, p. 179-185.

92. Walton T.J., Shoreline solution for tapered beach fill, Journal of Waterway, Port, Coastal Engineering, vol. 120, No. 6, p. 651, ASCE.

93. Waterways Experiment Station WES (1991), CETNII-26, Recommended Physical Data Collection program for beach nourishment projects, CERC-USArmy Engineering.

94. Waterways Experiment Station WES (1991), CETNII-29, Native beach assessment techniques for beach fill design, CERC-USArmy Engineering.

95. Waterways Experiment Station WES (1994), CETNII-33, Application of SBEACH to coastal projects, CERC-USArmy Engineering.

96. Waterways Experiment Station WES (1995), CETNI-61, Design aspects of Corps Beach nourishment projects, CERC-USArmy Engineering.

97. Work P.A. en Dean R.G. (1995), Assessment and prediction of beach nourishment evolution, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 3, p. 182, May/June 1995, ASCE.

98. Work P.A. en Roger W.E. (1998), Laboratory study of beach nourishment behavior, Journal of Water, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol. 124, No. 5, p. 229, September/October 1998, ASCE.

99. Zawadzka E. (1996), Coastal zone dynamics during artificial nourishment, Proceedings ICCE 25, p. 2955, Orlando (US).

100. Zheng J. en Dean R.G. (1997), Numerical models and intercomparisons of beach profile evolution, Coastal Engineering Vol. 30, p. 169, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

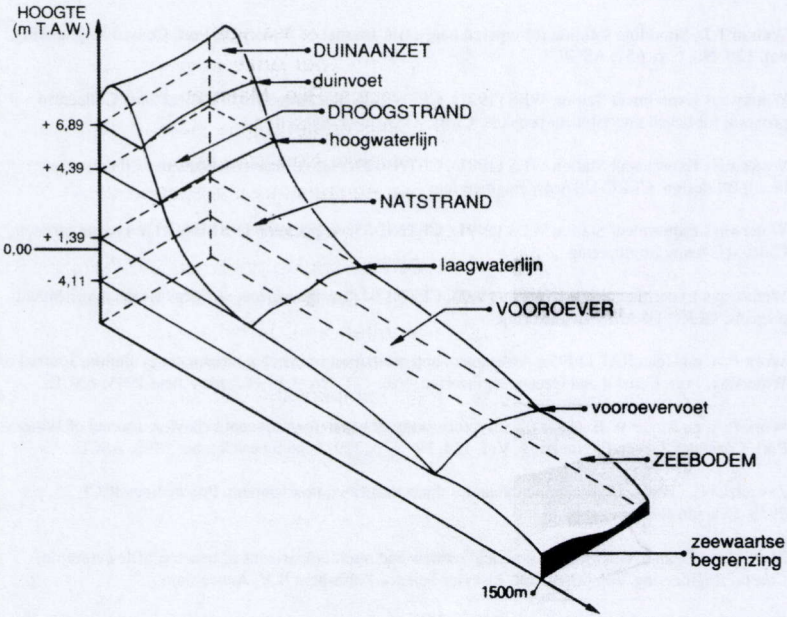
101. Zitman T.J., Stive M.J.F. en Wiersma H.J. (1990), Reconstruction of the holocene evolution of the Dutch coast, Proceedings ICCE 22, p. 1876, Delft.

HOOFDSTUK 3

DE BELGISCHE OOSTKUST, EEN SCHAKEL IN DE ZEEWERENDE FUNCTIE VAN DE KUST

3.1 INLEIDING

De kust in België als zeewering bestaat uit drie morfologische eenheden die weliswaar op een natuurlijke wijze in elkaar overgaan, maar niettemin duidelijk te onderscheiden zijn : de vooroever, het strand en de duinengordel aan de landzijde van het strand (figuur 1). Het complex van vooroever, strand en duinen is een natuurlijk gevormd zandlichaam dat typisch enkele honderden meters tot hoogstens een paar kilometer breed is en waarvan de hoogte varieert van een tiental meter tot meer dan dertig meter (Pladys [4], 1987).



Figuur 1. De strandwal als zeewering

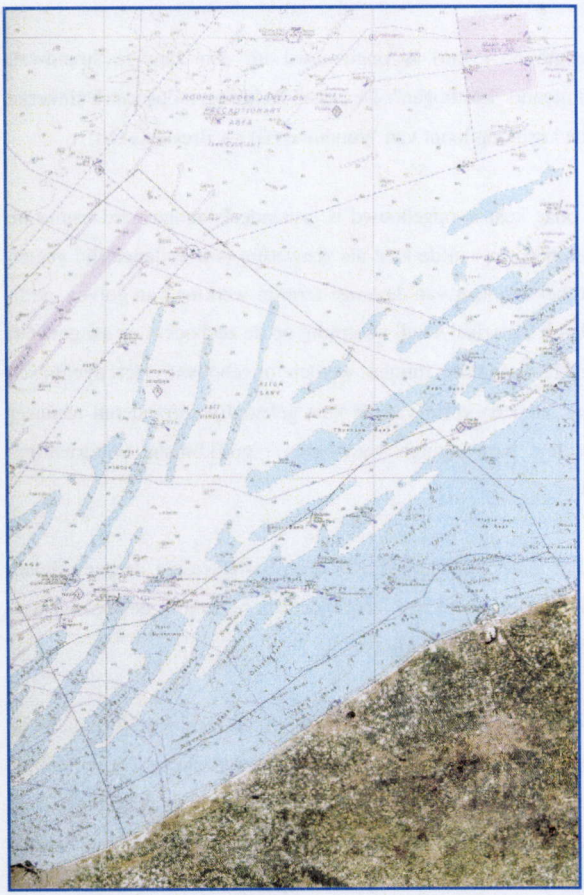
De Belgische Kust (lengte 65,4 km) is opgebouwd uit een zandige strandwal, gekenmerkt door twee aaneensluitende "kustbogen". De eerste kustboog loopt van Duinkerke (Fr) tot Wenduine (B); de tweede kustboog loopt van Wenduine (B) tot Breskens (Nl).

Het materiaal waarmee onze kust is opgebouwd is grotendeels aangevoerd vanuit de Noordzee zelf. De ligging, aard en vorm van de kust als zeewering is over lange tijd gezien een waar dynamisch evenwicht, het resultaat van de lange-termijn werking van golven, getij, wind en zeestromingen op het losse materiaal zand, voorradig op de zeebodem en aangevoerd door rivieren, waaruit vooroever, strand en duinen werden opgebouwd. Het dynamisch evenwicht impliceert dat ligging, aard en vorm van de kust geleidelijk veranderen wanneer één of meer van de fundamentele basisfactoren veranderen : golfklimaat, windrichting, zeepeil, beschikbaarheid van zand,...

Om te begrijpen in welke mate veranderingen in deze basisfactoren de zeewerende functie van de kust kunnen beïnvloeden, dient men een inzicht te hebben in de werking van deze factoren en de ontstaansgeschiedenis van de kust.

De meeste van deze processen werden op gang gebracht bij de zeespiegelstijging na de laatste ijstijd. Door deze stijging is het vroegere laaggelegen land verdronken en volgt de kust op vele plaatsen het oude reliëf, waarbij vroegere dalen gedeeltelijk zijn ondergelopen. Aan de oostzijde van de Zuidelijke Noordzee is sindsdien weer land bijgekomen; in Noord-Frankrijk, België, Nederland, Duitsland en Denemarken zijn aldus brede stroken kust ontstaan. Dat juist aan de zuidoostzijde van de Noordzee veel nieuw land is ontstaan, is waarschijnlijk het gevolg van een combinatie van omstandigheden namelijk :

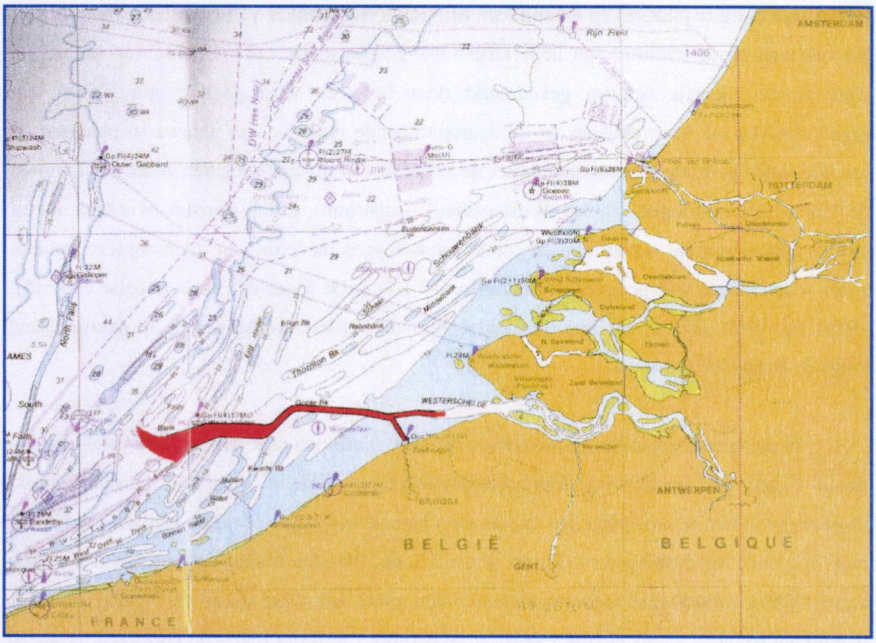
- dat het oude landoppervlak was opgebouwd uit losse sedimenten en geen aanleiding gaf tot de vorming van kliffen;
- dat er veel los materiaal, vooral zand, op de zeebodem aanwezig was en is;
- dat de rivieren veel zand en slib in zee brachten;
- dat de wind voornamelijk uit westelijke richtingen waait, zodat transportprocessen aangedreven door golven en wind vooral aan de oostkant van de Noordzee de kust opbouwen.



Figuur 2.
Belgisch Continentaal Plat

Een gedeelte van de sedimenten wordt heruitgespreid en gesorteerd over de bodem. In de buurt van de Vlaamse kust ontstaat aldus een zeer typische bankenmorfologie op het Belgisch Continentaal Plat (VZW Wel [8], 1986). Deze zeebodem is nochtans allesbehalve plat, want voor de Vlaamse kust strekt zich één van de merkwaardigste marine landschappen uit die men in de wereld kent. De Vlaamse Banken vormen één aaneenrijging van langwerpige zandruggen, waarvan de kruinen vaak tot rakelings onder de zeespiegel reiken. Dit uitgesproken reliëf steekt schril af tegen de vlakte van het polderland, waartegen het aanleunt. Enkel de duinenrij die het "vlakke land" afzoomt lijkt de merkwaardige morfologische dynamiek aan te kondigen, die zich verder onder het zee-oppervlak gaat ontwikkelen. Die relatief steile, langwerpige ruggen lijken bij eerste beschouwing een

geologische absurditeit op een zeebodem die door krachtige getijstormen en hevige stormen afgedweild wordt. Doch, deze on-logica wordt snel opgelost wanneer men zich realiseert dat deze vormen niet enkel in evenwicht staan met deze stromingen, maar er ook wezenlijk het gevolg van zijn. De typische kustbanken vertegenwoordigen precies de respons van de zeebodem op dit stromingsregime. De morfologie van de Vlaamse banken wordt vooral bepaald door de relatief hoge stroomsnelheden (tot 2 m/s bij springtij), de singuliere golfimpact (vooral bij zware stormen) in het relatief ondiepe gebied en het uiterst fijne bodemmateriaal in de zand- en slibbanken. Als gevolg daarvan is het materiaaltransport aanzienlijk : veranderingen in het hydraulisch regime leiden derhalve snel tot morfologische instabiliteit.



Figuur 3. De Vlaamse banken in de Noordzee,
met aanduiding van de toegangsgeulen tot Zeebrugge en de Westerschelde.

Dit sterk golvend duinlandschap op de bodem van de Noordzee heeft méér dan een esthetische en geomorfologische waarde. Het is bovenal een gigantische onderwaterberm die de kuststreek expliciet beveiligt tegen stormvloeden. Hoge invallende golven, opgezweept door krachtige noordelijke/westelijke winden, worden door deze natuurlijke drempels

gebroken en aldus van hun energie (gedeeltelijk) ontdaan. Rechtstreekse aanvallen van stormgolven op de Belgische stranden worden hierdoor meestal vermeden. Het weghalen van belangrijke zandhoeveelheden op deze banken (bijvoorbeeld voor strandsuppleties) zou dan ook wel eens kunnen leiden tot een meer uitgesproken stranderosie. De "natuurlijke" kustverdediging door de banken voor de Belgische kust mag zeker niet "zomaar" weggenomen worden in de toekomst.

3.2 DE WORDINGSGESCHIEDENIS VAN DE BELGISCHE OOSTKUST

Om de natuurlijke evolutie van de strandmorfologie in het onderzoeksgebied in een breder tijdsbeeld te plaatsen en tegelijk een ruimtelijk overzicht te verkrijgen is hieronder kort het ontstaan en de evolutie van deze kuststrook geschetst. De ontwikkeling van het strand werd in de voorbije eeuwen gekenmerkt door heen en weer gaande bewegingen. De zeedoorbraken bij stormvloeden en de daaropvolgende opbouw van nieuwe strandrepen en inpolderingen is duidelijk verbonden met de evolutie van diverse zeegaten zoals het Zwin en de Honte (als voorloper van het Westerschelde-estuarium). Dit historisch overzicht vormt slechts een summiere schets van de totale ontstaansgeschiedenis van dit complexe gebied, zoals gedetailleerd weergegeven in bijdragen van Köhn, De Moor of Eisma (Roelse et al. [5], 1985) en vormt slechts een situeringskader voor de verdere studie van de kustverdediging langs de Belgische Oostkust.

In de recente geologie, gedurende de laatste 2,5 miljoen jaar, hebben zich minstens een tiental belangrijke wereldwijde klimaatswisselingen voorgedaan. Voor het ontstaan van de morfologie in het Noordzeebekken en van de Vlaamse kust zijn vooral de laatste ijstijd en de erop volgende opwarmingsperiode van groot belang. Ijstijden traden op met een frekwentie van 100000 à 200000 jaar. Gedurende de ijstijden reikte de polaire ijskap veel verder zuidelijk dan nu het geval is, en als gevolg van de grote berging van water onder de vorm van ijs waren de zeespiegelstanden tijdens ijstijden tot 150 m lager dan vandaag. In de tussenijstijden kenden onze streken een gematigd warm klimaat en was de zeespiegelstand hoog. De laatste ijstijd kende een koude-maximum ca. 20000 jaar geleden. Het polaire ijs bedekte Scandinavië en het noordelijk gedeelte van de Noordzee. De zeespiegel lag ca. 100 m lager dan de huidige. De Noordzeebodem voor onze kust vormde een breed dal waardoor het water van Theems, Rijn, Maas en Schelde zuidwaarts afvloeide door het Nauw van Calais en het Kanaal naar de Atlantische Oceaan. Grote gedeelten van de zuidelijke Noordzee lagen droog en mogelijk

kende de prehistorische mens hier een bestaan als jager en visser. De opwarming na de laatste ijstijd veroorzaakte een zeespiegelrijzing. De zeespiegelstijging in de Noordzee wordt toegeschreven aan het smelten van de ijskap van de laatste ijstijd, het thermisch uitzetten en toenemen van het zeewatervolume en het dalen van de Noordzeebodem als compensatie van de stijging van Scandinavië. De klimaatsopwarming en de ermee gepaard gaande zeespiegelstijging gebeurden versneld in de periode tussen 10000 en 5000 jaar geleden. Zo'n 6000 jaar geleden had het oceaanwater via het Nauw van Calais en ook vanuit het noordwesten, omheen Schotland, de Noordzee reeds voor een groot gedeelte weer opgevuld. De zeespiegel stond ca. 8 m lager dan de huidige.

Nadien lag het ritme van de zeespiegelrijzing lager, ca. 0.10 à 0.20 m per eeuw aan de Vlaamse kust. De uitbouw van de huidige kustvlakte in zeewaartse richting gedurende deze periode is te danken aan de vorming van een barrière, ongeveer ter hoogte van de huidige kust. Waar voldoende zandig materiaal aanwezig is wordt door de zee immers van nature een begrenzende barrière opgeworpen daar waar het zand nog wel door de golven vanuit zee kan worden aangevoerd, maar niet meer afgevoerd. Deze zandbarrière, een opeenvolging van strandwallen, is het complex van vooroever, strand en duinen. Dit zandlichaam is verschillende honderden meters breed en een paar tientallen meters hoog. De ligging, aard en vorm van de barrièrekust zijn het eindresultaat van de werking van diverse krachten t.g.v. wind, golven, getij, zeestromingen op de voorradige en aangevoerde zandmassa. Aangezien alle factoren die deze krachten bepalen (klimaat, windrichting, zeepeil, getijbereik, hoeveelheid beschikbaar zand,...) voortdurend geleidelijk veranderen in de tijd, veranderen geleidelijk ook de ligging en afmetingen van de barrièrekust. Zo wordt bijvoorbeeld bij stijgend zeepeil de invloed van grote, steile golven op het strand belangrijker. De bestaande strandwal wordt dan gedeeltelijk afgebroken door de golven, maar tegelijk in landwaartse richting uitgebouwd en opgehoogd. Aldus is de positie en grootte van een uit strandwallen bestaande zandbarrière een waar dynamisch evenwicht, bepaald door de som van alle inwerkende krachten. Het is recent-geologisch en historisch aan te tonen, dat de positie van de strandwal licht gewijzigd is in de loop van de geschiedenis. In de voorbije millennia lag zij op sommige plaatsen, b.v. ter hoogte van Knokke, verder in zee en op andere plaatsen meer landwaarts (hiervan getuigt b.v. de fossiele duinenrug te Adinkerke bij De Panne).

Tussen het droge vasteland en de barrièrekust bevond zich gedurende meer dan 5.000 jaar een vlak gebied van strandmeren, geulen en waddenplaten. Dit getijdengebied, evenals de

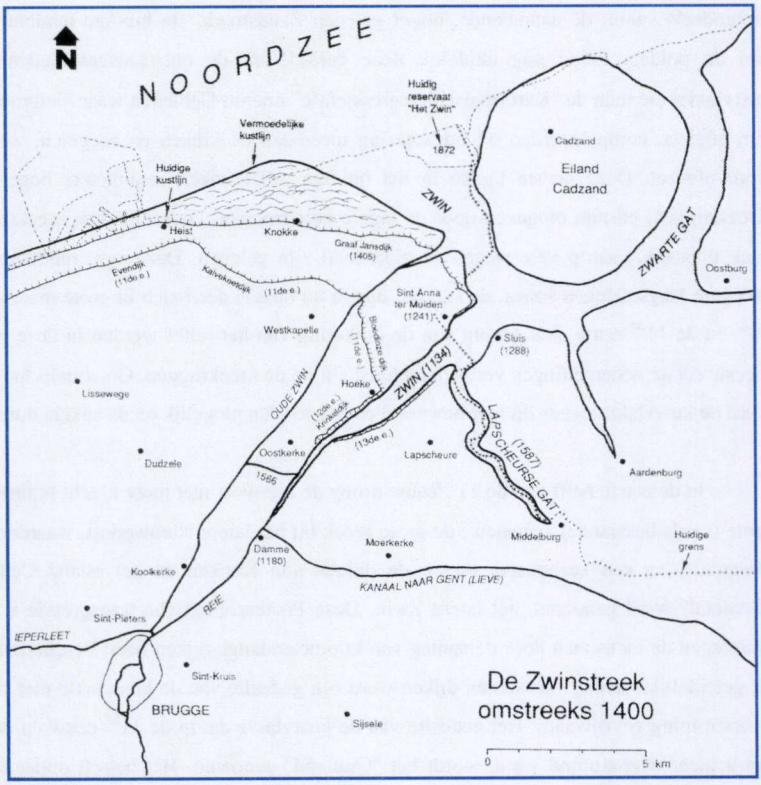
overstroomde rivierdalmondingen werden in de loop van de eeuwen opgevuld met veen, zand, fijn zand en klei. Het veen ontstaat wanneer door de beginnende stijging van de watertafel de concentratie van zoet water groter wordt en er zich in uitgestrekte schorregebieden een vegetatie van waterminnende planten, zoals riet, zandzegge, maar vooral veenmos vestigt. Wanneer de groei van deze vegetatie gelijke tred kan houden met de nog steeds verder gaande stijging van het waterpeil, komen afgestorven plantendelen onder de waterspiegel terecht, waar ze vervenen. Op de lange duur ontstaan op deze plaatsen veenlagen. De strandwal is doorheen de tijd geen aaneengesloten barrière, maar is op sommige plaatsen, variabel in de tijd, doorbroken door zeegaten, zoals het nu nog bestaande Zwin. Deze zeegaten voeden de binnengaatse zee bij hoogwater en draineren haar bij laagwater. De toestand van de kustvlakte is in zulke tijden te vergelijken met de huidige Waddenzee. Aan de verlande zijde overstroomt de kustvlakte alleen nog bij hoogwater. In de periode 2de eeuw voor Christus, 1ste eeuw na Christus waren er verschillende vrij grote doorbraken, onder andere te Oostduinkerke en De Haan. Men noemt deze periode de "Vroegromeinse transgressie" en de afzettingen uit deze tijd worden aangeduid met de naam "Duinkerke I". De kusteilanden werden echter reeds bewoond. Andere nederzettingen in de kustvlakte bevonden zich op de hoogst gelegen punten. De belangrijkste Romeinse nederzettingen aan de rand van de kustvlakte waren Oudenburg en Aardenburg. Deze plaatsen konden waarschijnlijk via kreken door schepen vanuit zee bereikt worden. De doorbraken in de 4de-5de eeuw waren belangrijker en talrijker. Er ontstonden grote krekenstelsels die in zee uitmondden in de buurt van Veurne, Nieuwpoort, Middelkerke-Oostende, Bredene, Wenduine, Zeebrugge en Heist-Knokke. Hierdoor werd de volledige kustvlakte, tot haar huidige landwaartse begrenzing met de hoogtelijn van 5 m, overspoeld bij hoogwater. Men duidt deze fase aan als de "Vroegmiddeleeuwse transgressie". In de kustvlakte ontstond een ingewikkeld landschap van kreken en tot eilandjes doorsneden veenlagen. Deze werden bedekt met fijn slib en klei, behalve waar het mosveen zeer hoog was opgegroeid : De Moeren aan de Franse grens, de Moere van Meetkerke en gedeelten van de Moere van Gistel. De afzettingen worden aangeduid met de naam "Duinkerke II".

In de 8ste-9de eeuw was de verlanding van de kreken zover gevorderd, dat de hoogste gedeelten van de schorren begroeid werden door een vegetatie, die eerst het beweiden door schapen en nadien door runderen toeliet. Deze terreinen werden als schaapsdriften geëxploiteerd door hoeven die afhingen van grote abdijen. In de 9de eeuw waren op de hoogste plaatsen permanent bewoonde boerderijen aanwezig. Het beweiden gebeurde echter

grotendeels vanuit de aanpalende, hoger gelegen Zandstreek. De huidige landbouwgronden van de polders tonen nog duidelijk deze periode uit de ontstaansgeschiedenis van de kustvlakte, die men de "Karolingische regressiefase" noemt. Gebieden waar kleigrond en veen zijn afgezet, compakteerden bij ontwatering meer dan de kreken en zeegaten, waarin zand werd afgezet. Deze laatste liggen in het huidige reliëf enkele decimeters hoger (de zgn. Kreekruggen) en zijn omgeven door de lagere komgronden. De kronkelige kreekruggen zijn vaak plaatsen waarop vele wegen en akkerland zijn gelegen. Deze zgn. reliëfsinversie (de vroegere laagstgelegen zones, de kreken, liggen nu hoger) deed zich in grote mate voor in de 10de en de 11de eeuw. Als gevolg van de omkering van het reliëf werden in deze periode de meeste eerste nederzettingen verlaten en hersticht op de kreekruggen. Omstreeks het jaar 1000 werd de kustvlakte steeds dichter bewoond en ontstonden mogelijk reeds enkele dorpen.

In de eerste helft van de 11de eeuw drong de zee weer met meer kracht binnen via twee grote (reeds bestaande) zeegaten : de grote kreek bij het latere Nieuwpoort, waardoor de Ijzer afwaterde, en een zeeboezem tussen de duinen van Knokke en het eiland Cadzand, die "Scincfal" werd genoemd, het latere Zwin. Deze Postkarolingische transgressie is de eerste waartegen de mens zich door de aanleg van kilometerslange dijken heeft beschermd. Dankzij de geleidelijke aanleg van aarden dijken werd een gedeelte van de kustvlakte met succes van overstroming gevrijwaard. Het gedeelte van de kustvlakte dat in de 11de eeuw en ook nadien nooit meer overstroomd werd, wordt het "Oudland" genoemd. Het betreft onder andere het gebied tussen Bredene, Oudenburg, Brugge en Blankenberge. Aan het westen werd dit gebied beschermd door de "dijk van de Blankenbergse watering" of "Ziedelingendijk", die loopt van Bredene over Blauwe Sluis en Passendale tot Oudenburg. De oostelijke zeewerende dijk was de "Blankenbergse Dijk" of "Gentele Dijk", die van Blankenberge zuidwaarts liep over Sint-Pieters-op-den-Dijk tot Brugge.

De ontwikkeling van de rest van de kustvlakte wordt bepaald door de inpolderingen. Polders zijn door indijking gewonnen land; het woord wordt voor het eerst vermeld in het tweede kwart van de 12de eeuw. Ten noorden van Brugge was, na de overstromingen van het begin van de 11de eeuw, reeds rond 1100 een groot gedeelte van de kustvlakte ingedijkt. Hier ontstonden de dorpen Lissewege, Uitkerke, Dudzele, Westkapelle en Oostkerke. Het gebied werd aan de zeezijde beschermd door de Kalveketedijk, Evendijk en Bloedloze Dijk. De Evendijk liep van Blankenberge naar Heist, de Kalveketedijk van Heist naar Westkapelle, en de Bloedloze Dijk liep in een boog ten noorden rond Westkapelle.



Figuur 4. De Zwinstreek omstreeks 1400 (Min.Vlaamse Gemeenschap AWZ [3], 1993)

Omstreeks 1134 werd vanuit het zeegat Sincfal een nieuwe zeearm gevormd, die vanuit het huidige Sluis vrijwel tot in Brugge reikte (figuur 4). Deze ver in het binnenland doordringende kreek werd in 1187 voor het eerst Zwin genoemd. Het hiervoor genoemde middelland diende tegen de nieuwe kreek beschermd te worden met dijken, namelijk de Krinkeldijk en de dijk van Romboutswerve. De Zwinkreek werd in 1180 afgedamd te Damme, dat toen door Filips van de Elzas werd gesticht. Brugge werd met Damme verbonden door een nieuw gegraven kanaal, de Reie, de voorloper van de huidige Damse Vaart. Aan de zuidkant van de Zwinkreek (Moerkerke, Maldegem) was een eerste bedijking voltooid in 1228. Het gedeelte van de overstromingsvlakte van het Zwin tussen Damme, Sluis en Moerkerke (met het huidige dorp Lapscheure) werd door bedijkingsondernemers ingepolderd in de 13de eeuw. Immers, met de toename van de economische waarde van de kust en de kustvlakte werd het belangrijk om de zeereep te fixeren. Vanaf de 11de eeuw verschijnt dan

ook stilaan het huidige, rechtlijnige kustverloop. Door deze inpolderingen vergemakkelijkte de verlanding van de Zwinkreek. De stad Sluis werd, dicht bij de monding van het Zwin, als haven gesticht op het einde van de 13de eeuw. Tussen Westkapelle, Sint-Anna-ter-Muiden en de duinen van Knokke werd omstreeks dezelfde tijd land ingedijkt. In het begin van de 15de eeuw werden op last van de graaf de meest zeewaartse dijken versterkt. Aldus ontstond de Graaf Jansdijk die loopt van Blankenberge over Heist naar Knokke. Verdere inpolderingen in de buurt van de Nederlandse grens werden pas uitgevoerd in de 17de en 18de eeuw. De recentste bedijking is de Willem Leopoldpolder, uitgevoerd in 1874, na de aanleg van de Internationale Dijk in 1872. Deze laatste dijkenreeks beperkt het aan het getij onderhevige schorregebied tot de huidige Zwinvlakte (nog amper 158 ha groot) met zijn internationaal bekend natuurreservaat. De opeenvolgende inpolderingen van het Zwin-estuarium en de ermee samengaande verkleining van het getijprisma verklaren grotendeels de zeewaartse verschuiving van de strandlijn in het oostelijk gedeelte van Knokke-Heist in de vorige eeuw.

De werken aan de jongste haven van de Belgische kust, Zeebrugge, werden aangevat in 1896 en haven werd officieel in gebruik genomen in 1907. In de jaren '70 en '80 werd de haven aanzienlijk land- en zeewaarts uitgebreid.

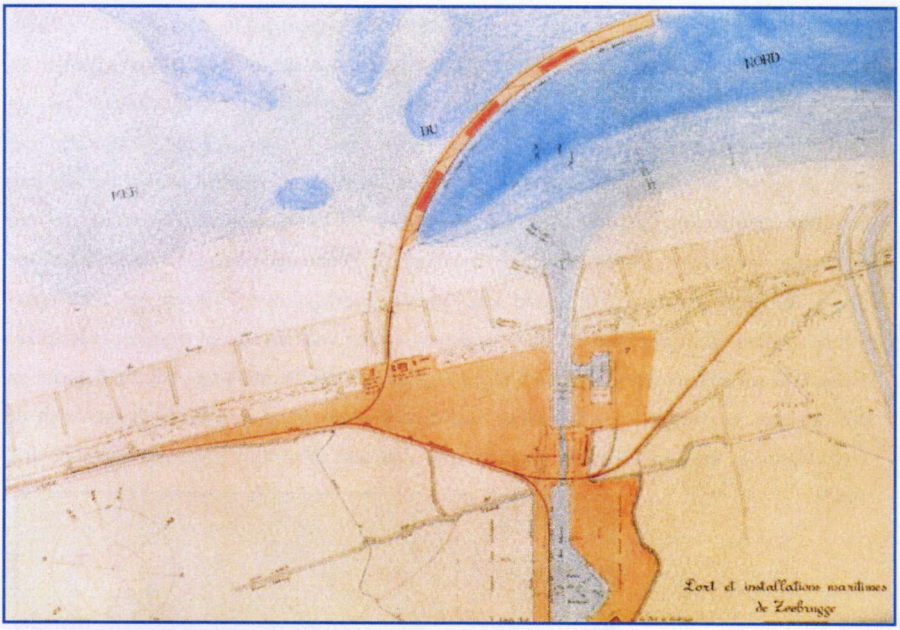
Met de opkomst van het kusttoerisme, dat een aarzelend begin kende vanaf het einde van de 18de eeuw, breidden de bestaande kustplaatsen uit en werden er nieuwe vakantiesteden uitgebouwd. De bouw van strandhoofden en zeewerende dijken aan het duinfront hield met deze uitbouw gelijke tred. Het eerst kwamen die steden in opbloei die door de aanleg van spoorlijnen gemakkelijk bereikbaar werden. Oostende was vanaf 1839 per spoor bereikbaar, Blankenberge vanaf 1863 en Heist vanaf 1865. Tegelijk met de uitbouw van de tramlijn (eerste tram vanaf 1886) groeiden aan het einde van de 19de eeuw een reeks nieuwe badplaatsen : Knokke, Wenduine, De Haan en Middelkerke. Tijdens de tweede wereldoorlog bouwden de Duitsers de kustlijn uit tot een verdedigingslinie tegen een mogelijke, geallieerde invasie vanuit de Noordzee. Van dan af kende de Belgische kust een ware explosie van appartementenbouw.

De bondige weergave van de ontstaansgeschiedenis van de Belgische Oostkust en kustvlakte toont duidelijk de zeer complexe recentgeologische en historische evolutie van dit gebied, waarin vanaf de middeleeuwen de invloed van de mens sterker is geweest dan in welk ander landschap ook. Uit het relaas van de talrijke overstromingen en landverliezen in het verleden blijkt dat de strijd tegen de zee onverminderd moet worden verdergezet, en dit des te meer omdat de menselijke aanwezigheid en het economisch belang van de kuststreek hoger zijn dan ooit tevoren.

3.3 DE RECENTE ONTWIKKELING VAN DE BELGISCHE OOSTKUST

Vanaf het begin van deze eeuw werden systematische maatregelen genomen om de erosie van de stranden langs de Oostkust tegen te gaan of te compenseren. De erosieproblemen ontstaan door de combinatie van dwarse afslag op het natstrand, voornamelijk tijdens stormperioden en langse, resulterende migratie van de op de vooroever afgezette zandvolumes. Deze oostwaarts gerichte netto afslag is een gevolg van de sterke getijstromingen in de lokale getijdegeul "Appelzak". Uit toenmalige hydrografische kaarten kan men duidelijk afleiden dat de Appelzak-geul zich langzaam kustwaarts verplaatste : op de zeewaartse flank werd materiaal afgezet terwijl op de strandwaartse zijde erosie optrad. Bijgevolg werd de helling van het strand tegenover de langse geul alsmaar steiler, wat tot verdere, structurele zandmobiliteit in het kustgebied leidde. Halverwege de 19de eeuw (1867) begon men dan ook reeds met de eerste kustverdedigingswerken : de aanleg van strandmuren te Knokke en Heist moest helpen de bestaande kustlijn te fixeren. Rond de eeuwwisseling lag de "Appelzak", nog ca. 1 km zeewaarts van de zeedijk. Nadien verlegde de "Appelzak" zich kustwaarts; in 1930 lag de landwaartse flank van de geul op nauwelijks 300 m van de zeedijk. Nadien hebben strandhoofden de verdere landwaartse migratie van deze geul belet. De zeewaartse verlenging van de strandhoofden tot een lengte van ca. 400 m houdt de Appelzak voldoende ver van het strand verwijderd. Bij deze morfologische wijzigingen van de zeebodem en vooroever speelde, zoals vrijwel algemeen werd aanvaard, de eerste uitbouw van de haven van Zeebrugge (1897-1907) geen significante rol van betekenis. Dit blijkt duidelijk uit een studie van Rijkswaterstaat (1984 "Gevolgen van de havenuitbouw Zeebrugge voor de kustontwikkeling").

Daar de initiële bouw van de haven van Zeebrugge bijna simultaan werd ontwikkeld met de constructie van een groot aantal strandhoofden (elk zo'n 400 m uitstekend vanaf de zeedijk), heeft de Appelzak-getijdegeul zich niet verder landwaarts verplaatst. De onderbreking van het langstransport door de zeewaartse uitbouw van de Zeebrugge-haven met de Leopold II-dam (môle) rond de eeuwwisseling was door de aanwezigheid van de strandhoofden niet langer een accuut erosie-/sedimentatieprobleem voor de oostkust (figuur 5). De Appelzak-geul verschoof en herstelde zich juist uit de kust. Doch het reeds aanwezige structurele erosieprobleem voor de kust van Knokke bleef bestaan : zand wordt in dwarse zin afgevoerd onder (storm) golfactie en komt terecht in de getijdegeul vanwaar het lateraal meegevoerd wordt door de resulterende noordoostelijke getijdestroming.



Figuur 5. De eerste havenuitbouw van Zeebrugge (Strubbe J. [6], 1987)

In 1952 werd echter de toestand kritiek : de laagwaterlijn naderde op sommige plaatsen tot op 150 m van de dijk en bij ieder hoogwater sloegen de golven tegen de strandmuur en dreigde er instabiliteit door onderloopsheid op te treden. Daarom werd toen een volledig verdedigingsprogramma "Kustprogramma 1952" opgesteld. Dit kustbeschermingsprogramma voorzag in de bouw van 25 strandhoofden langs de Oostkust. Na de storm in 1953 dienden echter vrijwel alle strandhoofden hersteld te worden.

In de jaren '50 en '60 werden de meeste strandhoofden zeewaarts verlengd, zodat ze nu een gemiddelde lengte hebben van 350 m te Knokke-Zoute en in het kustdeel "Lekkerbek"; de strandhoofden in de kustdelen "Duinbergen" en "Albertstrand" zijn zelfs 500 tot 600 m lang. De licht "vooruitgeschoven" ligging van Knokke-Zoute draagt daarenboven nog extra bij tot de kwetsbaarheid van dit kustdeel.

Naast de strandhoofden werden ook nog andere vormen van kustverdediging uitgevoerd. Reeds in 1920 werd zand gestort aan de voet van de strandmuur in Heist voor strandrecreatie. In de jaren 1955-1957 volgde een zandsuppletie van 1.25 miljoen m^3 op de stranden van Heist, Duinbergen en Knokke. In 1968 kwam er in Heist nog eens 0.6 miljoen m^3 bij.

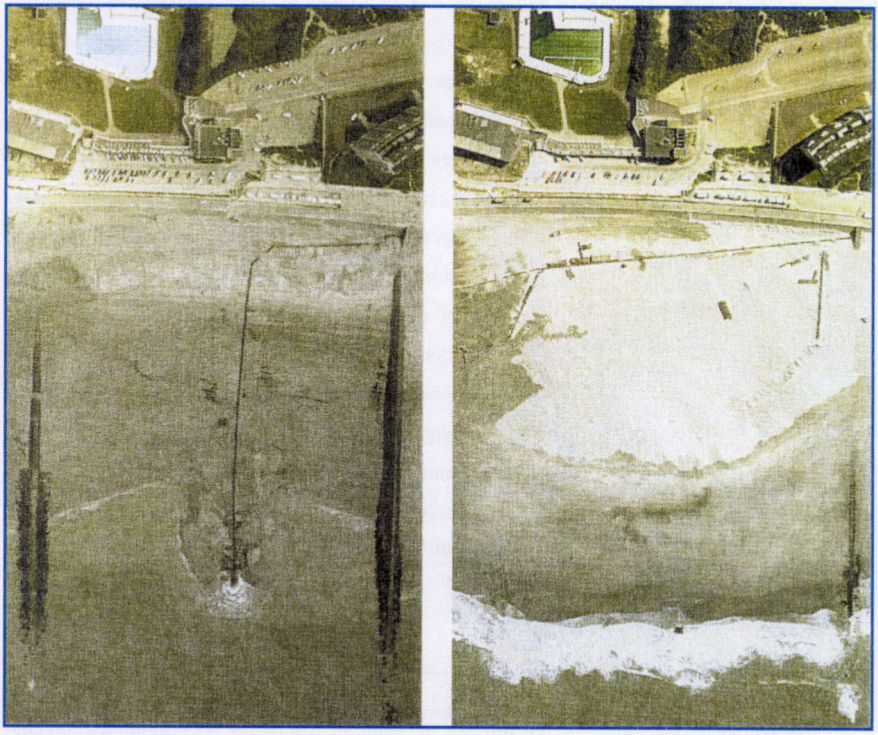
Bij de nieuwe uitbouw van Zeebrugge (figuur 6), uitgevoerd in de periode 1977-1986, waarbij het meest zeewaartse punt van de haven nu 3.2 km in zee uitsteekt ten opzichte van de voormalige zeedijk, werd rekening gehouden met verdere veranderingen in de zeebodemmorfologie ter hoogte van Knokke-Heist en met het gegeven dat de stranden van deze gemeente, meer nog dan voorheen, verstoken zouden zijn van een natuurlijke voeding door het resulterend langstransport van west naar oost. De nieuwe havendammen van Zeebrugge onderscheppen dit transport, waardoor in Zeebrugge-Strand, ten westen van de haven, een grote strandaangroei optrad. Het zand dat bijdraagt tot de aangroei van Zeebrugge-Strand is aldus niet meer beschikbaar voor de natuurlijke voeding van de stranden in Knokke-Heist. Om nefaste verdere ontzanding tegen te gaan, als bescherming van het dijklichaam en om opnieuw een toeristisch uitbaatbaar strand te creëren, werd in 1977 begonnen met de uitvoering van de grootste strandsuppletie die ooit aan onze kust plaatshad (Strubbe [6], 1987).

Figuur 6.
Recente uitbouw haven Zeebrugge

Van december 1977 tot maart 1979 werd over een kuststrook van 8 km lengte een totale hoeveelheid zand van bijna 8,5 miljoen m^3 opgespoten. In de jaren volgend op de opspuiting bleef één bepaalde zone aan intense afslag onderhevig, namelijk het strand van Knokke-Zoute. Daarom was het nodig om hier een tweede strandsuppletie te verrichten. Deze werd uitgevoerd in het voorjaar van 1986 en behelsde een aanvoer van ca 1 miljoen m^3. Ook na die tweede strandsuppletie te Knokke-Zoute bleef de structurele afslag van het strand (per definitie) verdergaan. De strandhoofden verhinderden wel de verdere landwaartse migratie van de langse "Appelzak"-getijdegeul doch het laterale transport onder getijstroming bleef aanwezig. Vooraleer iets dieper in te gaan op de beschikbare harde zeewerende infrastructuur in dit kustgebied, worden eerst de laatste strandsuppleties in deze kuststrook in detail beschreven.

3.4. DE STRANDSUPPLETIES VOOR DE KUST VAN KNOKKE

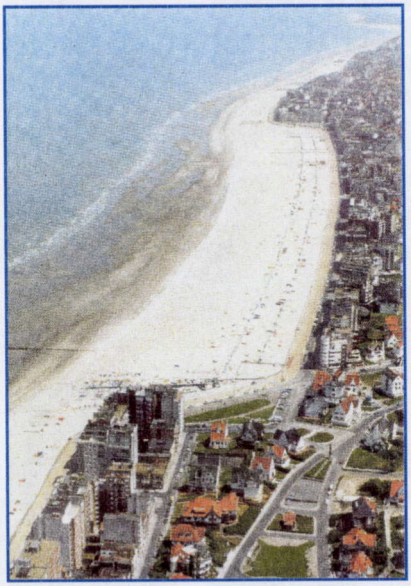
3.4.1 De strandsuppletie van 1977-1979



Figuur 7. Strandsuppletie 1977-1979 (tijdens / na de opspuiting)

Bij de uitbouw van Zeebrugge (1977-1986) werden verdere veranderingen in de zeebodemmorfologie ter hoogte van Knokke-Heist verwacht. De nieuwe havendammen te Zeebrugge onderscheppen het resulterende langstransport, waardoor een natuurlijke voeding van de stranden in Knokke-Heist uitgesloten is. Preliminaire analyses van het probleem en toenmalige milieuvriendelijke stromingen suggereerden een kunstmatige restauratie door middel van zandsuppletie. Opvallend is echter dat in principe deze strandsuppletie reeds was gepland vóór de studie naar de gevolgen van de verdere havenuitbouw te Zeebrugge voor de kust. De strandsuppletie was immers sowieso nodig geworden omdat in 1977 sommige delen van Knokke-Heist vrijwel geen strand meer hadden. Anderzijds betekende het aanbrengen van zand een extra beveiliging tegen mogelijke toekomstige afslag, al dan niet ten gevolge

van de uitbouw van Zeebrugge. De opspuitingen begonnen in december 1977 en waren volledig beëindigd in maart 1979 (figuur 7). Steunend op de beschikbare gegevens kan men de volumetoename in de eerste fase voor het kustdeel Knokke-Zoute, van sectie 50 tot en met 61 over een kustlengte van 2900 m, ramen op ca. 1.25 miljoen m^3 voor natstrand, droogstrand en duinaanzet samen, en nog eens ca. 1.25 miljoen m^3 voor vooroever en zeebodem samen. Het zand voor deze suppletie werd gewonnen in de vaargeul Scheur ten noorden van de zandbank "Wandelaar", op ongeveer 20 km van Zeebrugge. De mediane korrelgrootte D_{50} varieerde van 225 tot 325 µm. De sleephopperzuigers brachten hun lading naar een speciale stortput in Zeebrugge, nabij de toegang tot de nieuwe zeesluis (huidige Brittanniadok). Hier werd de baggerspecie opgepompt naar een persleiding die gemonteerd was over de hele lengte van het strand in Knokke-Heist. Tot vijf pompstations joegen de specie doorheen de leidingen (AWZ-Dienst der Kusthavens [1], 1994).



Figuur 8.
Opgespoten strand in Duinbergen en Knokke.

In een eerste fase werd ca. 2,6 miljoen m^3 zand als een eerste beveiliging ter hoogte van Knokke-Zoute langsheen een lengte van 5 km zeedijk gepompt, dit komt neer op gemiddeld 520 m^3/m. Bij deze fase, die voltooid was in juli 1978, werd gebruik makend van twee parallelle leidingen een 30 m brede strandzone gecreëerd op een hoogte van Z + 6.0 m. In de twee fase werden 5,8 miljoen m^3 aangebracht, verspreid over de 8 km van de strandsuppletie, of gemiddeld 725 m^3/m. Hierbij werd achteruit gewerkt vanaf het meest oostelijke punt, waardoor geleidelijk persleidingen en pompstations uit gebruik konden worden genomen. Na deze fase, die beëindigd was in maart 1979, had het strand een breedte van 100 m op een hoogte Z + 6.0 m en over een lengte van 2 km werd zelfs een 25 m brede strook aangelegd op een hoogte Z + 7.0 m. Te Knokke-Zoute had het strand onder water een helling van 1:20 en boven water 1:40 na de opspuiting. De suppletie strekte zich uit tot op de vooroever, tot op een diepte Z – 6.0 m. Sprekend in termen van horizontale volumes kan men

de volumetoename van natstrand, droogstrand en duinaanzet samen ramen op 50 % van de totale hoeveelheid opgespoten zand, de rest was op de vooroever aangebracht.

De bovengenoemde hoeveelheid van 2,6 + 5,8 = 8,4 miljoen m^3 was bepaald in het beun van de baggerschepen. Terreinmetingen wezen uit dat de gebaggerde beunvolumes voor ongeveer 80 % effectief werden weergevonden na opspuiting in het kustdwarsprofiel. Hierbij kan men aannemen dat 15 % van het "verlies" te wijten is aan de grotere dichtheid van het zand op het strand t.o.v. de geregistreerde zanddensiteit in beun, terwijl de overige 5 % toegeschreven worden aan het uitspoelen van de fijne fractie tijdens het opspuiten van de suppletie-sedimenten.

3.4.2 De strandsuppletie van 1986

In 1986 diende een tweede strandsuppletie te gebeuren in de secties 50 tot en met 61, dit is vanaf het Rubensplein in Knokke langs de dijk van Knokke-Zoute tot de Lekkerbekhelling, over een kustlengte van ca. 2900 m. Deze opspuiting was nodig na de sterke afslag van de periode 1979-1986. Het zand werd onttrokken aan de Gootebank. Het had een mediane korrelgrootte D_{50} van 340 µm (AWZ - Dienst der Kusthavens [1], 1994).

Figuur 9. Strandsuppletie in Knokke-Zoute

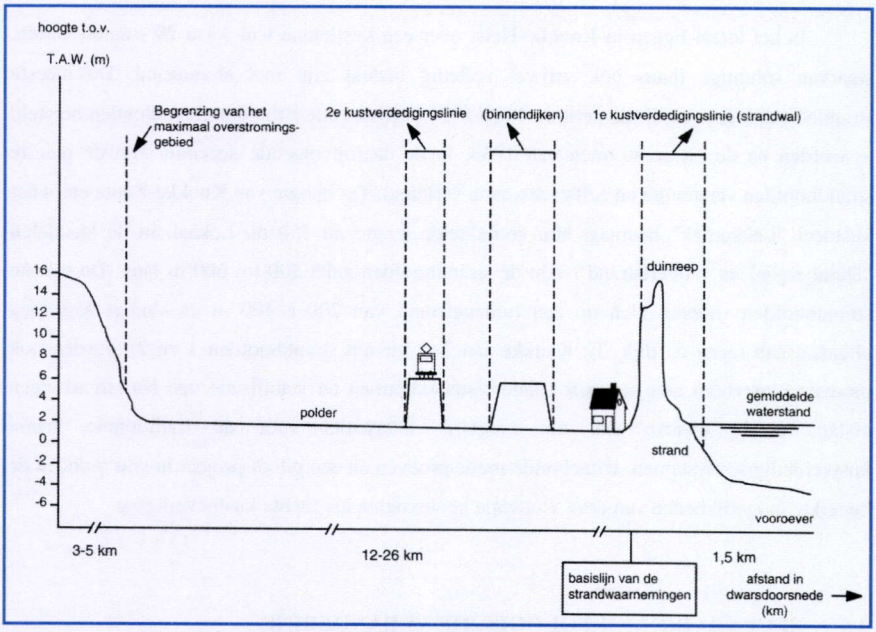
De werken hadden in het voorjaar van 1986 plaats. In het totaal werd 910 286 m^3 zand (in beun) opgespoten. Rekent men opnieuw met een verhouding (zandvolumetoename na opspuiting)/(zandvolume in beun) van 80 %, dan kan men aannemen dat de suppletie een netto aangroei van ca. 730 000 m^3 teweeg bracht. De toename op nat- en droogstrand van de opgespoten secties 50 tot en met 61 bedroeg 587 300 m^3 tussen de opname van 30 januari 1986 en 26 mei 1986. Op de vooroever bedroeg de aangroei ca. 174 400 m^3 .

Voor droog strand, natstrand en de vooroever samen werd dus in totaal een stijging van het volume met 761 700 m^3 waargenomen of ca. 265 m^3/m. Meer details omtrent de verdere karakteristieken en de verdere ontwikkeling van deze suppletie worden later uitgewerkt als referentiemateriaal voor de verdere experimenten en berekeningen.

3.5 KUSTBEVEILIGING IN DE STROOK TEN OOSTEN VAN ZEEBRUGGE

In het kader van de ontwikkeling van een globaal veiligheidsplan "KUST 2002" (Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap AWZ [3], 1993) wordt een inventaris gemaakt van de beschikbare elementen die bijdragen tot de kustbeveiliging. Alle fysische structuren die zeetransgessies kunnen tegengaan, worden in acht genomen bij de evaluatie van de kustveiligheid. Principieel kunnen de kustbeveiligingselementen van het studiegebied in twee linies gerangschikt worden :

- De eerste kustverdedigingslinie is de eigenlijke strandwal zelf. In zijn natuurlijke vorm is de strandwal opgebouwd uit onderwateroever, strand en duinengordel. Deze natuurlijke zeewering is per definitie mobiel daar zij in dynamisch evenwicht met het lokale golfklimaat, de getijden en de morfologie staat. Aanvullende harde kustverdedigingswerken (als dijken, strandhoofden, golfbrekers,...) worden als singuliere punten in deze eerste linie beschouwd.
- De tweede kustverdedigingslinie is opgebouwd uit allerhande topografische verheffingen, hindernissen of expliciete binnendijken achter de duinengordel. In Vlaanderen is (in tegenstelling tot de Nederlandse "dijkringen") geen continue bedijking aanwezig die zonder meer in staat is om een verdere overstroming van het achtergelegen polderland te verhinderen. Als uiterste landwaartse grens van het overstroombare poldergebied wordt de hoogtelijn +5.00 m TAW aangenomen.



Figuur 10. Kustverdedigingslinies (Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap AWZ [3], 1993)

Hierboven is reeds uitvoerig de vorming, ontwikkeling en aanpassing van de natuurlijke strandwalelementen beschreven, tezamen met de recente, belangrijke strandsuppleties in het gebied. Hierna worden enkel de bijkomende harde kust-verdedigingswerken langs de Oostkust (van Knokke-Heist tot het Zwin) verder omschreven.

Van de aanzet van de nieuwe Oostdam te Zeebrugge tot de eerste duinen ter hoogte van het Zwin zijn deze kustdelen (m.n. Heist, Duinbergen, Albertstrand, Knokke-Zoute en Lekkerbek) gekenmerkt door een strandwal met dijk en strandhoofden. Het peil van de wandeldijk ligt op +9.00 m à 10.40 m TAW en de dijk zelf heeft een lengte van ca. 9100 m. Een groot gedeelte van deze zeedijk te Knokke en Heist werd reeds voor het eerst aangelegd in 1867. Nadien onderging hij verschillende verbouwingen. Bij de laatste restauraties van het begin van de jaren '70 werd voor de zeedijkglooiing vaak een bekleding aangewend van metselwerk in betonstenen. Sinds de opspuitingen van 1977-1979 ligt de zeedijkglooiing voor een groot gedeelte bedolven onder het strandzand. De duinreep is nagenoeg volledig bebouwd, met uitzondering van het Directeur-Generaal Willemspark (Heist-Duinbergen) en het oostelijk uiteinde over een lengte van ca. 1300 m.

In het totaal liggen in Knokke-Heist over een kustlengte van 9 km 29 strandhoofden, waarvan sommige thans ook vrijwel volledig bedekt zijn met strandzand. De meeste strandhoofden dateren uit de periode 1900-1930. Vrijwel alle strandhoofden dienden hersteld te worden na de zware stormen van 1953. In de daaropvolgende decennia zijn de meeste strandhoofden verstevigd en zelfs zeewaarts verlengd. Ter hoogte van Knokke-Zoute en in het kustdeel "Lekkerbek" bedraagt hun gemiddelde lengte nu 350 m. Lokaal, in de kustdelen "Duinbergen" en "Albertstrand", zijn de strandhoofden zelfs 500 tot 600 m lang. De meeste strandhoofden situeren zich op een tussenafstand van 200 à 400 m en sluiten nagenoeg allemaal aan tegen de dijk. Te Knokke-aan-Zee (tussen strandhoofden 1 en 2) worden ook proeven uitgevoerd met verticale (onderwater)schermen ter stabilisatie van het strand tegen afslag in de dwarse zin, als mogelijk alternatief voor de traditionele, harde kustverdedigingssystemen. Uitgebreide modelproeven en een piloot-project in-situ toonden de beperkte mogelijkheden van deze vlottende geotextielen als zachte kustbeveiliging.

3.6 SECUNDAIRE MORFOLOGISCHE VERANDERING

3.6.1 Het Zwingebied

Ter hoogte van het natuurreservaat "Het Zwin" is de kust opgebouwd uit een strandwal met aangelegde duingordel. Het Zwin is een overblijfsel van een kreek met typische schorre-afzettingen (zie hoger). Het Zwin is in het zuiden afgebakend door de Internationale Dijk (peil van dijkkruin : +11.15 m TAW). De verplaatsing van de monding van de Zwingeul naar het oosten bedreigde de duinen aan de Nederlandse zijde van deze geul door afkalving. Daarom diende de ligging van de monding reeds verscheidene malen door Nederlands ingrijpen te worden verlegd naar het westen. Maatregelen van Belgische kant, die bedoeld zijn om de verzanding van het natuurreservaat Het Zwin tegen te gaan, werden in 1989/1990 uitgevoerd. Deze verzanding heeft immers een verandering van bodemgesteldheid in het natuurreservaat tot gevolg : door verhoogde zandsedimentatie worden voedselrijke slibgronden overdekt met dreigende, ingrijpende gevolgen op de vegetatie en het vogelbestand. De Belgische overheid voerde, na grondige studie, een compleet (korte-termijn) herstelprogramma uit. Tegelijk met een verdieping van de geul kreeg de Zwintoegang opnieuw een meer westelijke ligging. Ter hoogte van de ingang van de Zwingeul werd een zandvang voorzien. Een aanvulling van de duinen te Cadzand verwerkte de uitgegraven zandhoeveelheden. Om de verdergaande erosie

van het strand te Cadzand tegen te gaan, voerde de Nederlandse overheid in 1988 en 1990/1991 lokaal bijkomende suppleties uit. Bovendien werd in dezelfde periode de Internationale Zwindijk op Delta-veiligheid gebracht door Nederland. De proefzandvang van 1989 raakte zeer snel opgevuld, zodat eind 1990 een nieuwe verdieping zich opdrong. Hierbij werd een noordelijke zandvang gegraven ten bedrage van 88 000 m³ zand, op de locatie van de proefzandvang, evenals een kleinere meer zuidelijk in de Zwingeul gelegen zandvang.

Na de beëindiging van deze werken (1989-1990) stelde men afslag aan de duinen langs Belgische zijde vast. Een kronkel van de geul verplaatste zich steeds meer naar het westen, en enkele tientallen meters duin vielen ten prooi aan erosie. Deze kronkel van de Zwingeul werd verlaten in de zomer van 1991, maar kwam opnieuw in gebruik in de periode februari - oktober 1992. Deze laatste evolutie wordt in hoge mate in verband gebracht met de ontwikkeling van een zandtong op het droogstrand van sectie 74, die verbonden is met het strand aan de Nederlandse zijde van de Zwingeul. De positie en vorm van de zandtong, alsmede het materiaal waaruit ze is opgebouwd, laten afleiden dat ze gevoed wordt vanuit Nederland, waar het strand lokaal aan sterke afslag onderhevig was. Rond oktober 1992 verlegde de geul zich weer naar het midden van het gat in de duinenrij.
Hierdoor kwam een einde aan de ondergraving van de duinen aan Belgische zijde, en in de verlaten meanderbocht sedimenteert slib. Een vrijwel gelijke aanvoer van zand vanuit Nederland en België zou de huidige ligging van de geul midden in het gat in de duinenrij kunnen verklaren (Kerckaert [2], 1989).

De tweede zandvang was in het najaar van 1992 opnieuw dichtgeslibd. Het onderhoudsuitgraven gebeurde in de periode van november-december 1992 en oktober-december 1994. Onderhoudsbaggerwerken werden uitgevoerd in de hoofdgeul in de periode oktober-december 1994 en november 1995.
In 1996 is een evaluatie van de zandvang voor de periode 1986-1996 uitgevoerd door de Technische Werkgroep van de Internationale Zwincommissie, hieruit blijkt dat de zandvang versneld sedimenteert na storm, maar dat zelfs in het 2e jaar (de onderhoudsbaggerwerken worden 2-jaarlijks uitgevoerd) de werking van de zandvang aanwezig blijft.
In februari 1997 werd de Zwingeul voor de vierde maal uitgegraven. Op het strand werd de geul rechtgetrokken en verlegd in westelijke richting.
Een overzicht van de uitgevoerde strandsuppleties ter hoogte van Cadzand is hieronder gegeven :

- Cadzand-Oost (1988) 940 000 m³ (strand + vooroever)
- Tienhonderdpolder (1990) 580 000 m³ (strand + vooroever)
  360 000 m³ (duin : 220 000 m³)
- Cadzand-West (1990) ca. 300 000 m³ (strand + vooroever)
- Cadzand-Oost (1994) 481 400 m³ (strand + vooroever)

Verdere studies om de typische morfologische ontwikkeling van het Zwin-natuurgebied te vrijwaren zoeken tot op vandaag naar mogelijke oplossingen voor de dreigende verzanding van dit unieke schorregebied.

Mede gebaseerd op de hierboven beschreven kustverdedigingssystemen is het te onderzoeken gebied vastgelegd tussen de oostelijke havendam van Zeebrugge en de havengeul van Cadzand. Aldus wordt de kustmodule begrensd door twee "vaste" randvoorwaarden : de Oostdam van Zeebrugge, als fysische barrière voor het resulterend langstransport en de (verlengde) Zwingeul ter hoogte van Cadzand als overgang tussen een sedimentatiegebied aan de Oostkust (Nederland) en een erosieve zone ten westen van de geul (België).

3.6.2 Evolutie van de Appelzakgeul

De observatie van de morfologische evolutie van de zeebodem en de vooroever heeft aangetoond dat in dit gebied de vooroever gekenmerkt is door de ontwikkeling van tijgeulen. De getijgeul "Appelzak", die gelegen is voor de kustdelen Knokke-Zoute en Lekkerbek, is er één van. Bij de eeuwwisseling lag deze nog ongeveer 1 km zeewaarts van de zeedijk. In 1930 daarentegen was de getijgeul reeds over een belangrijke afstand kustwaarts verschoven en situeerde de landwaartse flank zich op nauwelijks 300 m van de zeedijk. Nadien werden strandhoofden aangelegd die de kustwaartse verplaatsing tegen hielden. Ondanks herhaalde stortingen van baggermateriaal afkomstig van de voorhaven van Zeebrugge en het Scheur (in de periode 1971-1976) is een systematische verdieping van de Appelzak vastgesteld.

Het oppervlak van de "Appelzak"-getijdegeul (=gebied ingesloten door de Z -6 m lijn) was minimaal begin de jaren 80. Sindsdien is de geul continu gekenmerkt door erosie. In de as van de geul is er verdieping met meer dan 1 m opgetreden ter hoogte van de secties 57 t.e.m. 68. Naast een verdieping is de "Appelzak" eveneens gekenmerkt door een toename in

westelijke richting. In het oosten verdiept en verbreedt de "Appelzak" eveneens, tot in sectie 79 (kustdeel "Cadzand-West"). Ook op de vooroever van Cadzand is sinds ca. 1980 een kleine ebgeul in ontwikkeling. De kop van deze ebgeul reikt tot aan de vooroever van de monding van het Zwin. De "Appelzak" getijdegeul beïnvloed het morfologisch proces in de kuststrook door twee fundamentele mechanismen :

a. resulterende afslag van strandzand door dwarstransport naar de tijgeul ;

b. aanvoer van zand vanuit het westen naar de monding van de Zwingeul.

De "Appelzak" is in de laatste 5 jaar sterk uitgebreid. Vooral in 1995 en 1996 is een verdieping en vergroting van de getijdegeul opgetreden. De evolutie van de "Appelzak" in planzicht toont dat de uitbreiding van de "Appelzak" slechts in beperkte mate zeewaarts en landwaarts gebeurt. Landwaarts wordt de uitbreiding van de "Appelzak" verhinderd door de aanwezigheid van de strandhoofden, terwijl zeewaarts de migratie verhinderd wordt door de nabijheid van de "Paardemarkt"-zandbank en de vaargeul naar de Westerschelde (Westhinder-Scheur). De toename van de "Appelzak" gebeurt voornamelijk in westelijke richting. De afstand van de oostelijke havendam van Zeebrugge tot het meest westelijke punt van de Appelzak (gekarakteriseerd door de Z-6.00 m dieptelijn) zoals weergegeven in tabel 1 (Verbanck [7], 1999) toont de relatief stabiele ligging van de Appelzak-getijdegeul in de laatste 5 jaren (1993-1997). Na de initiële aanpassing, als gevolg van de zeewaartse uitbreiding van Zeebrugge, met een significante oostwaartse migratie (1979-1986) heeft de getijdegeulligging zich, mede door de uitvoering van beide suppleties op het lokale strand opnieuw meer westwaarts gestabiliseerd voor de kust van Knokke-Zoute.

Jaar	Afstand (m)
1962	2098
1976	2623
1986	5903
1990	4088
1992	4365
1993	3845
1994	3970
1995	3707
1996	3721
1997	3778

Tabel 1. **Evolutie van het westelijke eind van de Appelzak t.o.v. de oostelijke havendam van Zeebrugge**

3.6.3 Ondersteuning van de kustbeveiliging

Tenslotte worden hieronder enkele ondersteunende acties of systemen beschreven om de beschrijving van het kustbeveiligingssysteem te vervolledigen.

- *Rijshouthagen en helmgrasaanplanting*

  Door de suppletie van 1977-1979 was er te Knokke-Zoute een breed droogblijvend strand gecreëerd. Om het verwachte eolische zandtransport tegen te gaan werden houten windschermen en rijshouthagen aangebracht. De windschermen kunnen verplaatst of verwijderd worden naargelang de behoefte. Het zand-kapterende effect van deze ingrepen bleek al snel en daarom werden er schermen en hagen geplaatst langs een groot deel van het opgespoten strand. Zij verminderden ook de overlast (en verlies) van opwaaiend zand op de zeedijk.

  De eerste hagen in rijshout werden in 1979 aangebracht in Knokke-Zoute. Later kwamen er hagen tussen Heist en Duinbergen en in het kustdeel "Lekkerbek". Zij worden wanneer nodig, meestal om de twee jaren, vernieuwd. Vernieuwing is nodig omdat de bestaande hagen onderstuiven en ook omdat deze rijen takkenbossen schade ondervinden, zowel als gevolg van de toeristische druk als van stormen.

  Windschermen worden meestal geplaatst in het winterseizoen in de kustdelen "Heist", "Duinbergen", "Albertstrand" en in enkele secties van het kustdeel "Knokke-Zoute". Ook in de duinen zelf werd de aanplanting van helmgras voorzien : in 1995 is aldus zo'n 1500 are helmgras aangeplant in het duinenmassief van de Belgische Kust.

  Uit de morfologische opvolging blijkt duidelijk dat beide types van ingreep op het droogstrand en in de duinaanzet tot belangrijke aangroei aanleiding geven. Door de zandaangroei omheen de duinvoet wordt de "buffercapaciteit" tegen stormafslag van deze zone vergroot. Op zich zijn hagen en schermen natuurlijk geen bescherming tegen stormafslag. Wanneer door geleidelijke verlaging van nat- en droogstrand de golven gemakkelijker de duinvoet kunnen bereiken, wordt hier een erosieklif gevormd. Vooral vanaf 1988 werd op de stranden van Knokke-Zoute en Lekkerbek herhaaldelijk na de winter een erosieklif vastgelegd. Hierdoor gaat ook de zeewaartse zijde van de zone met aanplantingen verloren.

- *Strandprofileringen*

  Te Knokke worden regelmatig strandprofileringen uitgevoerd in opdracht van het gemeentebestuur. De werken omvatten, in functie van de lokale omstandigheden, het ruimen van het overtollige opgewaaide zand op de zeedijk en het effenen van het hoogste gedeelte van het strand tegen de dijk aan. Voornamelijk in het kustdeel "Albertstrand", de strandstrook nabij het casino waar de zeedijk landwaarts terugspringt en er dus een breed droogstrand is, wordt nogal wat zand eolisch aangevoerd en zijn er profileringswerken nodig. De eolische aanvoer van zand is het grootst bij storm. Dan moet er in vrijwel iedere sectie zand geruimd worden.

  Door de strandprofileringen wordt het in de secties aanwezige zand heruitgespreid over het strandprofiel. Hierbij verandert het in de sectie aanwezige zandvolume gemiddeld beschouwd niet. Strandophopingen, die de aanvoer van zand van buitenaf veronderstellen, worden te Knokke-Heist niet uitgevoerd.

3.7 BESLUIT

Uit voorgaande beschouwingen kan duidelijk afgeleid worden dat de kuststrook langs de Belgische oostkust een zeer complex gebied vormt. De historische ontwikkeling en de recente strandevolutie van dit onderzoeksgebied illustreert het structurele erosieprobleem in deze zone van het Continentaal Plat van de Noordzee. Bijkomende kustbeveiligingssystemen moeten de natuurlijke strandwal in zijn zeewerende functie aanvullen en versterken zodat een voldoend veiligheidsniveau voor deze economisch, ecologisch en toeristisch zeer belangrijke kuststrook kan verzekerd worden.

3.8 REFERENTIES

1. Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen - Dienst der Kusthavens (1994), "Evolutie van strand en vooroever te Knokke-Zoute KNOK 94.001".

2. Kerckaert P. (1989), "Aanzandingsmechanismen van het Zwin en de maatregelen om hieraan te verhelpen", Tijdschrift Water, Nr. 49, p. 213-220.

3. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, Dept. Leefmilieu en Infrastructuur, AWZ, Bestuur Havens (1993), "Kust 2002 - Deel 1 : De zeewerende functie van de kust (stand van zaken)".

4. Pladys W., Tijdelijke Vereniging "Zeebouw - Zeezand" (1987), "Zeebouw, zeezand, Zeebrugge" - Van Maele pvba (Brugge).

5. Roelse P. en Maranus J.W. (1985), "De lange termijn ontwikkeling van de Belgische Oostkust en het aangrenzende kustgedeelte van Zeeuwsch-Vlaanderen", WWKZ-85. V010.

6. Strubbe J. (1987), "De Belgische Zeehavens - Erfgoed voor morgen", Uitgeverij Lannoo (Tielt) ISBN 90-209-1457-X.

7. Verbanck S. (Haecon studiebureau) (1999), "Voorstudie - Studie Kustverdediging te Knokke-Zoute" - Bestek WL/97 E31, KHB 1768.

8. V.Z.W. WEL (1986), "Referatenboek - Het Belgisch Continentaal Plat", Tijdschrift "Water", 5de jaargang, Nr. 31.

HOOFDSTUK 4

OPVOLGING van de BELGISCHE OOSTKUST MORFOLOGIE

4.1 INLEIDING

De morfologische evolutie van de Belgische kust, meer specifiek de stranden van Knokke-Heist van sectie 50 (nr. 232) tot en met sectie 61 (nr. 243) te Knokke-Zoute, wordt sinds 1977 door middel van fotogrammetrische meetvluchten gevolgd. Vanaf 1986 (na de voltooiing van de zeewaartse uitbreiding van de haven van Zeebrugge) worden de vooroever en de aanpalende zeebodem ook bathymetrisch opgenomen met behulp van het BEASAC®-platform. Dergelijke rijkdom aan terreinmetingen op een regelmatige en lange, consistente tijdsbasis (principieel 1 opname van het totale gebied om de 6 maanden) is uniek voor de Europese stranden (Kerckaert et al. [6], 1990). Deze in-situ gegevens vormen het ideale referentiekader om mathematische en fysische simulaties aan te toetsen als de basis voor een fysische interpretatie van de morfologische ontwikkeling in dit kustgebied. Terreinmetingen zijn immers de rechtstreekse vertolking van de fysische processen in het beschouwde gebied. Deze data toont wat er écht gebeurt, hoe complex deze werkelijkheid ook moge blijken.

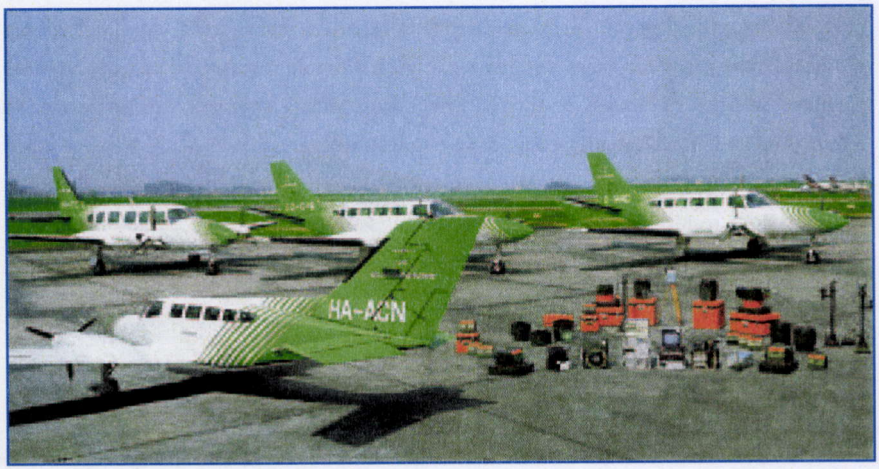
4.2 MEETTECHNIEKEN

In het kader van de waarnemingscampagne rond de nieuwe havenuitbouw van Zeebrugge wordt sinds 1977 de evolutie van het Oostkustgebied gevolgd via de aëroteledetectische methode. Hierbij worden met behulp van een speciale luchtfotogrammetrische camera (met compensatie voor vliegbeweging en grote lensopening), gemonteerd in een uiterst stabiel vliegtuig en van op een hoogte van ongeveer 400 à 500 m, luchtopnamen gemaakt van het kustgebied (met inbegrip van de duinen) boven de LW-lijn. Het totale gebied van de Belgische kust kan met deze moderne meettechniek in zo'n 45 minuten geregistreerd worden.

De voornaamste voordelen van deze remote sensing-techniek om de topografie van het "droge" kustgedeelte te registreren zijn :

- zijn snelheid van uitvoering, zodat inderdaad een "ogenblikkelijke" opname van de lokale topografie gemaakt wordt
- de hoge nauwkeurigheid (ongeveer 5 cm)
- weinig arbeidsintensief karakter
- de bijkomende informatie omtrent vegetatie, landgebruik, strandhoofden,...

Door een stereoscopische bedekking van het hele gebied tijdens de vlucht wordt een volledige stereofotogrammetrische kartering/contourplotting mogelijk. De aldus berekende meetdata kunnen makkelijk softwarematig behandeld en gestockeerd worden. Recent (sedert 1998) wordt fotogrammetrie opgevolgd door een nieuwe meettechniek: aërolaser-hypsometrie.



Figuur 1. Remote sensing techniek - Luchtfotogrammetrie -(Eurosense-Belfotop ©)

Doch het kustmorfologisch proces speelt zich niet alleen af op het bovenwatergelegen strand en het duinengedeelte maar ook en in ruime mate op het onderwaterstrand en op de vooroever van de beschouwde kuststreek. De klassieke methode gebruikte een traditionele meetvlet om de actuele ligging van de vooroeverbodem (meestal akoestisch) te detecteren en in kaart te brengen. Deze klassieke meetvlet heeft essentieel twee nadelen: de trage werkwijze en de beperkende diepte rond de LW-lijn, zodat de overgang met de aëroteledetectie-

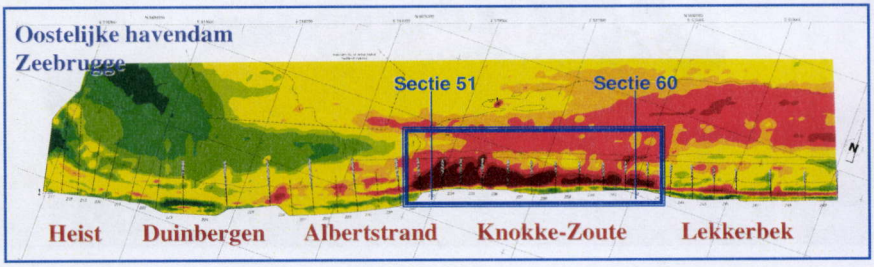
observaties steeds een blanco gebied bleef. Met de ontwikkeling van het BEASAC® (Belfotop-Eurosense Acoustic Sounding Air Cushion)-platform (figuur 2) is nu een snel en accuraat meetvaartuig beschikbaar voor de registratie in dit overgangsgebied van HW naar de vooroever toe (Maes [7], 1985). Immers, de continue dieptemeting met een akoestische meetsonde, gemonteerd op een aangepaste hovercraft, wordt voortdurend gecorrigeerd in relatie tot zijn actuele, werkelijke positie ten opzichte van het referentie-wateroppervlak en anderzijds steeds gerelateerd aan de positiebepaling van het vaartuig zelf.

Figuur 2. Het "BEASAC®"-meetplatform (Eurosense-Belfotop ©)

Vanaf 1985 is dit nieuwe type meetvaartuig beschikbaar en kan aldus een snellere, meer preciese en digitaal beschikbare kustbathymetrie geregistreerd worden. Doordat de hovercraft met zijn geringe diepgang tot aan de HW-lijn kan reiken, sluiten zijn hydrografische metingen perfect aan bij de luchtopnamen. Door deze absolute link tussen de meetdata van luchtopnamen en de registraties met het BEASAC®-platform wordt, zelfs met een zekere overlapping, het gehele kustgebied bemeten. Deze volledige database van de kustbathymetrie kan dan vrij makkelijk gebruikt worden als meting op zich of als basis voor verdere berekeningen (Fransaer [5], 1992).

4.3 BESCHIKBARE MEETDATA

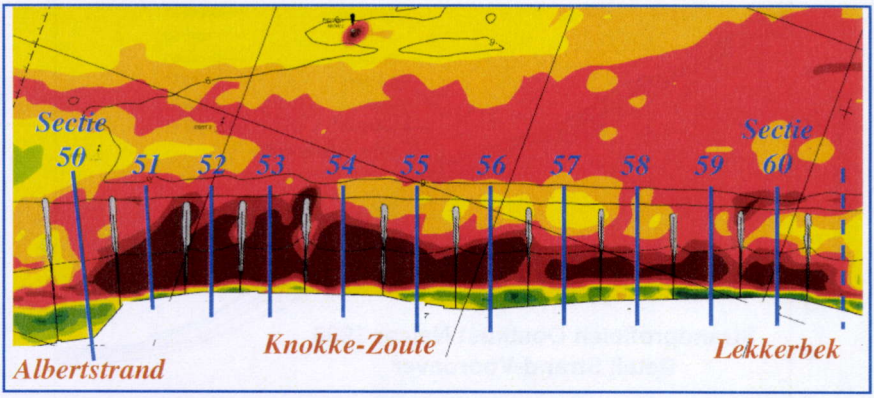
Op basis van de hierboven beschreven meettechnieken worden in het beschouwde kustgebied principieel twee "ogenblikkelijke" opnames van de lokale topografie per jaar uitgevoerd. De opeenvolgende veldmetingen laten toe de morfologische evolutie van het kustgebied nauwgezet op te volgen en gebeurlijk tijdig de nodige beleidsmaatregelen te voorzien. De rijkdom aan dergelijke in-situ morfologiegegevens, gedetailleerd in de ruimte en consistent over een lange observatieperiode (vanaf 1986 tot op vandaag), is uniek te noemen (Kerckaert [6], 1990). Deze terreingegevens worden dan ook ten volle gebruikt om zowel de fysische als mathematische simulaties en ontwerpen te verifiëren en te kalibreren. De opeenvolgende algemene morfologie-opnamen van een kustgebied worden in een database verzameld als vertrekpunt voor verdere analyse en berekeningen. Als kanttekening bij deze overvloed aan in-situ data dient opgemerkt dat de tijdsbasis van 6 maanden principieel enkel een lange termijn-evolutie weergeeft. De individuele (soms zeer drastische) impact van een singulier stormevent wordt niet gedetecteerd. Hiertoe zouden specifieke tijd- en plaatsgebonden opnamen dienen uitgevoerd te worden.



Figuur 3. Differentiële hoogtekaart Belgische Oostkust: zone van Heist tot en met Lekkerbek (Adm. Waterinfrastructuur en Zeewezen , Eurosense-Belfotop ©)

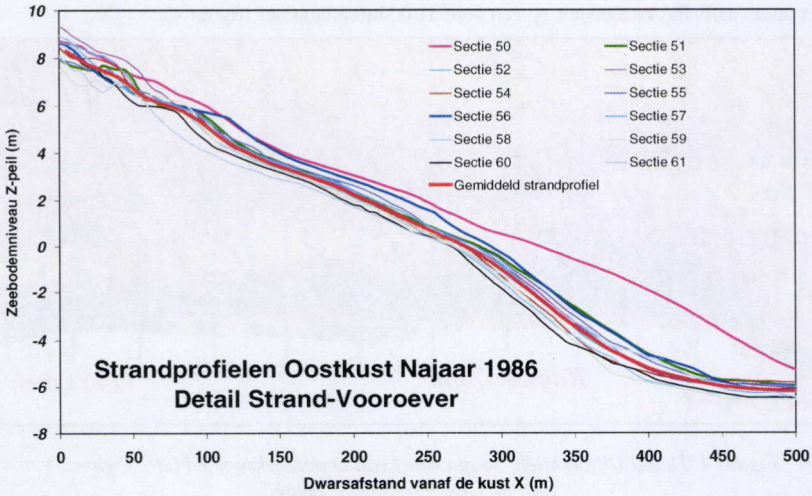
Figuur 3 toont de differentiële hoogtekaart (als resultaat van de berekening van de ruimtelijke volumevariatie tussen twee ogenblikkelijke opnamen) van het hier beschouwde onderzoeksgebied Heist-Knokke tussen voorjaar '86 en voorjaar '98. Erosieve kustzones krijgen een rood-bruine kleur en (donker) groene gebieden duiden sedimentatiezones aan. De detailopname van de kust voor Knokke-Zoute in figuuur 4 toont duidelijk de erosieve zone ter hoogte van de secties 51 tot en met 61. Deze strook start aan de oostrand van het Albertstrand, waar de dijk vooruitspringt (Rubensplein), ter hoogte van sectie 51 en loopt door langs de dijk

van Knokke-Zoute tot aan de Lekkerbekhelling ter hoogte van sectie 61, waar de dijk weer meer landwaarts ligt en aansluit op een natuurlijk duinenmassief (figuur 4).



Figuur 4. Detail Differentiële hoogtekaart van onderzoeksgebied (cfr. Figuur 3) voor de kust van Knokke-Zoute.

Op basis van de algemene bathymetrie voor het kustgebied, op een bepaald tijdstip, worden een aantal significante dwarsprofielen berekend als een doorsnede over het 3D-dieptebeeld. Per sectie (langsstrook van ongeveer 200-250 m tussen twee opeenvolgende strandhoofden) wordt één dwarsprofiel, in het midden van de sectie, berekend. Een karakteristiek overzicht van dergelijke dwarsprofielen voor een bepaalde opname in het gebied van de Oostkust is weergegeven in figuur 5. De dwarscoördinaat X vertrekt principieel vanaf de zeedijk en loopt loodrecht op de waterlijn zeewaarts. Opvallend is de zeer grote overeenkomst in de dwarsprofielen voor de respectievelijke secties; enkel de meest westwaartse sectie 50 aan de overgang vanaf het Albertstrand loopt landwaarts verder door zodat schijnbaar een meer zeewaarts gelegen dwarsprofiel ontstaat. De gelijklopende dwarsprofielen voor de verdere kustsectie duiden op een zeer uniform strand- en vooroevergebied met dieptelijnen nagenoeg parallel met de kustlijn. Daarom ook kan in de latere schematisatie van dit specifieke onderzoeksgebied met een uniform dwarsstrandprofiel voor de volledige kustlengte tussen sectie 51 en 60 worden gerekend : het dwarsprofiel berekend als gemiddelde over de secties 51-60 wordt als significant representatief profiel voor de hele beschouwde kustzone geformuleerd. Met dit gemiddeld dwarsprofiel zullen de verdere simulaties uitgevoerd worden. Deze uitmiddeling tot één representatief dwarsprofiel heeft daarenboven het voordeel dat gebeurlijke lokale meetfouten of singulariteiten in het kustprofiel niet meegenomen worden in de fundamentele verdere analyse.

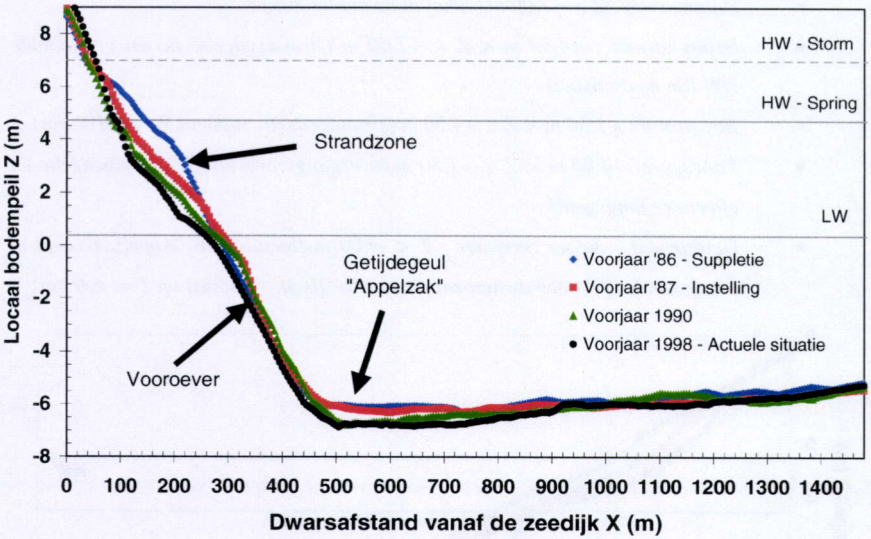


Figuur 5. Dwarsprofielen over secties 50-61 Opname Najaar 1986

4.4 ANALYSE VAN DE VELDMETINGEN

Door voor alle opeenvolgende opnames van de Oostkustzone een dergelijk gemiddeld dwarsprofiel te berekenen kan vrij eenvoudig de evolutie (6-maandelijks) van het kustprofiel in de betreffende zone gevisualiseerd worden. Figuur 6 toont een dergelijke evolutie van het hierboven bepaalde gemiddelde dwarsprofiel voor de secties 51-60 tussen het voorjaar 1986 (= voltooiing van de tweede suppletie aan de Oostkust) en de meest actuele, beschikbare opname (= voorjaar 1998). Opvallend bij deze ontwikkeling is enerzijds de continue erosie van het nat strand en anderzijds de vrij stabiele vooroeverhelling en dwarsgeul van de Appelzak. Dit significant verschil tussen enerzijds de progressieve sedimenterosie hoger in het dwarsprofiel en het totale gebrek aan sedimentatie verder zeewaarts langs het profiel duidt op een structureel probleem : het dwarsprofiel is totaal onevenwichtig. Het zeewaarts verplaatste zandvolume van het natstrand wordt nergens teruggevonden langs het dwarsprofiel omdat het precies door de langse getijstroom lateraal wordt verwijderd zodat een progressieve aanvoer vanaf het strand wordt ontwikkeld om, tegen beter weten in, een natuurlijk dwars-evenwichtsprofiel te vormen (De Wolf et al. [3], 1993). Deze voortdurende verstoring van de opbouw van het evenwichtsprofiel in dwarse zin (door de langse interactie van de tijstroom) verklaart dan ook de continue erosie in het gebied ("structurele" erosie) en

niet de natuurlijke, degressieve erosie naarmate men dichter naar het evenwichtsprofiel toe evolueert : het stabiele evenwichtsprofiel wordt gewoon nooit bereikt of benaderd



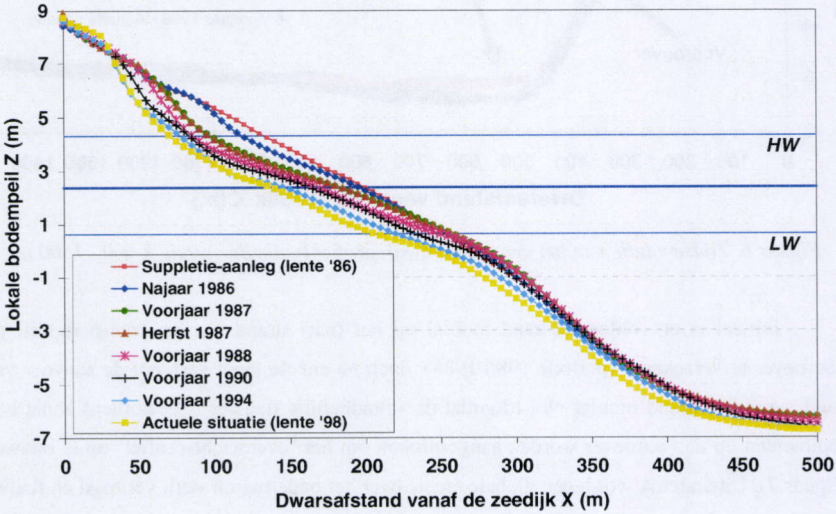
Figuur 6. Tijdsevolutie van het gemiddeld dwarsprofiel (volledige sectie X = 0 - 1500 m)

Initieel is er voldoende zand mobiel op het (nat) strand om het transport naar de vooroever te verzekeren (periode 1986-1988), doch na enkele jaren verloopt de aanvoer van zand vanaf het strand minder vlot (doordat de strandhelling flauwer is geworden) zodat ook sedimenten op de vooroever worden aangesproken om het "evenwichtsprofiel" op te bouwen (figuur 7). Uiteindelijk wordt een globale erosie over het ondertussen sterk verlaagd en flauwe dwarsprofiel vastgesteld als voeding voor de fictieve brekersberm in de getijdegeul die "onmiddellijk" lateraal wordt afgevoerd. Bovenstaande analyse wordt verder geïllustreerd door de volumevariatie per eenheidsbreedte voor het gemiddelde dwarsprofiel van de beschouwde kustzone voor de periode 1986-1997 in figuur 8. Men merkt duidelijk de sterke erosie op het nat strand in de eerste jaren na de suppletie; terwijl de erosie op de vooroever na 3 à 4 jaar geïnitieerd wordt. Ook de getijdegeul zelf wordt geërodeerd tijdens de algemene verlaging van het dwarsprofiel (AWZ - Dienst der Kusthavens [2], 1994).

De hier gebruikte definitie voor de respectievelijke onderdelen van de beschouwde morfologische entiteit zijn ontleend aan de eerder vastgelegde omschrijvingen voor de

respectievelijke kustonderdelen (AWZ - Dienst der Kusthavens [2], 1994), gerefereerd t.o.v. Z-peil van Bruggen en Wegen :

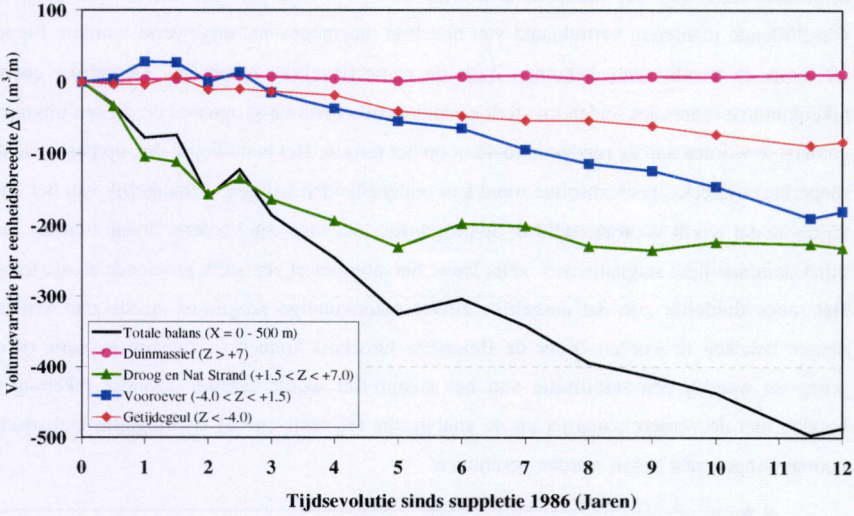
- *Duinmassief : Z > +7.00 m (vanaf duinvoet landwaarts)*
- *Droog strand : +4.50 m < Z < +7.00 m (strandgedeelte tussen gemiddelde HW-lijn en duinvoet)*
- *Nat strand : +1.50 m < Z < +4.50 m (strandgedeelte tussen LW- en HW-lijn)*
- *Vooroever : -4.00 m < Z < +1.50 m (overgangszone tussen strandgedeelte en effectieve langsgeul)*
- *Getijdegeul - dieper zeewater : Z < -4.00 m (locatie van "Appelzak"-geul in beschouwde zeebodemdwarsprofiel voor Belgische Oostkust op Z ≈ -6.00 m)*



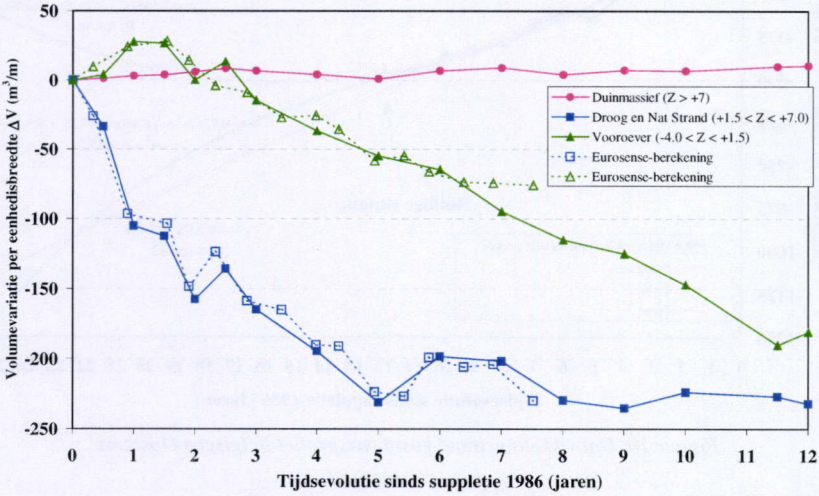
Figuur 7. Tijdsevolutie van het gemiddeld dwarsprofiel (detail strandwaarts gedeelte)

De algemene verlaging van het dwarsprofiel houdt een groot gevaar in: de kust wordt gradueel veel meer blootgesteld aan directe golfimpact, wat vooral bij storm een rechtstreekse aanval op het duinmassief of de zeedijk veroorzaakt. Bemerk ook de zeer goede overeenkomst tussen enerzijds de berekende volumevariatie op basis van de hier beschouwde evolutie van het gemiddeld dwarsprofiel voor de kustsectie (secties 51-60) en anderzijds de volumevariatie berekend op basis van de globale topografie-evolutie van het totale kustgebied (Eurosense-Belfotop n.v.). Deze perfecte overeenkomst (figuur 9) illustreert nogmaals de zeer

grote uniformiteit in het kustprofiel in deze sectie van de Belgische kust waardoor de redenering op een representatief, gemiddeld dwarsprofiel zeker te verantwoorden is.



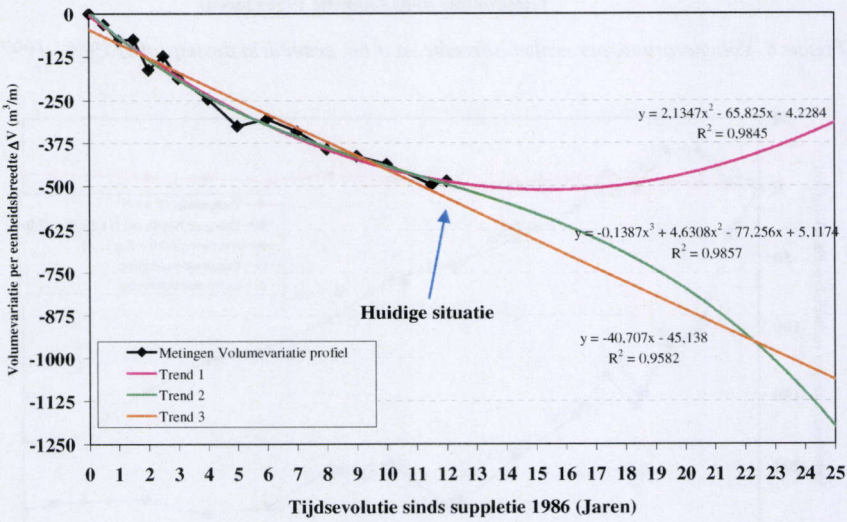
Figuur 8. Volumevariatie per eenheidsbreedte voor het gemiddeld dwarsprofiel 1986 - 1997



Figuur 9. Bathymetrie-evolutie – Volumevariatie per eenheidsbreedte kuststrook

Globaal volume vs Gemiddeld dwarsprofiel van onderzoeksgebied

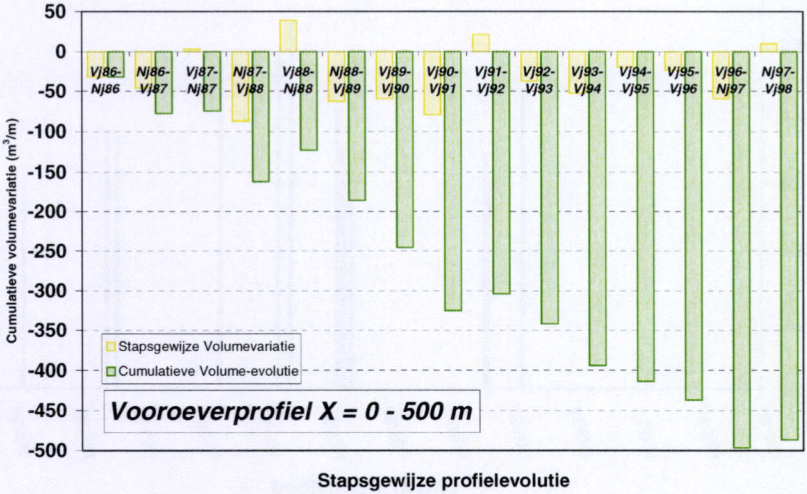
Op basis van deze terreinmetingen is ook een prognose berekend voor de verdere ontwikkeling van het beschouwde kustgebied. Deze trendlijn voor de volumevariatie per eenheidsbreedte van het totale dwarsprofiel (X = 0 - 500 m) kan zuiver analytisch op verschillende manieren, vertrekkend van dezelfde meetgegevens, uitgewerkt worden. Figuur 10 toont de trends zoals bekomen door de respectievelijke regressies. Dergelijke zuiver rekenkundige regressies leiden tot sterk uiteenlopende evolutie-prognoses en dienen uiteraard getoetst te worden aan de randvoorwaarden op het terrein. Het is duidelijk dat, op basis van de (beperkte) tijdreeks, geen absolute trend kan onderscheiden worden. Afhankelijk van het type regressie dat wordt vooropgesteld in de prognose vindt men een verdere, lineaire erosie, een bijna onmiddellijke stagnatie met zelfs latere heraangroei of een sterk groeiende erosie terug. Het moge duidelijk zijn dat dergelijke zuiver rekenkundige prognoses steeds zeer kritisch dienen bekeken te worden. Voor de Belgische Oostkust kunnen de lineaire evolutie of de prognose waarbij een stabilisatie van het kustprofiel wordt bereikt (zonder rekening te houden met de verdere aangroei uit de analytische regressie-curve) als mogelijk realistische voorspellingen naar voren worden geschoven.



Figuur 10. Ontwikkelingstrend kustdwarsprofiel Belgische Oostkust

Ten slotte is ook de stapsgewijze evolutie tussen de opeenvolgende topografie-opnames weergegeven in figuur 11. De respectievelijke volumevariaties tussen de opeenvolgende terreinmetingen worden aldus samengesteld tot de eerder reeds weergegeven

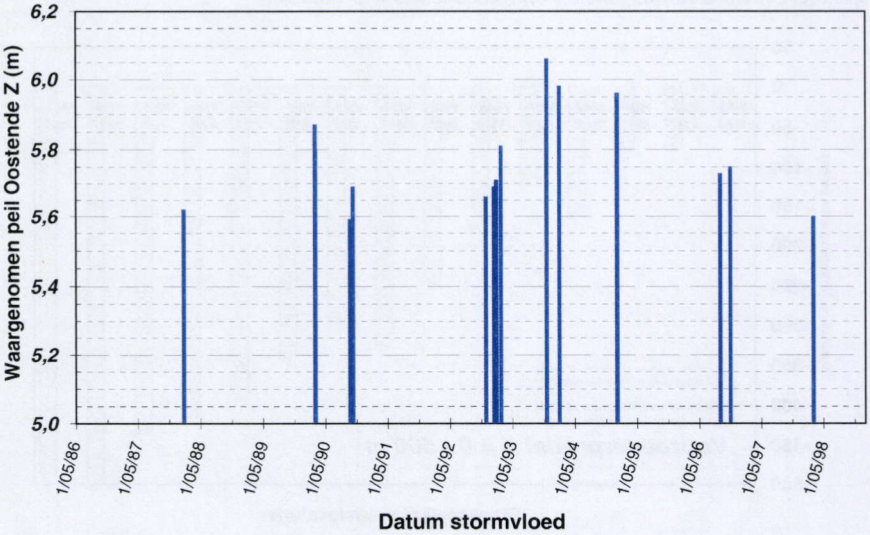
cumulatieve volumevariatie per eenheidsbreedte voor het beschouwde kustgebied (De Wolf et al. [4], 1999). Deze stapsgewijze opbouw van het resulterend profiel laat toe enigszins de specifieke invloed van singuliere stormgebeurtenissen te valideren.



Figuur 11 Volume-evolutie voor karakteristiek dwarsprofiel

Tot en met het najaar 1987 zijn er geen belangrijke stormen voorgekomen. De initiële sterke erosie over het vooroeverprofiel (X = 0-500 m) zijn louter toe te schrijven aan de initiatie-ontwikkeling van het aangelegde suppletieprofiel van 1986 : het dwarsprofiel van deze suppletie wijkt zeer sterk af van de evenwichtsvorm waardoor een belangrijk zandtransport optreedt langs het dwarsprofiel. De tijdelijke stagnatie in het erosieproces tussen voorjaar en najaar 1987 wijst op het einde van deze inauguratie-periode voor de suppletie. De eerste zware storm in het gebied (januari '88) vertaalt zich in een significant erosieverlies tussen najaar 1987 en voorjaar 1988 met daaropvolgend een intermediaire herstelperiode (herprofilering van het storm-dwarsprofiel). De voorjaarsstormen van 1990 worden expliciet teruggevonden in de voorjaarsopnamen van 1990. Naarmate het dwarsprofiel verder evolueert wordt de impact van een singuliere storm minder belangrijk omdat het geërodeerde profiel ondertussen veel vlakker en dus stabieler is geworden (normale stormen van najaar '90 en '92 en voorjaar '93). De zeer zware stormen van november '93 en januari '94 veroorzaken nog even een toename in de volumevariatie tussen voorjaar '93 en voorjaar '94, doch de storm van januari '95 wordt niet expliciet teruggevonden in de resulterende volumevariatie tussen de opnamen van voorjaar '94 en voorjaar '95. Een

stormgebeurtenis wordt bepaald door een grenspeil van +5.40 m TAW. Een overzicht van de stormperiodes in het beschouwde gebied is weergegeven in figuur 12.



Figuur 12. Overzicht van significante stormperiodes vanaf aanleg suppletie 1986

Bij voorgaande omschrijving dient duidelijk vermeld te worden dat het al dan niet voorkomen en de mogelijke impact van een stormgebeurtenis enkel op basis van het stormvloedpeil wordt gedefinieerd. Andere zeer belangrijke invloedsparameters als stormduur, golfklimaat of windveldkarakteristieken zijn hier niet geanalyseerd. Daarenboven is, ondanks de halfjaarlijkse meetgegevens, de tijd tussen twee opeenvolgende opnames té lang om de expliciete impact van een singuliere storm te verifiëren. Immers, het kustprofiel kan na de stormperiode zich geheel of gedeeltelijk hersteld of geherprofileerd hebben voor de volgende meetcampagne. Algemeen kan men toch stellen dat de impact van een singuliere storm kleiner wordt naarmate het dwarsprofiel dichter naar zijn evenwichtsvorm (vlakker) evolueert. De structurele erosie in deze kustzone zorgt voor een fundamentele sedimenttransportbeweging langs het dwarsprofiel waar bovenop singuliere stormgebeurtenissen enkel voor een lokale en tijdelijke versterking van deze evolutie zorgen.

Verdere, meer specifieke studies (zowel in ruimtelijke zin als in een tijdsperspectief) zijn zeker nodig om de relatie tussen storm-voorkomen en ontwikkeling van het kustprofiel

nauwkeurig uit te werken. Bijkomende gegevens omtrent de stormen, na de suppletie van 1986, zijn verzameld in onderstaande tabel 1.

De stormvloeden te Oostende (1928 - 1990)									
Bron : Atlas van Hydro-meteo waarnemingen voor de Vlaamse Kust									
aangevuld met									
1) gegevens uit artikel Leefmilieu & Infrastructuur uit 1993 (feb 1990 - oct 1990)									
2) niet-gepubliceerde gegevens van Hydrografie (oct 1990 - feb 1998)									
3) data uit getijdeboekjes, 3-uurlijkse waarneming Staketsel Oostende									
	Stormvloed TAW-peil (m)	1e HW [m]	2e HW [m]	Max Wind (Beaufort)	Max Zeegang [m]	Stormduur in uren (Bfrt >= 8)	Wind richting (graden)	Wind richting	Opzet [m]
22/jan/88	5.51	4.64	4.69	9.0	6.0	12	337.50	N	0.8
27/feb/90	5.62	4.87	4.90	9.0	5.0		303.75		0.8
28/feb/90	5.69	4.90	4.87	9.5	6.0		258.75		0.8
1/mrt/90	5.66	4.85	4.73	9.5	6.0	36	292.50	W	0.8
20/sep/90	5.48	4.86	4.77	6.0	4.0	0	315.00	NW	0.6
7/okt/90	5.58	5.02	5.08	6.5	4.0	0	348.75	N	0.5
26/nov/92	5.55	4.68	4.76	11.5	5.0	6	236.25	ZW	0.9
11/jan/93	5.58	4.76	4.93	8.5	4.5		225.00	ZW	0.7
25/jan/93	5.60	4.60	4.64	8.5	5.0	15	315.00	NW	1.0
21/feb/93	5.46	4.46	4.58	8.5	5.0		315.00		1.0
21/feb/93	5.70	4.46	4.58	8.5	5.0	15		NW	1.1
14/nov/93	5.75	4.82	4.93	10.5	6.0		281.25		0.8
15/nov/93	5.95	4.85	4.97	10.5	6.0	27	337.50	NW	1.1
28/jan/94	5.87	4.56	4.77	9.5	6.0	24	292.50	W	1.1
1/jan/95	5.53	4.57	4.77	7.5	4.0				0.8
2/jan/95	5.85	4.67	4.87	8.5	5.0		348.75		1.2
2/jan/95	5.72	4.67	4.87	8.5	5.0	9		N	1.2
29/aug/96	5.62	4.93	4.85	9.5	5.0	18	315.00	NW	0.8
29/okt/96	5.64	4.79	4.86	8.5	5.0	4	315.00	NW	0.8

Tabel 1. Karakteristieken van significante stormen in de periode 1986 - 1996

Opmerkelijk is de overeenkomst met de eerdere analyse. De singuliere stormen van februari 1990 *(lichtgroen in tabel 1)*(zeer lange duur - westenwind - grote intensiteit), november 1993 *(rood in tabel 1)* en januari 1994 *(lichtgeel)* (continue stormperiode over 24 uren - westenwind - grote kracht) worden hier inderdaad opnieuw als zeer significant gevalideerd. De belangrijke transportimpact op het dwarsprofiel bij deze stormgebeurtenissen is dan ook een natuurlijke zaak. De storm van januari 1995 *(grijs in tabel 1)* vertoont een afgevlakt, gespreid in de tijd, discreet intensiteitsprofiel (met enkele singuliere piekmomenten) en is gekenmerkt door een noordenwind, wat duidelijk een minder directe impact heeft op de transportontwikkelingen van het kustprofiel. Ter illustratie is in figuur 13 een beeld van het strand ter hoogte van Sectie 58/59 te Knokke-Zoute onmiddellijk na de storm opgenomen. Volgens het uitgebreid stormverslag van deze periode ("STORM 95.002" AWZ - Waterwegen Kust [1], 1995) was, ondanks de voordien aangebrachte strandaanvulling net voor de bestaande duinvoet, aan de zeezijde reeds een erosieklif van meer dan 1 m

gevormd begin december; terwijl op het einde van de storm het aangebracht zand reeds volledig verdwenen was. Figuur 14 toont het resulterend dwarsprofiel ter hoogte van de Lekkerbek, waar naast de expliciete erosieklif zeewaarts van de zeedijk ook duidelijk de aantasting van de rijsthouthagen bemerkt kan worden. De figuren 13 en 14 illustreren duidelijk de nefaste impact van singuliere stormgebeurtenissen op de ontwikkeling van het dwarsprofiel in het beschouwde kustgebied. Deze stormerosie is zo nefast precies doordat het zeewaartse afgeslagen strandzand niet enkel tijdelijk op de vooroever terechtkomt, maar wel definitief in de "Appelzak"-getijdegeul lateraal verloren gaat.

Figuur 13. Erosieklif op droog strand tegen zeedijk te Knokke-Zoute.

Figuur 14. Stormimpact op duinenstrook ter hoogte van Lekkerbek, Knokke

Figuur 15. Aantasting van droogstrandberm (expliciete erosieklif) in sectie 51, Knokke-Zoute tijdens storm van 29 augustus 1996 (AWZ - Waterwegen Kust [1], 1996)

De specifieke stormimpact op de ogenblikkelijke vorming van het dwarskustprofiel dient verder onderzocht te worden op basis van gedetailleerde registraties van zowel de hydrodynamische impact als de lokale bathymetrie kort voor en onmiddellijk na de singuliere stormgebeurtenis. Tot op vandaag blijven de stormregistraties beperkt tot singuliere, lossstaande acties zonder enige consistentie in methodolgie en analyse. De beschikbare stormverslagen voor de Belgische Kust zijn meestal slechts een inventaris van de opgelopen schade, zonder verdere analyse naar oorzaken, ontwikkeling of impact van de stormgebeurtenis. Een ideale meetcampagne om de ontwikkeling van een lokaal kustdwarsprofiel bij een singuliere stormgebeurtenis te volgen bestaat uit een plaatselijke detailopname met volgende tijdssequentie :

- registratie van de initiële bathymetrie (voor het stormgebeuren)
- opname onmiddellijk na of tijdens de uitloop van de storm
- 14-daagse registratie van het resulterende dwarsprofiel tot aan de volgende standaard-routine opmeting van de globale bathymetrie

4.5 BESLUIT

Met aangepaste en zeer accurate meetapparatuur wordt op regelmatige tijdsbasis een volledig, resulterend beeld van de volledige kusttopografie (van het duinmassief tot aan de diepwaterzone) verzameld. Deze schat aan terreingegevens (vooral voor de Belgische Oostkust) is zeker uniek te noemen. Het unieke karakter van deze dataset ligt zowel op het vlak van de systematische tijdregistraties (consistent om de 6 maanden gedurende een aanéénsluitende periode van 1977 tot op vandaag 2000) als in de ruimtelijke volledigheid voor de beschouwde kuststrook. Deze terreingegevens illustreren duidelijk de vooropgestelde, theoretische sedimenttransportbewegingen in het kustgebied waarbij een continue wisselwerking tussen dwars- en langstransport voor een structurele erosie zorgen. Dergelijke in-situ data vormen een ideaal referentiekader om verdere fysische experimenten en mathematische modelleringsresultaten te valideren en te calibreren. De impact van singuliere stormgebeurtenissen bovenop de structurele erosie in het kustgebied wordt duidelijk geïdentificeerd aan de hand van enkele illustratieve inventarisgegevens. Tegelijk wordt ook het relatieve belang van dergelijke stormen voor de ontwikkeling van het dwarsprofiel aangeduid. Momentopnamen in een beperkt kustgebied voor deze singuliere stormimpact vergen een aangepast meetprogramma, als aanvulling bij de bestaande meetmethodologie.

4.6 REFERENTIES

1. Administratie Waterwegen en Zeewezen - Afdeling Waterwegen Kust; Stormverslag, STORM 95.002 van 31/12/94-03/01/95, STORM 96.002 van 19/02/96, STORM 96.004 van 29/08/96.

2. Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen - Dienst der Kusthavens (1994), Evolutie van strand en vooroever te Knokke-Zoute (KNOK 94.001).

3. De Wolf P., Fransaer D., Van Sieleghem J. and Houthuys R. (1993), Morphological trends of the Belgian Coast shown by 10 years of remote-sensing based surveying, Coastal Zone '93.

4. De Wolf P., Fransaer D. en Houthuys R. (1999), Morphological trends of the Belgian Coast shown by 20 years of remote-sensing based surveying, Coastal Zone '99.

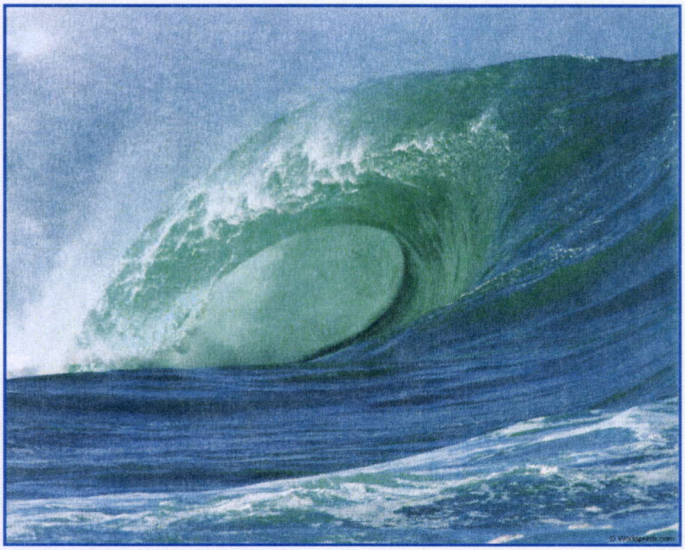
5. Fransaer D. (1992), Hydrographic and Photogrammetric surveys in coastal environments, Zeitschrift für Vermessungswesen Jahrg. 117 Hef 8/9 p. 487.

6. Kerckaert P., Maes E., Fransaer D. and Van Rensbergen J. (1990), Monitoring shore and dune morphology using bathymetric soundings and remote sensing techniques, Proceedings 27th Int. PIANC-Congres S.II pp. 89 - 96, Osaka (Japan).

7. Maes E. (1985); Ontwikkeling van een meetvaartuig voor snelle lodingen in de Noordzee : het BEASAC-project, Water No. 25, p. 174-177, VZW Wel.

DEEL B

Dwarsprofielmodellering

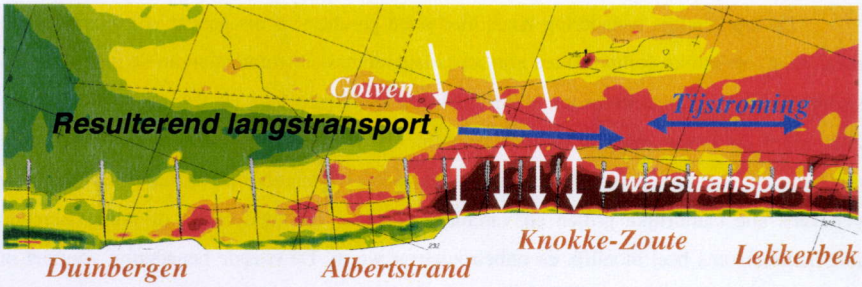


HOOFDSTUK 1

FILOSOFISCHE SITUERING VAN HET ONDERZOEK

1.1. INLEIDING

Na de algemene beschrijvingen uit deel A van respectievelijk de zandsuppletie, het dwarstransport in de kustnabije zone en de Belgische Oostkust worden in dit deel B van het proefschrift de drie vooropgestelde, afzonderlijke eenheden van het onderzoek samengebracht om een projectmatige benadering van het kustverdedigingssysteem met behulp van profielsuppleties voor de Belgische Oostkust uit te werken. Deze drie componenten van het onderzoek betreffen de numerieke simulatie, de fysische modelstudie in het laboratorium en de terreinmetingen. Uit de gedetailleerde beschrijving van het onderzoeksgebied ten oosten van de haven van Zeebrugge (differentiële hoogtekaart in figuur 1 - groen = aangroei / rood = erosie) blijkt onmiddellijk dat sedimenttransportfenomenen zich niet louter in dwarse zin (bijna loodrecht invallende golven) maar ook in langse zin (door de sterke resulterende tijstroming) manifesteren. Toch maakt de ruimtelijke verdeling van beide processen in het kustgebied een gescheiden aanpak mogelijk. De langse tijstroming situeert zich immers hoofdzakelijk in de lokale getijdegeul op de zeewaartse zijde van de vooroever, terwijl de dwarse profielontwikkeling zich vooral op het natstrand en de strandwaartse rand van de vooroever afspeelt. Daarbij komt nog dat de voorziene profielsuppleties in dit kustgebied toch niet verder reiken dan de overgangszone tussen langse getijstroom en dwarse golfinslag. Daarom is in deze benadering voor een studie in twee opeenvolgende stappen gekozen :



Figuur 1. Sedimenttransportfenomenen in het onderzoeksgebied van de Belgische Oostkust

1. De stabiliteit van de profielsuppletie onder dwarstransportmechanismen wordt in detail geanalyseerd en uitgewerkt (dit deel B).
2. Verificatie van de bekomen kustverdediging in het volledige kustgebied, waarbij de interactie met het langstransport wordt nagegaan (deel C).

Bij de beschrijving van het dwarstransport in het kustprofiel worden, zoals eerder reeds vermeld, drie onderzoekscomponenten simultaan en interactief ontwikkeld : de fysische laboratoriumproeven, de terreinmetingen en de numerieke modellering. Niet zozeer het nieuwe of vernieuwende in één van de aspecten maakt deze studie uniek, doch wel de volledig ontwikkelde synergie tussen de drie onderdelen. Inderdaad, een voortdurende uitwisseling met of toetsing aan gegevens van een andere benadering verrijkt de studie tot een boeiend interactief geheel. Deze volledige integratie tussen fysische en mathematische modellering en in situ-gegevens wordt zelden of nooit ontplooid bij een effectieve projectstudie rond kustverdediging. Tegelijk worden met de respectievelijke ontwikkeling van elk onderzoeksonderdeel de specifieke mogelijkheden en gebeurlijke tekortkomingen in elke benadering aangeduid en tegelijk gesitueerd in een breder, aanvullend kader van het gehele onderzoeksproject. Het complementaire in elke onderzoeksmethodiek wordt hiermee treffend geïllustreerd. De zandsuppleties voor de Belgische Oostkust vormen hierbij een zeer handig werkinstrument, gezien de rijkdom aan informatie omtrent dit kustgebied en de kritieke ontwerpcondities waardoor een "complexe" kustverdedigingsvorm noodzakelijk wordt.

1.2. SYNERGIE VAN DE DRIE ONDERZOEKSCOMPONENTEN IN EEN KUSTVERDEDIGINGSPROJECT

De drievoudige benadering zoals hierboven geschetst is als geheel vrij uitzonderlijk, maar de afzonderlijke componenten zijn reeds lang de basisinstrumenten om de ingewikkelde stromings- en transportfenomenen in kustgebieden te onderzoeken. De veldregistraties zijn op zich zeker de meest realistische data omtrent het werkelijke fysische proces maar deze metingen blijven zeer duur en moeilijk uit te voeren. Daarenboven bevatten deze in situ-gegevens alle natuurlijke grillen en variaties, waardoor een analytische of synthetiserende interpretatie soms heel moeilijk en onbetrouwbaar wordt. De tweede benadering voorziet in het gebruik van fysische schaalmodellen als werkinstrument. Dergelijke modellen zijn kleiner, goedkoper en makkelijker hanteerbaar, maar vormen steeds min of meer een

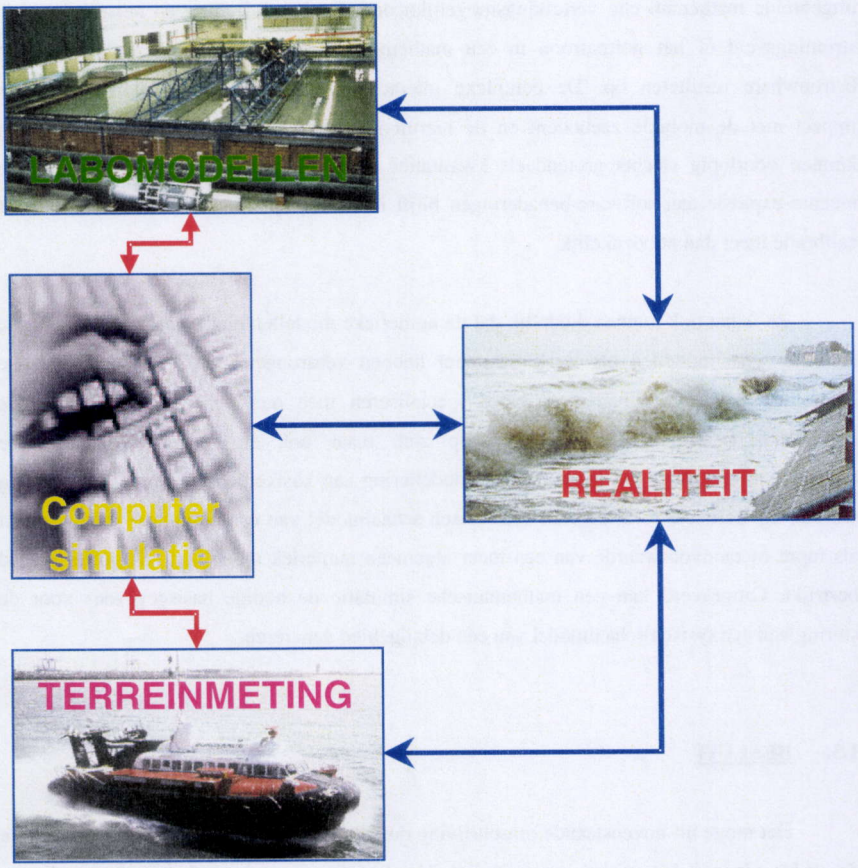
simplificatie van de werkelijkheid. Voor de "routinestudies" worden deze fysische modellen vandaag meestal verdrongen door numerieke ontwerpsimulaties via computer. Complexe problemen zoals golfbreking, dwarstransportontwikkeling of golfturbulentie dienen, bij gebrek aan mathematische vertolking, nog steeds in een fysisch laboratoriummodel onderzocht te worden. Zowel een fysische als een mathematische modellering laten, in tegenstelling tot de terreinmetingen, een perfecte controle en herhaalbaarheid toe waardoor calibratie en verificatie makkelijk en precies kunnen uitgevoerd worden. De recente, groeiende impact van de numerieke modellering als ontwerpinstrument in de kusthydraulica is grotendeels te danken aan de sterk verruimde mogelijkheden van computers, tezamen met de groeiende inzichten in de fysische processen, nieuwe numerieke oplossingstechnieken en uitgebreide mathematische vertolkingsmogelijkheden. De beschrijving van het resulterende stromingsveld of het golfpatroon in een mathematisch model levert zeer realistische en betrouwbare resultaten op. De complexe interactie van bovenstaande hydrodynamische impact met de mobiele zeebodem en de hieruit resulterende sedimenttransportfenomenen kunnen voorlopig slechts grotendeels kwalitatief numeriek vertaald worden. Ondanks de recente explosie aan software-benaderingen blijft in deze toepassing zeker verificatie en/of calibratie meer dan noodzakelijk.

Zo is het ook meteen duidelijk dat de numerieke modellen niet zomaar en absoluut de fysische schaalmodellen als werkinstrument hebben verdrongen. Meer zelfs, de fysische laboratoriumstudies evolueren of beter specialiseren mee met de ontwikkeling van de mathematische simulaties, niet enkel op zich maar ook en vooral als interactieve ondersteuning in de zogenaamde hybride modellering van kustverdedigingsprojecten. Hierbij worden bijvoorbeeld resultaten uit een fysisch schaalmodel van een complexe zone gebruikt als input of randvoorwaarde van een meer algemeen numeriek model dat een groter gebied bestrijkt. Omgekeerd kan een mathematische simulatie de nodige basisgegevens voor de sturing van een fysisch schaalmodel van een detailgebied genereren.

1.3. BESLUIT

Het moge uit bovenstaande omschrijving duidelijk zijn dat hier een ingenieurswerk, in de strikte zin van het woord, ter tafel ligt. Het beschreven onderzoek betreft een directe toepassing van bestaande technologieën om tot een concrete oplossing van het

kustverdedigingsaspect voor de Belgisch Oostkust te komen. Uniek aan deze benadering is wel de absolute synergie tussen de drie beschikbare onderzoekscomponenten. Het civieltechnische ontwerp van een optimale zandsuppletievorm voor dit onderzoeksgebied gebruikt complementair en interactief het fysisch modelleren, de mathematische simulaties en de beschikbare terreinmetingen. Niet zozeer een vernieuwend inzicht, een alternatieve beschrijving of een nieuwe mathematische benadering zijn beoogd, maar wel een overkoepelende synthese van de beschikbare onderzoeksmiddelen en hun respectievelijke resultaten om uiteindelijk tot een samenhangende, gefundeerde ontwerpmethodiek voor zandsuppleties te komen.



Figuur 2. Drie ontwerpinstrumenten voor een degelijke kustverdediging

HOOFDSTUK 2

FYSISCHE SCHAALMODELLEN

2.1. INLEIDING

Ondanks de zeer grote moeilijkheden om een fysisch schaalmodel met beweegbare bodem goed te ontwerpen, te valideren en te analyseren blijft de noodzaak bestaan om dergelijk onderzoek uit te voeren. Immers, beide alternatieve benaderingen (zowel de numerieke berekeningen als de in-situ meetcampagnes) kampen met hun eigen problemen en tekortkomingen. Ondanks de recente ontwikkeling van computercapaciteiten en software-instrumenten blijft het zeer moeilijk om de complexe fenomenen, geassocieerd met de fysische interacties tussen waterbewegingen en sedimenttransport, in éénduidige mathematische uitdrukkingen te gieten. Anderzijds zijn terreinmetingen tegelijk zeer arbeidsintensief en uiterst duur. Daarenboven geldt nog dat voor een fundamenteel onderzoek de bepalende parameters niet controleerbaar of manipuleerbaar zijn. Daarom blijven fysische modelexperimenten nog steeds hun plaats behouden als derde, evenwaardig alternatief in een globale onderzoeksbenadering. De drie onderzoeksmethoden dienen echter simultaan en interactief ontwikkeld te worden, zodat een voortdurende wisselwerking kan leiden tot een wederzijds uitvlakken van de respectievelijke tekortkomingen. Uiteindelijk wordt een optimale oplossing bekomen als integratie van de drie onderzoeksmethoden (Lundgren [30], 1978).

Ook bij een fysisch model met beweegbare bodem zijn zeker een aantal problemen en tekortkomingen te detecteren. Om een goed verkleind schaalmodel te ontwerpen is een fundamenteel begrip van de in werkelijkheid optredende fysische processen strikt noodzakelijk. Vooral de identificatie van de dominante krachten die werken in het beschouwde model is noodzakelijk voor de ontwikkeling van een werkbaar en betrouwbaar fysisch schaalmodel. Immers, een volledige simulatie van alle relevante fysische processen (met hun relatief belang en specifieke impact) is onmogelijk in een schaalmodel met beweegbare bodem. Een duidelijke omschrijving van zowel de dominante hydrodynamische krachten als de responsmechanismen van de sedimenten vormt de basis voor een onderbouwd ontwerp. Zo kan een goed ontworpen

schaalmodel voor de strandzone een totaal verkeerd beeld opleveren voor de ontwikkeling buiten de brekerszone, in diep water. De verdere ontplooiing en validatie van het fysisch schaalmodel dienen te gebeuren met behulp van veldmetingen (effectief calibreren) of aan de hand van modelproeven op ware grootte (schaaleffecten identificeren). Het operationele fysisch model vormt aldus een volwaardig onderzoeksinstrument met enkele significante voordelen:

- Geen mathematische vertolking van fysische processen nodig. De fysische fenomenen worden in het model zelf gegenereerd.
- Complexe configuraties kunnen (in meerdere alternatieven) worden onderzocht.
- Aangepaste meettechnieken en visualisatiemethode verzekeren een preciese interpretatie van de fysische processen en hun impact op het sedimentbed in het model.
- Gecontroleerde parameterstudies voor bepalende fenomenen kunnen uitgewerkt worden.

Ten slotte dient samen met Bijker ([2], 1982) en Kamphuis ([21], 1984) gewaarschuwd voor het 'onoordeelkundig' gebruik van een fysisch schaalmodel. De interpretatie van de resultaten, gemeten in een verkleind model, dient zeker met de nodige expertise en voorzichtigheid ontplooid te worden. Daarom blijft fysische modellering van kustfenomenen nog steeds een wankel evenwicht tussen ervaring, kunde en wetenschap.

2.2. MORFOLOGISCHE VERSCHALING

2.2.1. Hydrodynamische verschaling

De verschaling van de hydrodynamische krachten gebeurt bij de meeste kustmodellen met behulp van de Froude-benadering aangezien meestal een stroming-/golfimpact bij vrij wateroppervlak optreedt in het model. Net als bij de riviermodellering worden door deze keuze à priori viskeuze schaaleffecten uitgeschakeld. De Reynolds-gelijkvormigheid wordt niet gerealiseerd in het kustmodel, wat betekent dat in de grenslaag nabij de (beweegbare) bodem een turbulente stroming wordt verondersteld. In de meeste kustmodellen (zeker in de brekerszone) is deze aanname realistisch en blijft bijgevolg ook de voorwaarde van overeenkomstige bodemruwheid minder belangrijk zolang de grenslaag zich in de turbulente zone situeert.

Een correcte hydrodynamische verschaling volgens Froude steunt op de geometrische, *niet* gedistorteerde verschaling van de modelafmetingen in drie dimensies. Principieel kunnen de schaalwetten voor de hydrodynamica uit het Froudemodel geschreven worden als :

$$\alpha_s = \alpha_{hor} = \alpha_{vert} = \text{geometrische schaal} = \frac{l_{werk}}{l_{model}} = \frac{b_{werk}}{b_{model}} = \frac{d_{werk}}{d_{model}} \Rightarrow \textbf{GEEN distortie}$$

l = lengte, b = breedte, d = diepte

$\alpha_{tijd} = \sqrt{\alpha_s}$ hydrodynamische tijdsschaal

$\alpha_U = \sqrt{\alpha_s}$ schaalfactor voor stroomsnelheid U

$\alpha_H = \alpha_L = \alpha_{hor}$ schaalfactoren voor golfkarakteristieken (golfhoogte H, -lengte L)

$\alpha_T = \alpha_{tijd}$ schaalfactor voor golfperiode T

Door deze geometrische niet-gedistorteerde verschaling voor de invallende golven aan te houden worden ook gelijkvormige golven in het model gegenereerd. Aldus gebeuren fenomenen als shoaling, refractie en breking op geometrische gelijkvormige locaties en tijdsmomenten in het model, waardoor het golfbeeld in het fysisch schaalmodel perfect overeenstemt met de werkelijkheid. De voornaamste drijvende kracht in het dwarstransport (golfinslag) wordt zo alvast in een fysisch gelijkvormige vorm gerealiseerd. Fundamenteel wordt de verschaling in een kustmodel steeds benaderd vanuit een (korte) golfmodellering waarin gebeurlijk een (langse) getijstroming wordt toegevoegd.

2.2.2. Sedimenttransportmodellen

Naast de hydrodynamische parameters moeten in een fysisch schaalmodel met beweegbare bodem ook de bewegingen van de sedimenten "gelijkvormig" worden vertaald vanuit de werkelijkheid. Voor de morfologische verschaling worden, vertrekkend van de bepalende, fysische parameters ter karakterisering van de sedimenten en hun interactie met de hydrodynamica, vijf dimensieloze grootheden aangeduid om de sediment-gelijkvormigheid weer te geven.

1. Het korrel-Reynoldsgetal $\mathrm{Re}_* = \dfrac{u_* D}{\nu}$

2. Het densimetrisch Froudegetal (Froude mobiliteitsgetal)

$$Fr_* = \frac{u_*^2}{(s-1)\,\mathrm{g}\,D} = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)\,\mathrm{g}\,\mathrm{D}}$$

met $u_* = \sqrt{\dfrac{\tau_b}{\rho}}$ = schuifspanningssnelheid ("shear velocity")

τ_b = bodemschuifspanning

D = karakteristieke korreldiameter

g = 9.81 m/s² (valversnelling)

ν = kinematische viscositeit van vloeistof

ρ = vloeistof densiteit (1000 kg/m³ voor zoet water)

ρ_s = vloeistof densiteit (2650 kg/m³ voor kwartszand)

s $= \dfrac{\rho_s}{\rho}$ = relatieve densiteit

Deze beide dimensieloze grootheden vormen de coördinaten van het klassieke Shields-diagramma waarbij het bodemtransport onder schuifspanningsactie wordt beschouwd.

3. De relatieve densiteit $s = \dfrac{\rho_s}{\rho}$

4. De relatieve lengte H/D (voor korte golf) of h/D (voor lange golf)

5. Het Dean-getal $\dfrac{H}{w\,T}$

Met H = golfhoogte

w = sediment-bezinkingssnelheid

T = golfperiode

Voor het eerst ingevoerd door Dalrymple en Thompson (Hughes et al [12], 1990) om het suspensietransport, als tweede sedimenttransporttype, toe te voegen bij de traditionele bodemtransportvorm waarbij het transport aangedreven is door de schuifspanningen in de bodemgrenslaag.

Dit dimensieloos getal drukt precies de verhouding uit tussen het bezinkingsproces van de sedimenten (tegenactie voor gesuspendeerd transport) en de turbulente schuifspanningen vooral geïnduceerd door golfbreking (initiatie van suspensie van de sedimenten).

Wanneer bovenstaande vijf dimensieloze grootheden gelijk zijn in model en werkelijkheid, wordt het sedimenttransport (zowel het bodem- als het suspensietransport) perfect gesimuleerd in het schaalmodel. Enkele rudimentaire beschouwingen maken evenwel al snel duidelijk dat een perfecte verschaling in een schaalmodel onmogelijk is. Immers, de praktische ontwerpkeuze voor een fysisch schaalmodel wordt door externe factoren sterk gelimiteerd :

- Door de grote hoeveelheid benodigde vloeistof is er weinig alternatief voor 'gewoon water' als modelvloeistof.
- Niet-cohesieve sedimenten (zand, grind, ...) uit de realiteit dienen ook als niet-cohesief materiaal in het model gebracht te worden om de fundamentele sedimenttransportfenomenen in het model te behouden. Hierdoor kan geen onbeperkte verschaling (in relatie tot de geometrische verschaling) van de korreldiameter gebeuren.
- Gelimiteerde beschikbaarheid van sedimentsoorten (korreldiameter, densiteit, vorm, ...) samen met de beperkte toepasbaarheid van 'lichte' sedimenten als alternatieve benadering zoals bij unidirectionele stroming.

Ten slotte dient nogmaals opgemerkt dat er in een fysisch kustmodel twee verschillende types sedimenttransport (bodem- versus suspensietransport) kunnen optreden in verschillende zones van het schaalmodel. Geen enkel model slaagt erin om beide transportfenomenen tegelijk volledig dynamisch en morfologisch gelijkvormig te simuleren in één enkele benadering. Daarom dient een optimale keuze gemaakt, om de meest pertinente sedimenttransportfenomenen in het schaalmodel te brengen en de impact door het negeren van de 'andere' transportwijze te minimaliseren (Silvester [47], 1974). Principieel worden dus twee types onderscheiden :

- Het schaalmodel waarin het bodemtransport (sedimentbeweging in een dunne laag langsheen de bodem) de dominante sedimenttransportfenomenen uitmaakt.
- Het model waarbij het zwevend transport (verplaatsing van sedimentdeeltjes gesuspendeerd in de waterkolom) de belangrijkste vorm van sedimenttransport uitmaakt in het beschouwde kustgebied.

2.2.3. Morfologische verschaling bij dominantie van bodemtransport als sedimenttransporttype

Zoals reeds eerder aangegeven bepaalt bij deze wijze van sedimenttransport vooral de schuifspanningsactie op de sedimentbodem het initiëren en het ontwikkelen van bodemtransport. In kustmodellen komt dergelijke situatie voornamelijk voor buiten de brandingszone, waar de rechtstreekse golfimpact eerder beperkt is en de invloed van (getij)stromingen belangrijk is. Van de eerder aangeduide dimensieloze grootheden wordt hier het Deangetal buiten beschouwing gelaten, precies omdat het suspensietransport als niet-significant wordt gesteld.
Vertrekkend van de vier overgebleven dimensieloze grootheden wordt de sedimentgelijkvormigheid benaderd in vier verschillende modellen, al naargelang de benaderingen (Kamphuis [21], 1984) :

	Re_*	Fr_*	ρ_s/ρ	H/D
Best-model		X	X	X
Lichtgewicht-model	X	X		
Froude-model		X		
Zand-model			X	

Tabel 1. Overzicht sedimentmodellen, bodemtransportdominantie

In bovenstaande tabel is aangegeven welke gelijkvormigheidseisen in de respectievelijke modellen zijn voldaan. Hieronder wordt kort geschetst wat de verschillende benaderingen, veronderstellingen en beperkingen van de beschouwde modellen inhouden, zonder echter al té zeer in detail te treden.

In het 'Best-model' wordt de verschaling in het schaalmodel het meest gelijkvormig uitgewerkt : enkel de viskeuze schaaleffecten en de ruwheidsfactoren zijn niet geometrisch verschaald in het model. Maar de beperkte ontwerpvrijheid (slechts één parameter vrij te kiezen) en de dwingende eis tot geometrische verschaling van de korreldiameter limiteren de praktische toepasbaarheid van dit model. Het 'Lichtgewicht-model' simuleert perfect het begin van beweging doordat de verschaling in het Shields-diagram geplaatst wordt (Wens [61], 1990). Het gebruik van lichtgewicht-materialen houdt evenwel nogal wat praktische problemen in zoals de porositeit, het verschillend gedrag onder of boven water (bijvoorbeeld bij golfoploop), bedvormen en de bodemruwheid, een vertekende relatieve densiteit waardoor de sedimentdeeltjes in het schaalmodel sneller in suspensie gaan dan in het prototype. Voor kustmodellen waar golfagitatie de voornaamste aandrijvende kracht voor het sedimenttransport vormt, wordt nog zelden met lichtgewicht-sedimenten gewerkt; precies omdat onder brekende golven de geassocieerde turbulentie hoofdzakelijk suspensietransport genereert. In schaalmodellen waar precies de stroomimpact (van een getijdestroming bijvoorbeeld) en het begin van beweging (bodemtransport) wordt bekeken, kunnen bakeliet en kunstparelmoer (nacre) als lichtgewicht-modelsedimenten wel als volwaardig alternatief gebruikt worden. Bij het Froude-model komt het viskeuze schaaleffect van het 'Best-model' bovenop de hierboven geformuleerde beperkingen van het 'Lichtgewicht-model'. Ten slotte wordt hier nogmaals het belang van een degelijke calibratie van het fysisch schaalmodel op basis van prototype-resultaten aangeduid. Om tot een gefundeerde morfologische tijdschaal te komen is een vergelijking tussen de responstijd van het model en de werkelijkheid onmisbaar om een betrouwbaar onderzoeksinstrument en mogelijk voorspellingsmodel te verkrijgen.

2.2.4. Morfologische verschaling bij dominantie van suspensietransport als sedimenttransporttype

Het zwevend sedimenttransport is dominant wanneer de transportfenomenen geïnduceerd worden door de sterk turbulente waterbewegingen in de betreffende kuststrook. Deze turbulentie tilt de sedimentkorrels van de bodem op in de waterkolom waar de deeltjes in suspensie worden getransporteerd. Deze processen zijn zeer belangrijk in de kustzone daar precies de turbulentiefenomenen verantwoordelijk zijn voor strand- en duinafslag, lokale afzettingen of

erosie, vooral bij storm. Onmiddellijk dient hier gesteld dat de (gebeurlijke) strandopbouw onder lange golven (bij kalm weer) zeker niet morfologisch gelijkvormig gemodelleerd wordt daar hier vooral de schuifspanningen langs de bodem voor het strandwaartse transport verantwoordelijk zijn (bodemtransport-dominantie). Men kan hier dus a priori stellen dat dergelijk fysisch schaalmodel vooral de erosieve impact van verschillende golven simuleert, maar dat een gebeurlijke (her-) opbouw van het strand onder normale golfimpact (lange golven) niet gelijkvormig gemodelleerd wordt.

Suspensietransport is als transporttype natuurlijk totaal verschillend van bodemtransport : zowel de aandrijvende hydrodynamische krachten als de interactie met de sedimentdeeltjes verloopt heel anders. Terug vertrekkend van de eerder gedefinieerde vijf dimensieloze grootheden heeft Kamphuis ([23], 1995) enkele aanpassingen geformuleerd voor de turbulente hydrodynamica onder golfimpact in de brekerszone. De gelijkvormigheidscriteria voor een schaalmodel met beweegbare bodem waarbij een geometrisch gelijkvormige verschaling en geen distortie wordt verondersteld, kunnen als volgende schaalwetten worden neergeschreven :

1. Korrel Reynoldsgetal : $$\frac{\sqrt{\alpha_g \alpha_L} \; \alpha_D}{\alpha_\nu} = 1$$

2. Froude Mobiliteitsgetal : $$\frac{\alpha_{u*}^2}{\alpha_g \alpha_D} = 1$$

3. Relatieve densiteit : $$\frac{\alpha_{\rho_s}}{\alpha_\rho} = 1$$

4. Relatieve lengte : $$\frac{\alpha_L}{\alpha_D} = 1$$

5. Relatieve bezinkingssnelheid : $$\frac{\alpha_w}{\sqrt{\alpha_g \alpha_L}} = 1$$

waarbij α_g = schaalfactor voor valversnelling g
(= 1 voor model met vrij wateroppervlak)
α_D = schaalfactor voor karakteristieke korreldiameter D
α_ν = schaalfactor voor kinematische viscositeit ν
(≈ 1 met water als modelvloeistof)
α_{u*} = schaalfactor voor schuifspanningssnelheid u_*
α_w = schaalfactor voor bezinkingssnelheid w

Bovenstaande vijf schaalwetten kunnen onmogelijk allemaal terzelfdertijd worden vervuld, behalve in een model op ware grootte. Daarom ook dienen bij de verschaling van suspensie-gedomineerde sedimenttansportfenomenen een reeks veronderstellingen en/of beperkingen vastgelegd te worden. Vroegere benaderingen zijn ontstaan, niet uit bovenstaande theoretische schaalwetten, maar eerder uit zogenaamde gelijkvormigheidscondities zoals daar zijn gelijkvormige strandhellingen, bezinkingstrajecten of morfologische bedvormen (zoals brekersbanken op de vooroever) (Saville [41], 1957 en Yalin [63], 1971). Later, op het moment dat de bezinkingssnelheid van de sedimenten als belangrijke parameter was geïdentificeerd, zijn verdere theorieën ontwikkeld.

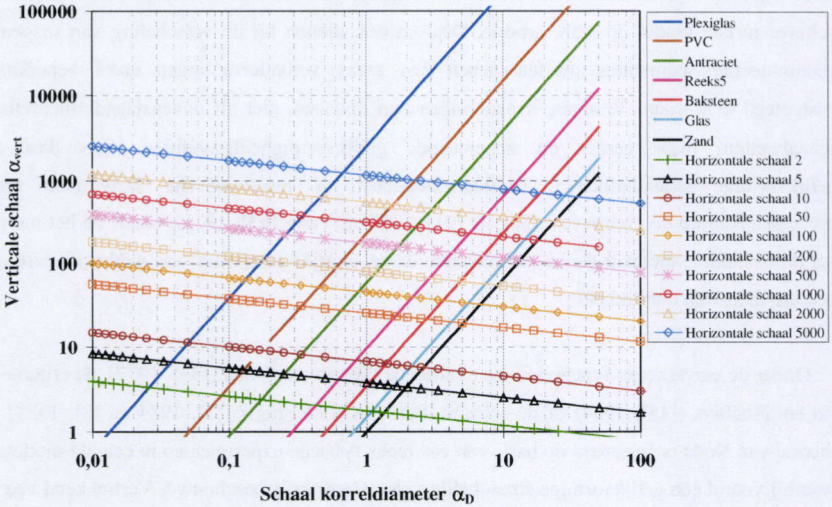
Onder de eerste reeks beschouwingen vallen de theorie van Noda ([33], 1972), de criteria van Ito en Tsuchiya ([15], 1984) of de schaalwetten van Hallermeier ([7], 1984 en [8], 1985). De theorie van Noda is opgesteld op basis van een reeks fysische experimenten in een 2D-modelgoot waarbij vooral een gelijkvormige strandhelling als parameter is beschouwd. Vertrekkend van een niet-gedistorteerd Froude-geschaald hydrodynamisch model zijn onderstaande morfologische schaalwetten afgeleid:

$$\alpha_D(\alpha_{\rho'})^{1.85} = (\alpha_{vert})^{0.55}$$

$$\alpha_{hor} = (\alpha_{vert})^{1.32}(\alpha_{\rho'})^{-0.386}$$

$$\text{waarbij } \rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = \text{genormeerde densiteit.}$$

Opvallend bij deze Noda-verschalingswetten is de ingevoerde distortie voor de sedimenten (strandhelling) ondanks de a priori vastgelegde niet-gedistorteerde hydrodynamische verschaling van de invallende golven. Figuur 1 toont voor verschillende modelmaterialen, in functie van een gekozen horizontale schaal α_{hor}, de relatie tussen de schaalfactor α_D voor de korreldiameter en de vertikale schaal α_{vert}. De Noda-schaalwetten zijn vandaag niet langer populair en worden nog slechts sporadisch gebruikt bij het ontwerp van tracer-modelstudies (Rathbun et al. [39], 1971).



Figuur 1. Noda-verschalingswetten ([33], 1972).

De grootste tekortkoming in het Hallermeier-criterium is de afhankelijkheid van de discrete golfperiode zodat principieel voor elke invallende golf een aangepaste verschaling nodig zou zijn.

Tegenwoordig wordt de morfologische verschaling voornamelijk uitgewerkt op basis van het zogenaamde Dean-getal.

$$\text{Dean-getal} = \frac{H}{w\,T}$$

Door een constant verondersteld Dean-getal in prototype én schaalmodel en een niet gedistorteerde Froude-verschaling van de hydrodynamica kan men in het verkleind schaalmodel een morfologisch gelijkvormige simulatie van de golfontwikkeling, de bezinkingspatronen van de sedimenten, de door de invallende golven geïnduceerde stroomsnelheden en de brekingsfenomenen (met bijhorende turbulentie-ontwikkeling) bekomen. In deze benadering is geen exacte verschaling van de bodemschuifspanning voorzien, zodat hier nog eens expliciet gesteld wordt dat enkel het suspensietransport gelijkvormig wordt verschaald maar fenomenen geassocieerd met bodemtransport (bodemgrenslaag, schuifspanningen en bedvormen)

significante schaaleffecten vertonen. In dit model wordt golfbreking als dominante factor expliciet aangenomen : de sedimenttransportfenomenen zijn hoofdzakelijk erosief en worden veroorzaakt door energetische, turbulente stromingspatronen onder brekende golven in de brandingszone. Typische fenomenen, die duidelijk onder bovenstaande hydrodynamische belastingen vallen, zijn:

- Strand- en duinprofielontwikkeling onder (singuliere) stormgebeurtenissen
- (Initiële) ontwikkeling van suppleties onder (zware) golfimpact
- Stabiliteit van suppleties onder stormcondities
- Korte-termijn-erosie rond bepaalde structuren onder zware golfimpact.

Principieel is de introductie van het Dean-getal als bepalende verschalingsparameter gegroeid uit de beschouwing van het evenwichtsprofiel. Reeds in 1960 formuleerde Valembois een gelijkvormigheidsvoorwaarde voor strandprofielmodellering onder turbulente, brekende golven (Keulegan [24], 1966). De voorwaarde legde een constante verhouding tussen de verticale bezinkingstijd en de horizontale transporttijd van een singulier sedimentdeeltje op. Le Méhauté ([28], 1970 en [29], 1976) formuleerde zijn kinematische gelijkvormigheidsvoorwaarde als volgt: een sedimentdeeltje in suspensie legt horizontaal, respectievelijk verticaal een afstand af die proportioneel is met de horizontale stroomsnelheid enerzijds en met de bezinkingssnelheid anderzijds. Dean voerde de populaire versie van de bezinkingsparameter definitief in als karakteristieke verschalingsparameter (Kriebel et al. [27], 1986). Het Dean-getal kan fysisch worden omschreven als de verhouding tussen de bezinkingstijd (= tijd nodig voor een zanddeeltje om over een afstand van één golfhoogte te bezinken) H/w en de golfperiode T (= agitatie van deeltjes). Meer zelfs, men kan stellen dat indien $H/w \gg T$, het deeltje in suspensie blijft door de golfimpact, terwijl als $H/w \approx T$ de sedimenten bezinken en eerder als bodemtransport verplaatst worden (Hicks et al. [10], 1997).

Door het gebruik van het Dean-getal worden in de fysische schaalmodellen - waar suspensietransport het dominante proces uitmaakt - de belangrijkste schaaleffecten geassocieerd met de niet-geometrische verschaling van de korreldiameter geëlimineerd. In een niet-gedistorteerd schaalmodel – waar de hydrodynamica (golven + stroming) volgens de Froude-wet worden verschaald – leidt een constant Dean-getal tot volgende schaalwet:

$$\frac{H}{wT} = cte \Rightarrow \frac{\alpha_H}{\alpha_w \alpha_T} = 1$$

$$\Rightarrow \alpha_{vert} = \alpha_w \alpha_{tijd}$$

$$\Rightarrow \alpha_s = \alpha_w \sqrt{\alpha_s}$$

$$\text{of } \alpha_w = \sqrt{\alpha_s}$$

Zo leggen in een niet-gedistorteerd schaalmodel de sedimentdeeltjes een geometrisch gelijkvormige (bezinkings-)weg af in een proportionele tijd. Door deze gelijkvormigheid wordt de morfologische tijdschaal automatisch ook gelijk aan de hydrodynamische tijdschaal. Belangrijke reeksen experimenten tonen de praktische bruikbaarheid van het Dean-getal aan als ontwerp-verschalingsparameter om een betrouwbaar fysisch schaalmodel van het strandprofiel te realiseren. Toch dient ook hier enige voorzichtigheid ingebouwd en is een duidelijke perceptie van de tekortkomingen in de verschaling een noodzaak om tot een gefundeerde analyse van de modelresultaten te komen. De voornaamste gebreken in dergelijk ontworpen schaalmodellen (met dominante suspensie) zijn vooral een gevolg van het niet-respecteren van het (constante) Shields-getal. In de brandingszone, waar de turbulentie van brekende golven voldoende groot is, spelen inderdaad de "Shields"-geassocieerde schaaleffecten weinig rol. Doch, buiten de brandingszone treedt naast het dominante suspensietransport ook een belangrijke fractie bodemtransport op. Dit type sedimentbeweging wordt, gezien de verwaarlozing van het Shields-getal, niet correct gelijkvormig gesimuleerd in het model (Sleath [48], 1978). Als gevolg hiervan wordt het strandprofiel wel perfect gelijkvormig ontwikkeld in de brandingszone van het fysisch schaalmodel; maar in dieper water - buiten de brekerszone - wordt het sedimenttransport niet langer gelijkvormig gesimuleerd waardoor het dwarsprofiel hier niet in overeenstemming blijft met de werkelijkheid (Rannieri [38], 1994). Daarenboven dient absoluut gesteld dat strandaangroei niet correct gemodelleerd is in een Deangetal-benadering, tenzij in een prototype-model. Bij geometrisch ongedistorteerde bezinkingsschaalmodellen blijkt dit effect verwaarloosbaar zolang het stranderosieproces ruim de bovenhand heeft in de ontwikkeling van het kustprofiel. Toch dient men er zich van bewust te zijn dat in een trein onregelmatige golven (zelfs tijdens een erosieve stormsessie) enkele singuliere componenten via een

bodemtransportcomponent toch aangroei over het profiel veroorzaken, wat niet correct gesimuleerd wordt in het schaalmodel. In een Dean-schaalmodel is enkel de turbulente suspensiefractie juist verschaald en wordt de beperkt veronderstelde beweging langs de bodem in het model vertekend gegenereerd. Andere secundaire schaaleffecten schuilen in de permeabiliteit van de bodem (Kolkman [25], 1990), de grenslaageffecten (op micro-schaal) onder brekende golven of het gebeurlijk distorteren van het modelprofiel.

Ten slotte dient gesteld dat een verificatie absoluut noodzakelijk is om tot een goed fysisch schaalmodel te komen. Indien betrouwbare veldmetingen beschikbaar zijn, vormen dergelijke (hydrodynamische, sedimentologische en morfologische) gegevens de ideale referentie om de modelresultaten te toetsen en te calibreren. Bij gebrek aan in-situ registraties voor het onderzoeksgebied kan een zogenaamde schaalreeks een mogelijk alternatief zijn. Identieke condities worden voor verschillende (lineaire) schalen uitgewerkt. De serie modelresultaten vormt aldus tegelijk een referentie en toetsing van de toegepaste verschaling (Vellinga [55], 1982). Ondanks uitgebreide verificatie moet steeds de nodige zorg besteed worden bij de extrapolatie van de modelresultaten naar prototype-waarden. De analyse en interpretatie van fysische schaalmodelresultaten blijven nog steeds, naast een ingenieursbezigheid, een stukje "kunst van de meesters".

2.2.5. Bepaling van de bezinkingssnelheid

In een Dean-model vormt de bezinkingssnelheid w de voornaamste ontwerpparameter. Daarom wordt hier expliciet de begroting van de bezinkingssnelheid uitgewerkt. Theoretisch kan de bezinkingssnelheid van sedimentdeeltjes enkel afgeleid worden vanuit de Navier-Stokes vergelijkingen voor een singulier, sferisch deeltje in een stilstaande, viskeuze vloeistof. Voor natuurlijke (hoekige) zandkorrels is geen algemene, theoretische oplossing beschikbaar. Daarom wordt meestal een semi-empirische benadering uitgewerkt waarbij de bezinkingssnelheid w van individuele sedimentdeeltjes in stilstaand water proefondervindelijk wordt bepaald. Zodoende wordt de (complexe) invloed van stromend water en interactieve respons van meerdere sedimentdeeltjes buiten beschouwing gelaten. Hallermeier ([8], 1985) bepaalde een semi-empirische relatie tussen de bezinkingssnelheid en enkele sediment-karakteristieken :

$$\frac{w\,D_{50}}{\nu} = \frac{A}{18} \qquad voor\ A < 39$$

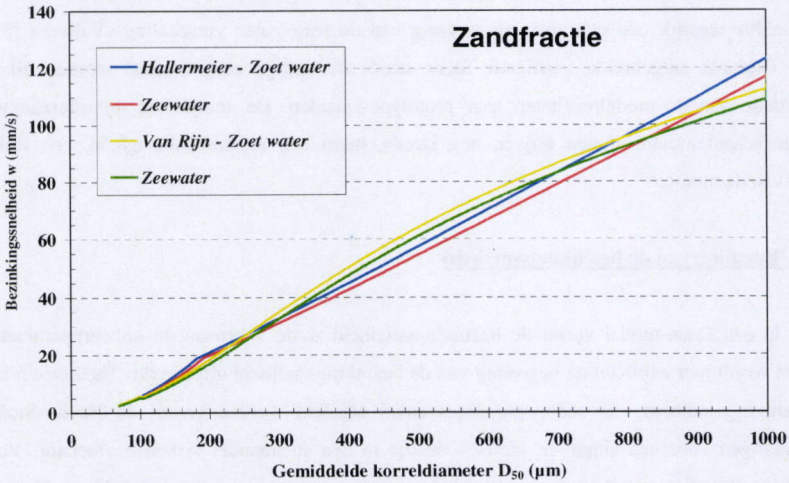
$$\frac{w\,D_{50}}{\nu} = \frac{A^{7/10}}{6} \qquad voor\ 39 < A < 10^4$$

$$\frac{w\,D_{50}}{\nu} = 1.05\,A^{1/2} \qquad voor\ 10^4 < A < 3 \times 10^6$$

waarbij A = ondergedompeld sedimentdrijfvermogen

$= \dfrac{\rho'\,g\,(D_{50})^3}{\nu^2}$ waarbij ρ' = genormeerde densiteit $= \dfrac{\rho_s - \rho}{\rho}$

$\dfrac{w\,D_{50}}{\nu}$ = bezinkings Reynoldsgetal



Figuur 2. Bezinkingssnelheid van zanddeeltjes

Figuur 2 toont de aldus berekende bezinkingssnelheid w voor een reeks korreldiameters (kwartszand) in respectievelijk rivierwater en zeewater. Een alternatieve benadering voor de bezinkingssnelheid is weergegeven door Van Rijn ([54], 1988) en bestrijkt in theorie een groter

bereik in korreldiameters, doch de veronderstelling van individuele korrels beperkt de gedefinieerde reeks praktisch tot niet-cohesieve sedimenten. Onderstaande formules worden ter vergelijking ook in figuur 2 weergegeven.

$$w = \frac{(s-1)\, g\, D_{50}^2}{18\nu} \quad \text{(= Stokes vergelijking)} \qquad \text{voor } 1 < D_{50} < 100\ \mu\text{m}$$

$$w = \frac{10\nu}{D_{50}} \left[\left(1 + \frac{0.01\,(s-1)\, g\, D_{50}^3}{\nu^2} \right)^{0.50} - 1 \right] \qquad \text{voor } 100 < D_{50} < 1000\ \mu\text{m}$$

$$w = 1.10 \sqrt{(s-1)\, g\, D_{50}} \qquad \text{voor } D_{50} > 1000\ \mu\text{m}$$

2.2.6. Distortie in een suspensie-gedomineerd schaalmodel

Ten slotte worden hier kort de mogelijkheden, maar vooral de beperkingen, aangeduid door inbouw van verticale distortie. Algemeen kan men stellen dat distortie in een fysisch schaalmodel zo veel mogelijk vermeden dient te worden. Indien, om praktische redenen, toch naar distortie wordt teruggegrepen, hebben Vellinga ([57], 1986) en Hughes ([11], 1982), op basis van een belangrijke reeks experimenten, hun respectievelijke schaalwetten ontwikkeld. Vellinga vertrok van twee dimensieloze grootheden en een uitgebreide schaalreeks om volgende schaalrelaties te bekomen :

$$\frac{\alpha_{hor}}{\alpha_{vert}} = \left[\frac{\alpha_{vert}}{\alpha_w^2} \right]^{0.28} = \text{distortie van het model}$$

$$\alpha_{\text{tijd.morf}} = \alpha_{\text{tijd.hydr}} = \sqrt{\alpha_{vert}}$$

waarbij de hydrodynamica volgens het niet-gedistorteerde Froude criterium is verschaald.

Toch suggereerde Vellinga ook dat distortie zoveel als mogelijk vermeden diende te worden en dat de modelgolven zo groot mogelijk dienden gekozen te worden om geassocieerde schaaleffecten bij breking van deze modelgolven te mijden.

Hughes paste de hydrodynamische tijdschaal aan, om aldus een aangepast constant Froude-getal (geassocieerd met een verticale afstand en een horizontale snelheid) te bekomen in zijn fysisch schaalmodel :

$$\alpha_{tijd,hydr} = \frac{\alpha_{hor}}{\alpha_{vert}} \sqrt{\alpha_{vert}} = \frac{\alpha_{hor}}{\sqrt{\alpha_{vert}}} = \alpha_{tijd,morf}$$

Door deze keuze wordt in het gedistorteerde schaalmodel het getal van Irribarren ξ_o constant gehouden en wordt ook het door Dean geformuleerde evenwichtsprofiel gelijkvormig verschaald. Het getal van Irribarren ξ_o (of de surf-parameter voor diep water) bepaalt immers grotendeels de ontwikkeling van het dwarsprofiel in de brandingszone:

$$\xi_o = \frac{tg\ \beta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_o}}} \quad \text{met} \quad \text{tg } \beta = \text{strandhelling}$$

Door inbouw van een constant Deangetal in de verdere ontwikkeling van de schaalwetten vindt Hughes een licht aangepaste distortiewet terug :

$$\frac{\alpha_{vert}}{\alpha_{hor}} = \left[\frac{\alpha_{vert}}{\alpha_w^2} \right]^{0.50}$$

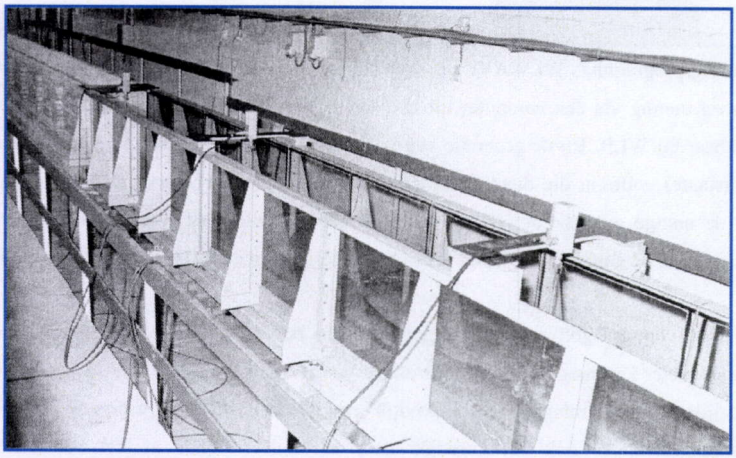
In een geometrisch niet-gedistorteerd schaalmodel vallen beide benaderingen samen.

Besluitend kan men nogmaals stellen dat, indien enigszins mogelijk, distortie in een fysisch schaalmodel dient vermeden te worden. Dergelijk model introduceert altijd bijkomende schaaleffecten die de bruikbaarheid van het fysisch schaalmodel hypothekeren en gebeurlijke extrapolatie naar werkelijke dwarsprofielen vrij onzeker maken.

2.3. BESCHRIJVING VAN DE 2D-GOLFGOOT

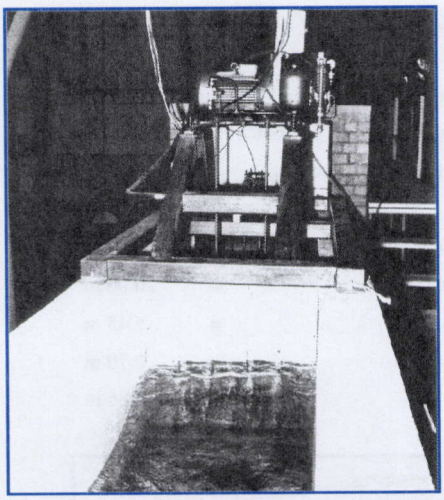
De verder in hoofdstuk 3 en 5 beschreven experimenten zijn uitgevoerd in een 2D-golfgoot in het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout (WLB). De voornaamste fysische dimensies van deze proefopstelling zijn hieronder gegeven :

*	Totale lengte	=	37.15 m
	Lengte betonnen kanaal (opwaartse golfgeneratiezone)	=	11.70 m
	Lengte glazen kanaal (afwaartse testzone)	=	20.00 m
	Inbouw golfmechanisme	=	5.45 m
*	Beschikbare breedte	=	0.70 m
*	Beschikbare hoogte	=	0.86 m



Figuur 3. Algemeen zicht op golfgoot

Aan het opwaarts eind van de testgoot is een golfgenerator van het wiegtype geplaatst. Het golfschot heeft een breedte van 0.67 m en een totale hoogte van 0.75 m en bestaat uit een vast kader waarin de wiegconstructie met het verticale golfschot is opgehangen. De wieg wordt hydraulisch aangedreven door een computergestuurde zuiger-cilinder combinatie zodanig dat over nagenoeg de volledige koers van de zuiger het golfschot verticaal blijft. Enkel bij extreem hoge golfhoogten (maximale koers) is er een lichte afwijking vastgesteld waardoor het golfschot



over de golfbodem schuurt. Details omtrent sturing en technische specificaties kunnen worden teruggevonden in een eerder WLB-rapport (Wens [60], 1986). Praktisch kan men stellen dat via een geschikte software-sturing principieel drie types golfpatronen kunnen worden gegenereerd :

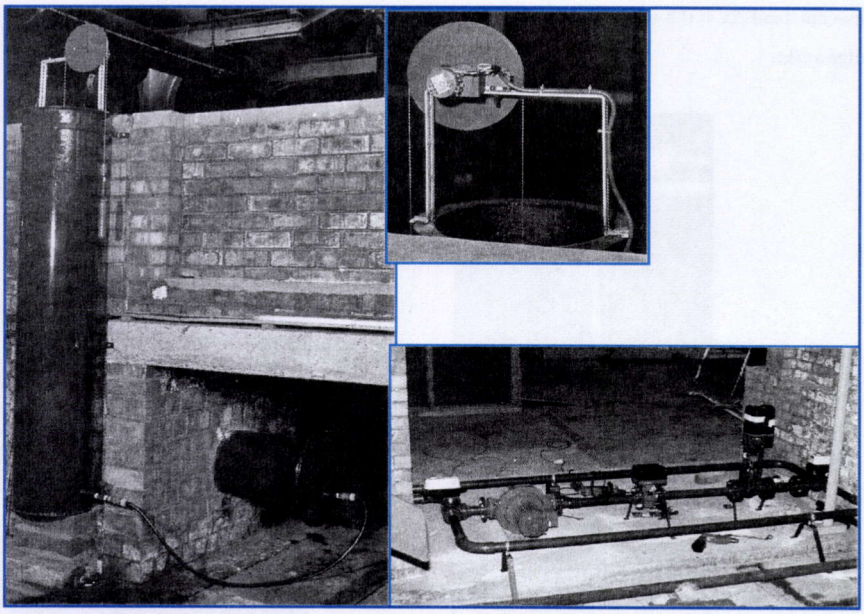
1. Monochromatische golven (H, T)
2. Pierson-Moskowitz spectrum
3. Jonswap spectrum

Figuur 4. Golfgenerator

Het sturingsprogramma "WLWAVE" is opgebouwd in LABVIEW-omgeving en laat toe zowel sturing en meting via één computer uit te voeren. Verdere details omtrent deze software zijn beschikbaar bij WLB. Bij de generatie van golfspectra berekent het computerprogramma vooraf de (constante) golftrein die dient bekomen te worden. Een ingebouwde transferfunctie bepaalt verder de nodige golfschotuitwijkingen om de gedefinieerde golfhoogte te realiseren. Nadere bespreking van de golfgeneratie volgt later bij de analyse van de hydrodynamica in hoofdstuk 4.

Juist voor het golfschot is een opening in de bodem van het betonnen kanaal voorzien, waarlangs water kan toegevoegd of onttrokken worden aan het systeem. Afwaarts van de goot (strandzijde) is met de inbouw van een zeedijk een volledige afdichting voorzien. Naast loodrecht invallende golven is ook het verticale getij gesimuleerd door middel van een vul- en ledigingsinstallatie aan het opwaarts eind van de testgoot. Het vullen en ledigen gebeurt met behulp van een debietgestuurde centrifugaalpomp ingebouwd in een tweewegskraan-systeem. Een traditionele elektromagnetische debietmeter registreert de toe- en afvoer in de golfgoot, terwijl een vlottersysteem in een verticale buis die via een kleine diameter in verbinding staat met de gootbodem, de effectieve waterhoogte in het kanaal meet. Door dergelijke constructie wordt een gemiddeld waterpeil, als demping van het gegenereerde golfpatroon, gemeten. De sturing van het verticale getij gebeurt via de eerder vermelde software op basis van de gegeven tijdsvariatie

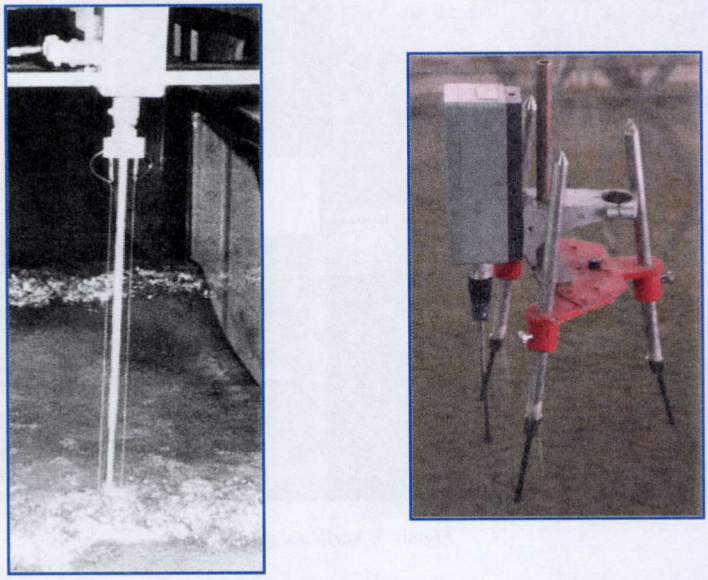
van het waterpeil, interactief met de pompsturing. Een on-line meting van de vlotterpositie laat een kwantitatieve analyse van de verticale tijsimulatie toe.



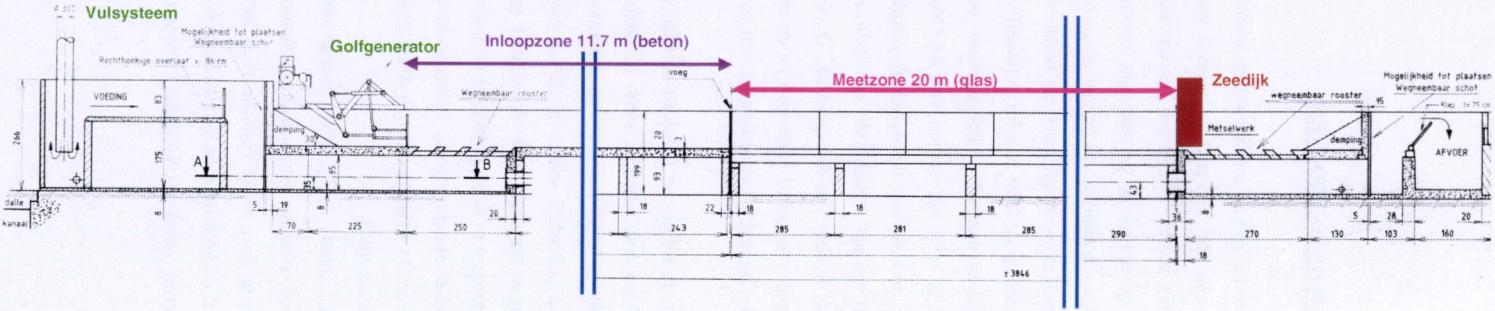
Figuur 5. Verticaal getij in 2D-model

Naast de waterhoogte wordt op twee locaties langs het dwarsprofiel de lokale golfhoogte geregistreerd met behulp van een traditionele tweedraads-weerstandsmeter. De meetlocatie voor de golfmeters is respectievelijk op x = 16 m van het landwaartse (afwaartse) einde van de testgoot en x = 20 m aan het begin van het testprofiel (overgang betonnen naar glazen kanaal). De glazen wanden ter hoogte van het aangelegde profiel laten een snelle, visuele vaststelling of interpretatie toe van specifieke morfologische fenomenen. Fotomateriaal en video-opnamen van relevante processen kunnen aldus makkelijk worden verzameld. De registratie van de resulterende bathymetrie gebeurt met behulp van een eenvoudige peilnaald (nauwkeurigheid aflezing = 0.1 mm) die op regelmatige tussenafstand (principieel $\Delta x = 0.5$ m) het bodemniveau in de middenverticale van de dwarssectie langs het dwarsprofiel meet. Lokaal, ter hoogte van specifieke (bed)vormen kunnen extra metingen worden uitgevoerd om het gedetailleerde verloop

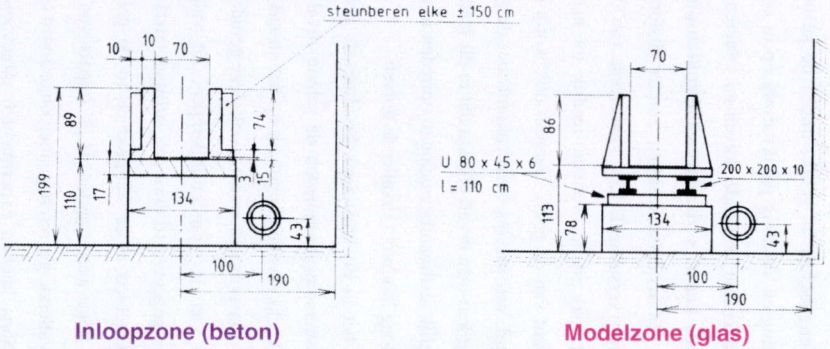
te valideren. De aldus bekomen meetgegevens worden via een lineaire interpolatie (MATLAB-procedure) omgewerkt tot een homogene reeks waarbij de profielhoogte op een regelmatige tussenafstand $\Delta x = 0.2$ m wordt gegeven. Op basis van deze dataserie wordt de verdere analyse uitgewerkt.



Figuur 6. Tweedraads-golfmeter



Figuur 7. Langsdoorsnede van de 2D-golfgoot



Figuur 8. Dwarsdoorsneden van de 2D-golfgoot

2.4. ONTWERP VAN HET SCHAALMODEL VOOR DE 2D-PROEVEN

Gelet op de afmetingen van de golfgoot kan bij een keuze van een lineaire geometrische schaal van 1/25 een kuststrook over een dwarsafstand van 500 m vanaf de zeedijk worden gemodelleerd zonder distortie. Door geen distortie in het model te brengen (horizontale en verticale lengteschaal is gelijk) treden de gesimuleerde golven en de gerelateerde fenomenen zoals breking en shoaling gelijkvormig op in corresponderende punten van model en werkelijk profiel. Aangezien brekende golven en variërende waterpeilen (verticaal getij) als belangrijkste aandrijvende krachten voor het sedimenttransport loodrecht op de kust worden geïdentificeerd, wordt in een modelverschaling zonder distortie de hydrodynamische impact alvast perfect gelijkvormig verschaald. Een kuststrook van 500 m reikt voor het gebied van de Oostkust (Knokke-Heist) precies van de zeedijk tot net aan het midden van de Appelzak-getijdegeul (diepste punt van de geul). Daarom ook wordt de bodem van het schaalmodel op - 6.90 m (Z-peil) gelegd, wat precies overeenkomt met de gemiddelde bodem van de Appelzak. Door deze begrenzing kan men ervan uitgaan dat in dit landwaartse gedeelte van de vooroever tot de zeedijk hoofdzakelijk sedimentbewegingen optreden in dwarse zin, loodrecht op de kustlijn, ten gevolge van nagenoeg loodrecht invallende golven.

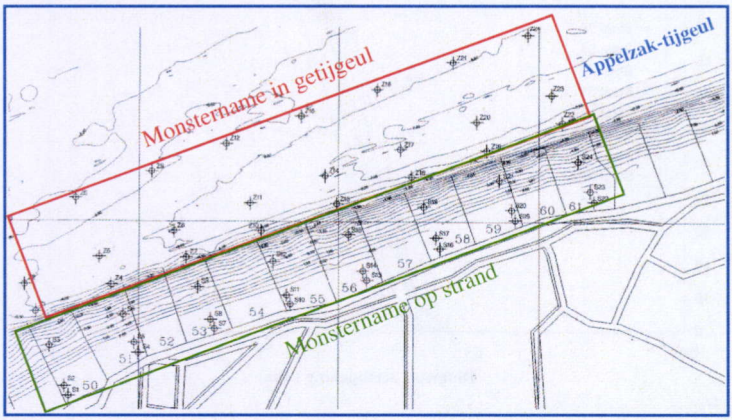
In het in dit onderzoek beschouwde gebied voor de Belgische Oostkust worden onder normale weersomstandigheden de schuin invallende golven door refractie sterk afgebogen tot bijna loodrecht invallende golven op het strand. Daarenboven houdt het veld van strandhoofden de langse transportcomponent – ook deze geïnduceerd door gebeurlijk schuin invallende golven – zeewaarts van de strandhoofdkoppen. Zo valt het langse transport, ook de relatief grotere component gegenereerd door getijstromen (sterk geconcentreerd in de Appelzak-geul), buiten het onderzoeksgebied in de 2D-proeven in de golfgoot. Enkel onder extreme stormcondities, bij voldoend hoge waterstanden, is de impact van refractie en de strandhoofden te klein zodat de schuin invallende golven nagenoeg ongestoord op het strand komen.

Voorts hebben experimenten uitgevoerd door Kamphuis ([23], 1995) aangetoond dat schuin invallende golven binnen een hoek van ± 10° geen relevante langse transportfenomenen induceren. Principieel kan men hier dus stellen dat de in deze reeks fysische modelproeven beschouwde fenomenen, waarbij enkel het dwarstransport onder loodrecht invallende golven bij verschillende tijregimes wordt bekeken, een goede benadering van de werkelijkheid vormen.

Hierbij wordt de stabiliteit van de suppletievorm op zich nader bekeken, zonder rekening te houden met het feit dat de zeewaarts getransporteerde sedimentmassa eens in de Appelzak-getijdegeul in langse zin kan worden afgevoerd door de residuele vloedstroom. Als gevolg hiervan komen de in deze proevenreeks verzamelde dwarsprofielen niet echt voor op het terrein doordat in werkelijkheid de getijstroming in de Appelzak-geul de opgebouwde (evenwichts-) dwarsprofilering systematisch afbouwt. Toch zijn deze experimenten op zich bijzonder nuttig om de stabiliteit en het algemene morfologische gedrag van de suppletie op het strand of de vooroever, in dwarsprofiel, te onderzoeken. Rekening houdend met de gelijkvormigheidseisen voor een model met stroming en golfimpact bij vrij wateroppervlak (zonder distortie) vindt men volgende schaalfactoren voor de hydrodynamische parameters terug in het Froudemodel :

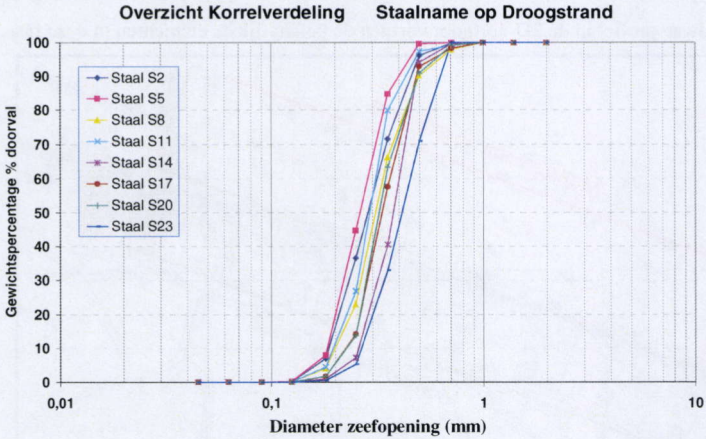
Lineaire schaal	-	verticaal	$\alpha_{vert} = \alpha_s = 25$
	-	horizontaal	$\alpha_{hor} = \alpha_s = 25$
Hydrodynamische tijdschaal			$\alpha_t = \alpha_s^{1/2} = 5$
Snelheidsschaal			$\alpha_u = \alpha_s^{1/2} = 5$
Debietschaal			$\alpha_Q = \alpha_s^{5/2} = 3125$

De morfologische verschaling is de laatste stap in het algemeen ontwerp van de fysische schaalmodelproeven : de keuze van het beweegbaar materiaal en de praktische aanleg van het te beproeven dwarsprofiel in de 2D-golfgoot vormen de belangrijkste elementen in deze fase.

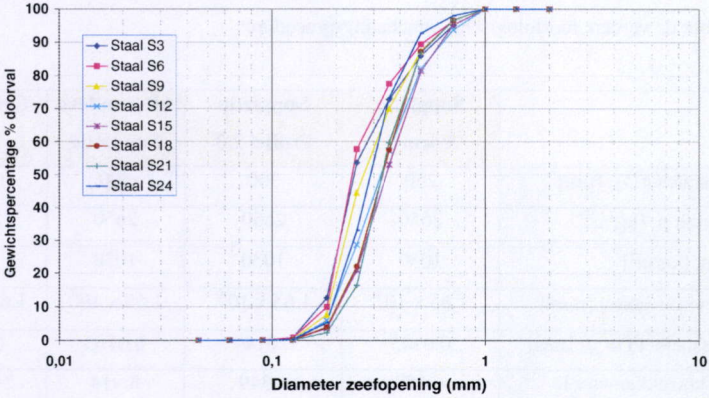


Figuur 9. Locaties van staalnames in kustgebied

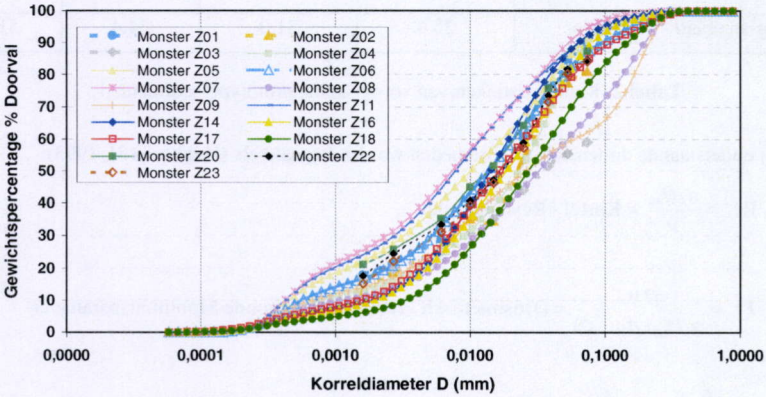
Recente analyses van bodemstalen uit de beschouwde strandzones karakteriseren het prototype-strand als een fijn zand met een gemiddelde korreldiameter van D_{50} = 300 µm. De metingen zijn uitgevoerd in 8 meetraaien loodrecht op de kust (figuur 9), respectievelijk in de secties 50, 51, 53, 55, 56, 58, 59 en 61. Langsheen elke meetraai zijn in totaal 6 bodemstalen genomen: twee op het droogstrand, één op de overgang van het nat strand naar de vooroever en drie in de Appelzak-getijdegeul (strandflank – midden – zeewaartse uitloop). Opvallend bij deze terreinmetingen is het zuiver niet-cohesieve zandkarakter van de zeebodem bij de monsternames op het strand en de vooroever (S-stalen). De bodemstalen (Z-stalen) in de getijdegeul daarentegen vertonen zuiver cohesieve slibkarakteristieken (figuur 10c). De monsternametechniek, waarbij via een SHIPEK-grijper slechts de bovenste 10 à 15 cm zijn bemonsterd, verklaart deze afwijking in "bodem"karakteristieken. De onderliggende echte zeebodem is niet aanwezig in het geanalyseerde sedimentstaal, louter de bovenste fijne sliblaag in de getijdegeul werd bemonsterd. De slib-toplaag bevestigt de aanwezigheid van de sterke lokale eb- en vloedstroming: de van het strand aangevoerde zanddeeltjes zijn niet teruggevonden in de tijgeul omdat de sterke tijstroom deze niet-cohesieve sedimenten lateraal heeft afgevoerd. Rekening houdend met bovenstaande vaststelling is bij de verdere bodemidentificatie voor het suppletieprofiel op de vooroever en het strand geen rekening gehouden met de analyse-resultaten van de monsters genomen in de tijgeul.



Figuur 10a. Korrelverdeling van de sedimentmonsters op droog strand



Figuur 10b. Korrelverdeling van de sedimentmonsters op nat strand en vooroever



Figuur 10c. Korrelverdeling van de sedimentmonsters in de tijgeul

In de hier onderzochte profielsuppletievormen (zie verder in Deel B - Hoofdstuk 5) wordt een mogelijke korreldiameter van 250, 300 of 500 µm voorzien voor het aan te leggen zandmassief en wordt bij een specifieke suppletievorm een grindvoet uitgewerkt met een gemiddelde korrelgrootte van D_{50} = 14 mm (= 14000 µm). In onderstaande tabel worden de

karakteristieke parameters van de hierboven beschouwde prototype-sedimenten verzameld als referentie voor de verdere morfologische verschalingsprocedure:

	Suppletie Vorm 1	**Suppletie Profiel 2/3**	**Alternatieve Suppletie**	**Grindvoet**
Gem. Korreldiameter D_{50} [μm]	250	300	500	14000
Sedimentdensiteit ρ_s [kg/m^3]	2650	2650	2650	2650
Densiteit zee ρ_s [kg/m^3]	1030	1030	1030	1030
Kinematische viscositeit ν [m/s²]	1.65×10^{-6}	1.65×10^{-6}	1.65×10^{-6}	1.65×10^{-6}
Kritieke schuifsnelheid $u_{*,crit}$ [m/s]	0.0145	0.0149	0.0163	0.109
Dimensieloze korreldiameter D_*	4.457	5.349	8.914	249.606
Korrel Reynoldsgetal $Re_{*,crit}$ [-]	2.183	2.706	4.945	924.832
Korrel Froudegetal $Fr_{*,crit}$ [-]	0.054	0.048	0.035	0.055
Bezinkingssnelheid w [mm/s]	25.4	31.0	54.4	511.2

Tabel 2. Karakteristieken van voorgestelde prototype-sedimenten

waarbij onderstaande dimensieloze grootheden worden bepaald als (Hughes [13], 1993):

$$\mathrm{Re}_* = \frac{u_* D_{50}}{\nu} = \text{Korrel - Reynoldsgetal}$$

$$Fr_* = \frac{\rho\, \mathrm{u}_*^2}{g\, D_{50}(\rho_s - \rho)} = \text{Densimetrisch Froudegetal = Froude Mobiliteitsparameter}$$

$$D_* = \left[\frac{g\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)}{\nu^2}\right]^{1/3} D_{50} = \text{dimensieloze korreldiameter}$$

Door de hydrodynamische gelijkvormigheid volgens de Froude-schaalwetten te respecteren in een niet-gedistorteerd model, wordt de graviteitskracht als drijvende kracht voor de hydrodynamische impact geïdentificeerd. Dit kan enkel wanneer voldoende turbulente stroming nabij de sedimentbodem optreedt zodat geen laminaire grenslaag aanwezig is en als dusdanig

viskeuse effecten of expliciete wrijvingsimpact van bedvormen geen significante rol spelen bij het geassocieerde sedimenttransportproces.

Onder stormcondities is het duidelijk dat de dwarse kustprofielontwikkeling hoofdzakelijk gestuurd wordt door golfagitatie, zodat hier zeker de suspensiedominante benadering kan gekozen worden. Evenwel, bij normale golf- en getijdecondities kan het bodemtransport (ten gevolge van de door golven geïnduceerde onderstroom) dominant worden. A priori is hier geen benadering vastgelegd: beschikbare modelmaterialen, praktische overwegingen en vooral ontleding van de fysische processen in-situ bepalen de uiteindelijke keuze. In eerste instantie wordt getracht het bodem- en het suspensietransport als evenwaardige transportprocessen in het model te verschalen. De volledige morfologische gelijkvormigheid (in ontwikkeling van het dwarse kustprofiel onder hydrodynamische (golf)impact) tussen model en werkelijkheid wordt dan gerealiseerd door vijf dimensieloze grootheden zo constant mogelijk te houden. Een geschikte keuze van het modelmateriaal (binnen de praktische haalbaarheidsgrenzen) houdt zowel het korrel Reynoldsgetal Re_*, het korrel Froudegetal Fr_*, de relatieve densiteit ρ_s/ρ, een relatieve korrel/lengte-verhouding en de relatieve valversnelling (Dean-getal) zo constant mogelijk voor model en werkelijkheid zodat de schaalfactoren voor de respectievelijke dimensieloze grootheden ongeveer 1 worden. Door het bestaan van zeer fijne zanderige deeltjes (zogenaamd kwartsmeel) met dezelfde densiteit als het werkelijke strandzand is in eerste instantie deze optimale benadering uitgewerkt.

Door deze benadering worden beide relevante transportprocessen (zowel bodem- als suspensietransport) op een realistische manier gemodelleerd in één en hetzelfde schaalmodel. Aldus zouden de experimentele resultaten rechtstreeks kwantitatief worden vertaald naar corresponderende prototypesituaties. Door bijvoorbeeld *Sibelite M3000* (Sibelco S.C.R. [45], 1998) als modelmateriaal te gebruiken vindt men theoretisch onderstaande schaalidentiteiten terug :

- Gemiddelde korreldiameter $D_{50} = 12\ \mu m$
- Absolute densiteit van Sibelite M3000 - modelmateriaal $\rho_s = 2350\ kg/m^3$

- Verschaling korreldiameter (geometrische schaal) $\alpha_{d_{50}} = \frac{300\,\mu m}{12\,\mu m} = 25 = \alpha_s$
- Verschaling densiteit sedimenten $\alpha_{\rho_s} = 1.128 \cong 1.0$
- Verschaling densiteit (zout-zoet) water $\alpha_\rho = 1.030 \cong 1.0$
- Morfologische tijdschaal = Hydrodynamische (Froude) tijdschaal

Doordat zowel de effectieve korrelgrootte als de densiteit van sediment en vloeistof nagenoeg perfect zijn verschaald, zullen de wrijvingskarakteristieken en de ruwheid van bodem ook goed verschaald zijn in het model.

Preliminaire proeven met dit zeer fijne kwartsmateriaal tonen echter enkele belangrijke praktische tekortkomingen aan als modelsediment voor de hier beschreven toepassing :

- Het kwartsmeel is een zeer fijn poeder en treedt als dusdanig zeer makkelijk in suspensie en bezinkt slechts heel langzaam in stilstaand water. Hierdoor moet het ledigen en het vullen van het model onmogelijk traag en voorzichtig gebeuren; hetzelfde geldt voor de aanleg van de te onderzoeken profielen.
- Door de fijne poederstructuur absorbeert dit sediment heel veel water (grote specifieke oppervlakte) waardoor het kwartsmateriaal zich (gedeeltelijk) cohesief gaat gedragen. Hierdoor stemt het model-transportgebeuren van hoofdzakelijk zanddeeltjes niet langer overeen met de werkelijkheid.

Gelet op bovenstaande opmerkingen in verband met het kwartsmeel als modelmateriaal lijkt een alternatieve (meer beperkende) benadering beter praktisch haalbaar. Een werkbaar modelmateriaal laat enerzijds een veel vlottere modelmanipulatie toe en anderzijds een aanvaardbare verschaling. Daarom wordt effectief een zand gekozen als modelmateriaal. Uit de reeks mogelijke modelbenaderingen wordt voor een fysisch schaalmodel gekozen waarin het suspensietransport als dominante factor wordt geïdentificeerd. Inderdaad, veldobservaties en in-situ metingen tonen aan dat de grootste fractie van het dwarse sedimenttransport in de brekerszone gebeurt door de turbulentie van de brekende golven die het bodemmateriaal in suspensie brengen. In dit specifieke geval kan men door het behoud van een constant *Dean-getal*

de belangrijkste schaaleffecten als gevolg van het niet geometrisch schalen van de korrelafmetingen elimineren (zie hoger).

$$\text{Dean - getal} = \frac{\text{H}}{\text{w T}} = \frac{\text{Significante golfhoogte}}{\text{Valsnelheid x golfperiode}}$$

Voor Froude-geschaalde hydrodynamica in een model zonder distortie kan men dan onmiddellijk onderstaande schaalrelatie uitdrukken :

$$\frac{\alpha_H}{\alpha_w \alpha_T} = 1 \qquad \frac{\alpha_s}{\alpha_w \alpha_{tijd}} = 1 \qquad \alpha_w = \frac{\alpha_s}{\alpha_{tijd}} = \sqrt{\alpha_s} = 5$$

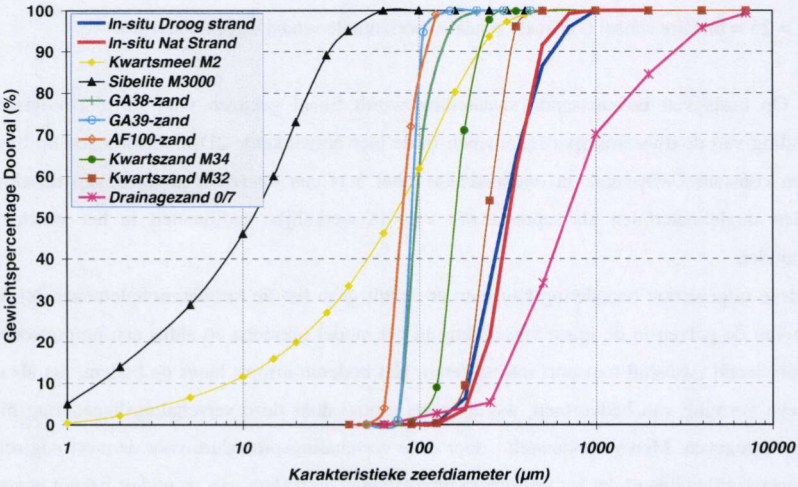
met $\alpha_s = 25$ = lineaire schaal (verticale schaal = horizontale schaal - geen distortie).

Op basis van bovenstaande vaststelling wordt finaal gekozen voor de morfologische verschaling van de dwarstransportfenomenen in de hier ontwikkelde 2D-modelproeven op basis van een constant Dean-getal. In onderstaande tabel 3 is een overzicht gegeven van de aldus bekomen modelmaterialen als representatie van de werkelijke sedimenten in het verkleind schaalmodel.

Door deze uitgewerkte benadering kan men er vanuit gaan dat de turbulentiefenomenen bij het breken van de golven in de juiste verschaling in het model optreden en aldus een proportioneel juist verschaald zwevend transport introduceren. Het bodemtransport langs de bodem, net als de effectieve vorming van bedvormen, wordt in het model door deze verschalingsbenadering niet exact weergegeven. Men veronderstelt - door deze verschalingsprocedure voor de morfologische fenomenen - stilzwijgend dat het sedimenttransport langs de bodem van secundair belang is voor de ontwikkeling van het dwarsprofiel onder de beschouwde hydrodynamische impact. Bij de storm- en springtijsimulaties is deze veronderstelling zeker realistisch maar onder normale golf- en tijcondities kon de landwaartse migratie van de vooroever (langsheen de bodem) zeker niet volmaakt gereproduceerd worden. Hierdoor blijft het, ondanks de hierboven ontwikkelde theoretische benadering, aangewezen de hier verzamelde modelresultaten voornamelijk kwalitatief te interpreteren. Een absolute morfologische tijds- en volumeverschaling moet steeds met de nodige voorzichtigheid worden behandeld en dient zeker getoetst te worden aan de beschikbare terreinmetingen voor de referentietoestand.

	Realiteit (prototype)		*Schaalmodel*		
Suppleties	**D_{50} (µm)**	**w (mm/s)**	**w (mm/s)**	**D_{50} (µm)**	**Type**
Zand 1	250	25.4	5.08	94	GA 38
Zand 2	300	31.0	6.20	104	GA 38
Zand 3	500	54.4	10.88	138	M 34
Grind	14 000	511.2	102.24	900	Zand 0/7

Tabel 3. Modelmaterialen - Verschaling



Figuur 11. Door leverancier vooropgestelde korrelverdeling van de modelmaterialen

De laatste kolom in bovenstaande tabel vermeldt het theoretisch te gebruiken modelmateriaal in deze reeks experimenten. De door de leverancier vooropgestelde karakteristieke korrelverdeling van deze materialen zijn verzameld in figuur 11. De gemiddelde korreldiameter D_{50} voor de respectievelijke modelmaterialen komt vrij goed overeen met de theoretisch berekende waarden zoals vermeld in tabel 3. De morfologische verschaling volgens het Deanmodel kan in de 2D-golfgoot dus gerealiseerd worden met praktisch haalbare sedimentmaterialen (Sibelco S.C.R. [45], 1998) :

- Profielsuppleties 1/2 met normaal strandzand (D_{50} = 250 - 300 µm) worden gemodelleerd met een gecalibreerd kwartszand GA38 als mobiele modelbodem
- Een alternatieve profielsuppletie met zeer grof zand (D_{50} = 500 µm) kan gesimuleerd worden met kwartszand van MOL - Type M34
- Het grindmassief (d_{50} = 14 mm) wordt verschaald tot een rivierzand 0/7 in het 2D-model

Laboratoriummetingen zowel in het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout als het Laboratorium voor Hydraulica (RUG) tonen wel afwijkende korrelkarakteristieken ten opzichte van de gegevens in de technische fiches van de leverancier. Tabel 4 en figuur 12 vergelijken de theoretische (door de leverancier voorgestelde) korreldiameter voor de voorgestelde modelzanden met de effectief gemeten waarden.

	Leverancier		***Labo-meting***		***Relatieve***
Modelzand	**D_{50} (µm)**	**w (mm/s)**	**D_{50} (µm)**	**w (mm/s)**	***Afwijking (%)***
AF 100	80	3.67	140	11.25	75
GA 39	91	4.75	100	5.74	10
GA 38	96	5.29	115	7.59	20
M 34	185	19.24	155	13.79	16

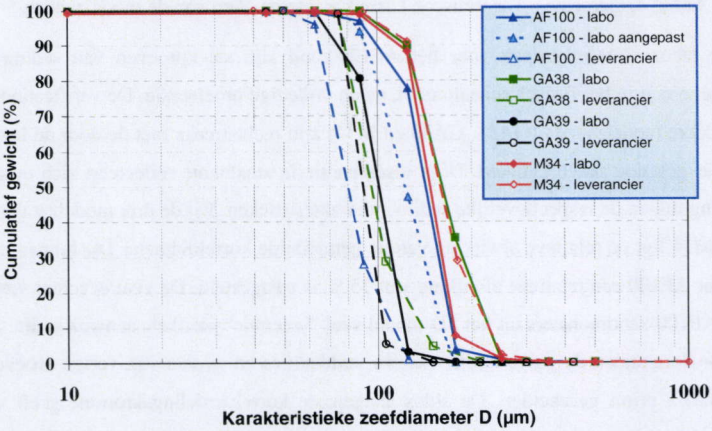
Tabel 4. Gemeten - Theoretische korrelkarakteristieken van de modelzanden

De laboratoriummetingen voor het AF100-zand zijn steekproeven van sedimentstalen effectief genomen in het fysisch schaalmodel, na de volledige proefsessie. De verificatiemetingen voor de andere modelzanden (GA38, GA39 en M34) zijn rechtstreeks met de door de leverancier beschikbaar gestelde stalen gebeurd. Deze discrepantie in staalname reflecteert zich duidelijk in de afwijking tussen de respectievelijke sedimentkarakteristieken. Bij de drie modelzanden GA38, GA39 en M34 ligt de relatieve afwijking van de gemiddelde korreldiameter D_{50} binnen de 20 %; terwijl voor AF100 een relatieve afwijking van 75 % is vastgesteld. De visu is echter vastgesteld dat in de AF100-zandmonsters uit het 2D-model veel "vreemde" partikels aanwezig zijn. Daarom wordt voor deze stalen de grove fractie (extern vuildeeltjes en -resten van vorige proeven in de 2D-golfgoot) a priori gescheiden. De aldus aangepaste korrelverdelingskromme geeft voor het AF100-modelzand nu een D_{50} = 122 µm (figuur 12). De uiteindelijke keuze van het

modelmateriaal voor de 2D-experimenten viel om praktisch/economische redenen (korte leveringstermijn, kostprijs, verwerkbaarheid,..) op het AF100-modelzand, als compromis-verschaling voor alle drie de beschouwde suppletiezanden. Het aldus gekozen modelzand komt, op basis van de toegepaste Dean-verschaling, in werkelijkheid overeen met de volgende karakteristieken van het suppletiezand:

	Modelmateriaal	AF100-zand
	D_{50} = 122 µm	w = 8.54 mm/s
Werkelijkheid:	⇒ w = 42.70 mm/s (Dean-verschaling)	
	⇒ D_{50} = 400 µm	
	(grover dan 250-300 µm / fijner dan 500 µm)	

De op dit moment van het onderzoek beschouwde suppletievorm met zeer grof zand (D_{50} = 500 µm) wordt verder niet langer behouden als alternatief. Vooral toeristisch-recreatieve beschouwingen (zeer grof zand op een Belgisch strand ?!) en de effectieve beschikbaarheid sloten dit alternatief uit voor het verdere onderzoek. Daarom lijkt de hier logische compromis-keuze van het AF100-modelzand voor de drie suppletiezanden in het kader van de uiteindelijk onderzochte profielsuppleties enigszins verrassend. Het fijnere gecalibreerde kwartszand GA 39 is als model voor een strandzand D_{50} = 250-300 µm veel meer geschikt. Het effectief gebruikte model-materiaal AF100 lijkt voor deze suppletiezanden iets te grof en genereert aldus een té stabiel kustdwarsprofiel in de verder beschreven 2D-proeven. Hierdoor zal het sedimenttransport in het dwarsprofiel van het schaalmodel kleiner zijn dan in de verschaalde werkelijkheid.



Figuur 12. Effectief gemeten korrelverdeling van de modelzanden

2.5 BESCHRIJVING VAN HET 3D-GOLFBASSIN

2.5.1. Algemeen

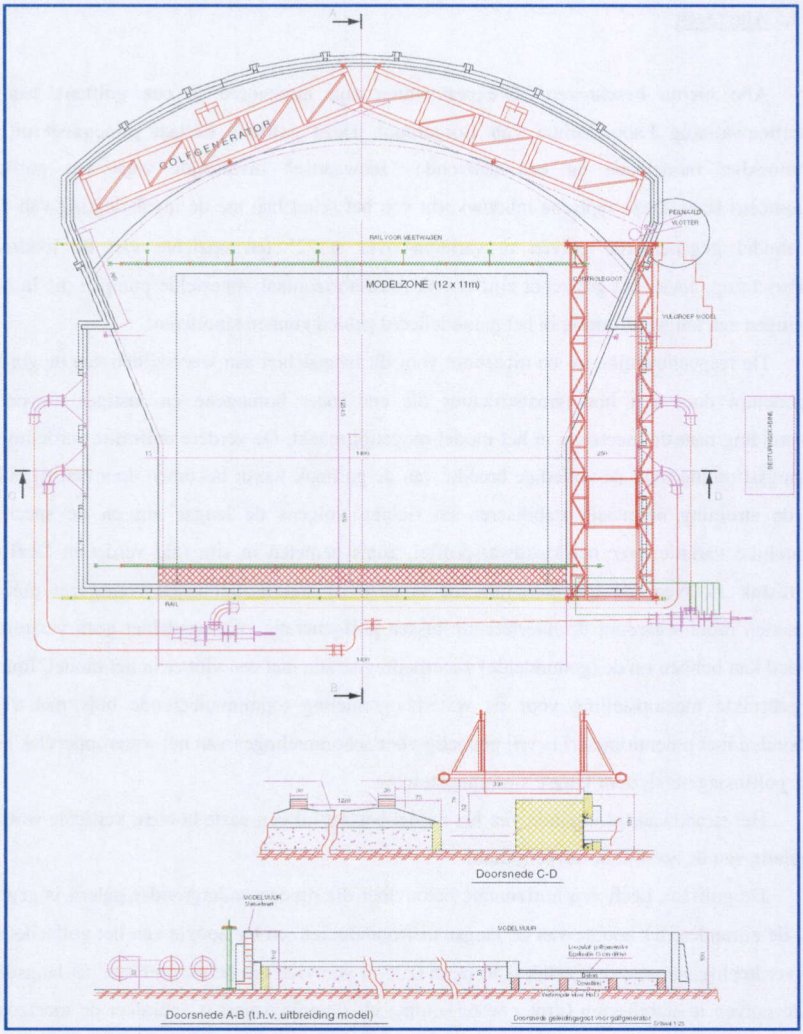
Alle hierna beschreven 3D-experimenten zijn uitgevoerd in een golftank aan het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout. Deze golftank bestaat principieel uit een rechthoekige modelzone en een halfronde "zeewaartse" invalszijde waar het golfschot gemonteerd staat. Deze typische inbouwvorm van het schot laat toe de invalsrichting van de in het model gegenereerde golven te variëren over ± 22° ten opzichte van de loodrechte invalsrichting. Naast het golfschot zijn er ook twee horizontaal opgestelde pompen die in beide richtingen een langse stroming in het gemodelleerd gebied kunnen simuleren.

De respectievelijke in- en uitstroom voor dit langsdebiet aan weerszijden van de golftank is gedempt door een honingraatstructuur die een meer homogene en rustiger toevoer en verspreiding naar de meetzone in het model mogelijk maakt. De verdere uniforme verdeling van de langsstroming over de volledige breedte van de golftank wordt bekomen door een rij buisjes die de stroming nogmaals stabiliseren en richten volgens de langse zin en de specifieke ruimtelijke variatie over het kustdwarsprofiel, zoals gemeten in situ (zie verder in Deel C – Hoofdstuk 1). Naar de instroomzijde toe is deze rij stabilisatiebuisjes voortgezet met een bakstenen muur waardoor de interferentie tussen golfgeneratie en langsdebiet geen verstorende invloed kan hebben op de (gemiddelde) waterpeilregistratie met een vlotter in het model. Immers, de gebruikte meetopstelling voor de waterhoogtemeting (communicerende buis met vlotter verbonden met potentiometer) is vrij gevoelig voor schommelingen van het wateroppervlak hetzij door golfinslag hetzij door langse stroomopstuwing.

Het strandwaartse uiteinde van het model bestaat uit een vaste houten, verticale wand als simulatie van de zeedijk in werkelijkheid.

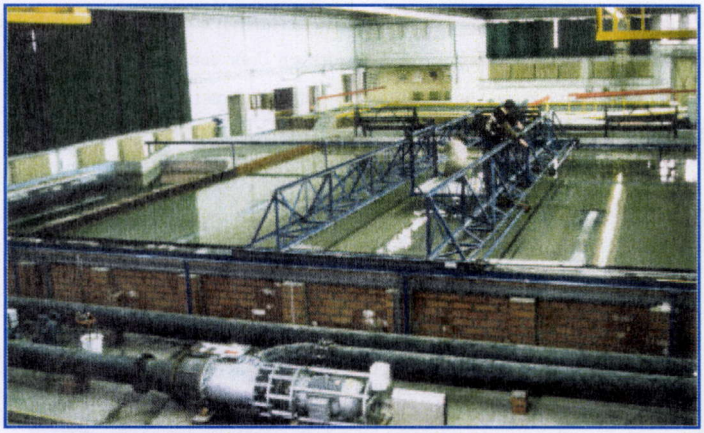
De golftank heeft een horizontale betonvloer die op een ondergrondse galerij is gegoten. Aan de zijranden, ter hoogte van de langse instroompunten, en ter hoogte van het golfschot is er een verdieping van respectievelijk 0.50 m en 0.20 m voorzien om de toevoer van het langsdebiet en de golven te stabiliseren (groter watervolume als dempingsmassa) vooraleer de meetzone te bereiken. De onderlinge verbindingen in de galerij onder de betonvloer zorgen ervoor dat het model homogeen verdeeld over het ganse oppervlak gevuld kan worden, zeker in de onderste 2 à

3 cm boven de betonvloer. Deze zone vormt immers de meest kritische laag om de stabilisatie van het aangelegde sedimentenbed bij de vulling niet te verstoren.



Figuur 13. Algemeen planzicht / dwarsdoorsnede van de 3D-golftank

In de rechthoekige meetzone van 14 m bij 9 m is een hoogte van ongeveer 0.50 m beschikbaar om de waterdiepte te laten variëren van laag naar hoog water (figuur 13). Aangezien de toevoerleiding voor het vullen of ledigen van de golfbak bovenop de vloer van het model (in de verdieping van het model) in één punt is aangebracht, is bij een verder vollopen van het model er mogelijk enige opstuwing vanaf dit toevoerpunt merkbaar. Om een volledig homogeen verspreide vulling en lediging van de golfbak te bekomen zou een centraal toevoerpunt met verspreide verdeelleidingen over heel het modeloppervlak moeten uitgewerkt worden. Hierdoor zou een uniforme, horizontale waterspiegel in het model makkelijker gerealiseerd en aangepast kunnen worden.



Figuur 14. Globaal beeld van de 3D-golftank

2.5.2. Voorziene meet- en sturingsinstallaties op de golfbak

Zoals hierboven reeds kort is aangehaald, kunnen principieel drie hydraulische parameters in dit golfmodel ingebouwd en geregistreerd worden :

a. Golfgeneratie met golfschot
b. Horizontale langsstroom
c. Verticale tijvariatie door het vullen/ledigen van het model

Voorts is er een automatisch profielvolgsysteem geïnstalleerd waardoor de registratie van het kustgebied (bathymetrie) met grote nauwkeurigheid, hoge resolutie en veel minder arbeidsintensief kan bekomen worden.
In de hierna volgende paragrafen worden deze drie karakteristieken en hun realisatie in het golfmodel nader uitgewerkt en beschreven.

2.5.2.a. Golfschot

Het hier gebruikte golfschot met een breedte van 12 m en een hoogte van 0.5 m is net als in de 2D golfgoot van het "wieg"-type : de constructie bestaat uit een kader waarin de wieg met het golfschot is opgehangen. De wieg wordt aangedreven door een zuiger-cilinder combinatie, zodanig dat voor de volledige koers van de zuiger het golfschot praktisch verticaal blijft.

Figuur 15. Het golfschot in het 3D-model

Het golfschot wordt aangedreven door een hydraulische zuiger in monoblok uitvoering. Een servoventiel stuurt deze hydraulische drukgroep door een continue registratie van de positie van de zuiger met een ingebouwde potentiometer (Wens [60], 1986). Over de generatie van de golven en de bijhorende ontwikkeling van de transferfunctie wordt later uitgebreid teruggekomen bij de analyse van de hydrodynamische belasting in de respectievelijke fysische schaalmodellen (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4).

2.5.2.b. Horizontale langsstroming

Zoals reeds eerder vermeld wordt de langsstroom in het fysisch model gegenereerd door twee pompen die een langsdebiet doorheen het model pompen in twee tegenovergestelde langse richtingen. Deze pompen met regelbare schoepen worden gestuurd via een lineaire motor die de stand van de schoepen aanpast volgens het gevraagde debiet. Een elektromagnetische debietmeter op elk der voorziene toevoerleidingen registreert continu het effectief door de respectievelijke pompen geleverde langsdebiet.

Figuur 16. Detailbeeld van toevoerleidingen en pompen voor langsstroming

Door een voortdurende interactie tussen het geregistreerd debiet en de vooropgestelde langsstroom wordt de sturing van beide pompen continu opgevolgd. Beide geïnstalleerde pompen (pomp 1 met in- en uitstroom aan de zeewaartse zijde en pomp 2 aan de strandkant) werken onafhankelijk van elkaar en worden dan ook afzonderlijk via een input-file voor de langsdebietvariatie in de tijd gestuurd. Hierdoor kan een variatie van de langsstroming over het dwarsprofiel gerealiseerd worden, waardoor sterk geconcentreerde tijstromingen (in getijdegeulen) makkelijk gesimuleerd kunnen worden in het fysisch schaalmodel. De twee pompen kunnen elk afzonderlijk ongeveer 160 l/s als maximaal langsdebiet leveren. Een aangepaste configuratie van randelementen zorgt voor een optimale ruimtelijke verdeling van de langsstroming in het model (zie verder in deel C).

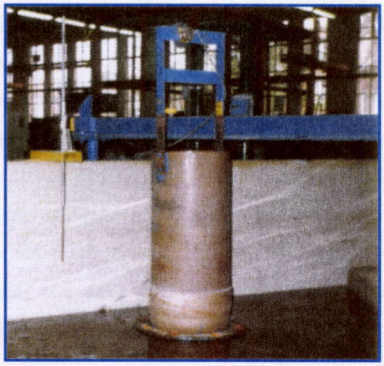
2.5.2.c. Verticale tijvariatie

De variatie van de effectieve waterhoogte over het getij wordt in dit golfbakmodel gerealiseerd door een horizontaal opgestelde centrifugaalpomp. Deze pomp zorgt, via een gepaste combinatie van vier servo-gestuurde kleppen, voor het vullen of ledigen van het model. De snelheid waarmee dit vullen of ledigen gebeurt, wordt bepaald door de sturing van de hoofdvlinderklep, die het geleverde debiet bepaalt.

Figuur 17. Zicht op installatie voor verticale tijvariatie in 3D-model

De sturing van deze evolutie van de waterhoogte in het model gebeurt principieel als volgt. Vertrekkend van de variatie van de te realiseren waterhoogten over het getij volgens de input-file, wordt de registratie van het waterpeil in het model (via een vlotter-potentiometer combinatie) continu gerelateerd en vergeleken met de gestuurde waarde. Op basis van deze meting wordt de ogenblikkelijke sturing van het vul- of ledigingssysteem dan bepaald. Het maximale vuldebiet voor de geïnstalleerde pomp ligt rond 15 l/s, terwijl het ledigen met een maximaal debiet van ± 20 l/s kan gebeuren. Voor het vullen van het golfmodel kan een extra pomp aangeschakeld worden. Deze centrifugaalpomp levert een vast debiet aan het systeem,

zonder verdere sturing. De hier beschreven registratie van de waterhoogte in het model wordt ook gebruikt bij de sturing van het golfschot, die ook afhankelijk is van de lokale waterdiepte h.



Figuur 18. Waterhoogteregistratie met vlotterbuis

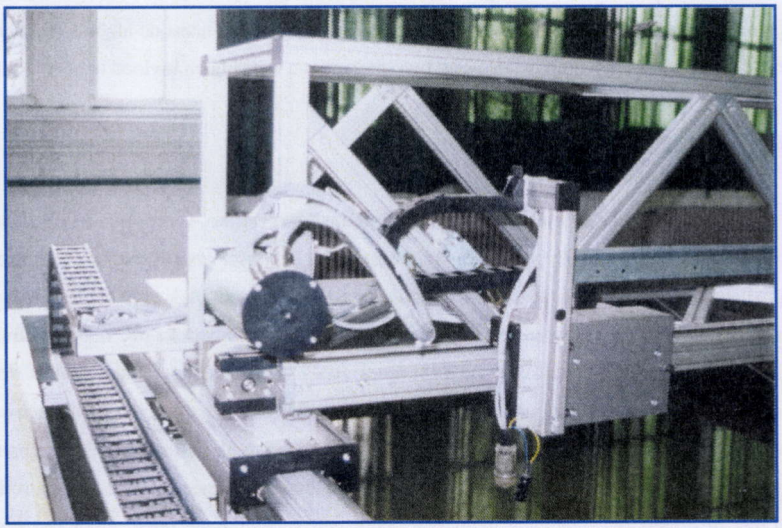
Door bovenstaande combinatie van invallende golven, horizontale getijstromingen en verticale tijvariatie wordt in het 3D-golfmodel een "volledige" hydrodynamische belasting in het kustgebied gerealiseerd. Het hier beschreven golfbassin laat toe om naast de afzonderlijke impact van de hydrodynamische componenten ook hun interactieve werking en invloed te onderzoeken.

2.5.2.d. Profielvolgsysteem

Een automatische meeteenheid registreert de ogenblikkelijke, vervormde kustbathymetrie in het fysisch schaalmodel. Deze meeteenheid bestaat uit een laser-afstandsmeter gemonteerd op een profielopneemsysteem die de meetapparatuur in een horizontaal vlak over het hele testgebied kan verplaatsen. Het gebruik van een lasereenheid biedt naast een contactloze hoogtemeting ook een stabiel, onafhankelijk van omgevingscondities zoals licht en temperatuur, signaal door de digitale uitvoering/verwerking van de effectieve registratie. Het meetprincipe is vrij eenvoudig. Een lichtstraal (golflengte 670 nm) uitgezonden door een laserdiode reflecteert op de te bemeten, droge bodemconfiguratie. Afhankelijk van de afstand tussen de meeteenheid en het reflectie-oppervlak diffuseert de invallende lichtstraal onder een verschillende hoek. Door een optische lensschakeling wordt een deel van het gereflecteerde licht opgevangen op een gevoelig CCD lijnelement (resolutie van 2048 locaties), waar de positie van de opgevangen lichtstraal

rechtstreeks gerelateerd is aan de meetafstand tussen lasereenheid en het lokale bodempeil. Een interne aanpassing van de laser-intensiteit compenseert de variërende lichtintensiteit ten gevolge van kleur- of oppervlaktevariatie van het te bemeten onderwerp. De algemene meetnauwkeurigheid van de laserafstandsmeter kan op 1 à 2 mm worden gesteld. Het profielopneemsysteem PROVO, als drager voor de lasermeetkop, bestaat principieel uit drie onderdelen :

- Een aluminium profielrailsysteem met tandriemaandrijving in langse en dwarse zin van het horizontale vlak vormt het draagframe voor de verplaatsing van de meetkop.
- De aandrijving is verzorgd met twee stappenmotoren van de langse translatie en één stappenmotor voor de dwarse verplaatsing van het draagsysteem. Om de nauwkeurige positionering in het horizontale vlak te garanderen is een stappenverlies-detectie ingebouwd voor elke stappenmotor en specifiek een synchronisatie tussen de twee motoren voor de verplaatsing in langse zin.
- De elektronische sturing en controle van het geheel zorgt voor een directe interactie met een PC, zowel tijdens de sturing als bij de effectieve registraties. Een willekeurig gridgebied kan met een positienauwkeurigheid van 1 cm volgens een random-patroon gescand worden.

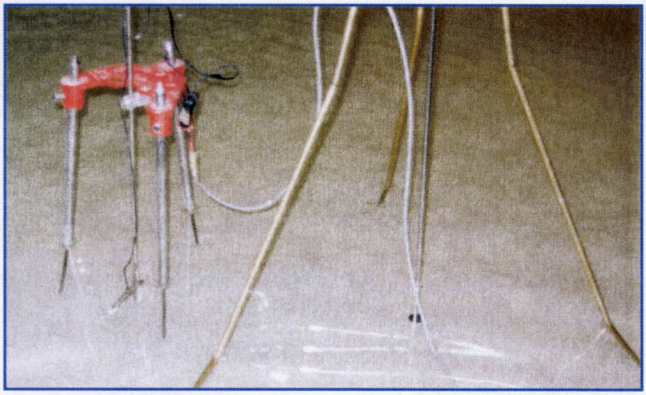


Figuur 19. Het profielvolgsysteem met de lasereenheid

2.5.2.e. Meetinstrumenten

Een reeks registratietoestellen verzorgt de effectieve monitoring van het hydrodynamische patroon van invallende golven en langse getijstromingen. De golven worden met behulp van een traditionele tweedraads-weerstandsmeter geregistreerd, terwijl de lokale getijstroming in de Appelzak-getijdegeul via een elektromagnetische snelheidsmeter wordt geregistreerd.

De gebruikte elektromagnetische snelheidsmeter registreert twee loodrechte stromingscomponenten van een resulterende snelheidsvector in een willekeurig kwadrant van het totale stromingsveld. Het meetprincipe steunt op de zogenaamde inductiewet van Faraday, die zegt dat door de stroming van een geleidende vloeistof in een magnetisch veld een elektrische spanning wordt opgewekt. Door twee diametraal tegenover mekaar ingebouwde sensoren zijn de geregistreerde spanningssignalen proportioneel met de respectievelijke x- en y-componenten van de resulterende stroming in het vlak van de meetsensoren. Dit eenvoudig meettoestel laat toe de langsstroming (of misschien beter de stroomellips, om de beperkte dwarscomponent mee te evalueren) ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul in beide richtingen te kwantificeren.

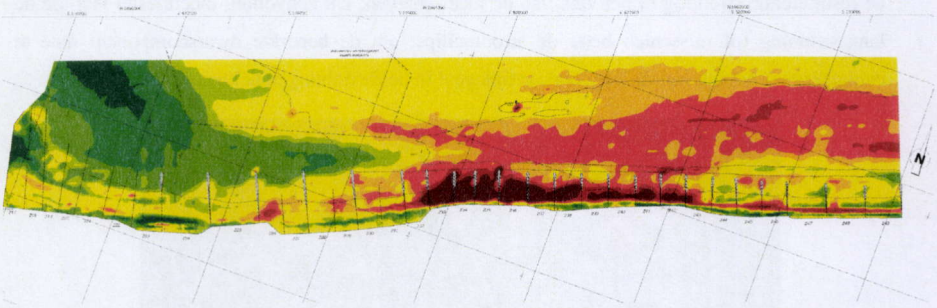


Figuur 20. Elektromagnetische snelheidsmeter naast klassiek hydrometrisch OTT-labomolentje

2.6 ONTWERP VAN HET 3D-SCHAALMODEL

2.6.1. Geometrische verschaling

In de 3D-modellering wordt getracht de totale hydrodynamische impact op de beschouwde profielsuppletie te verifiëren. Daartoe wordt naast de loodrecht invallende golfaanval en de verticale tijvariatie (2D-proeven) ook de langse stroming in het beschouwde kustgebied gesimuleerd. De ganse kuststrook (figuur 21) van het studiegebied ten oosten van de havenuitbouw te Zeebrugge bestrijkt een zone van ongeveer 8000 m lengte (van sectie 36 tot en met sectie 65) en een dwarsprofiel over 4000 à 5000 m (van de zeedijk tot voorbij de golfbrekerarmen van Zeebrugge). Over het dwarsprofiel varieert de verticale coördinaat van Z + 9.50 m (bovengrens) tot aan Z -7.50 m over de secties 50 tot 61, zodat een maximale hoogtevariatie van $\Delta Z = 17$ m als limiet dient voor de verdere ontwerpberekeningen.



Figuur 21. Overzicht van het onderzoeksgebied Belgische Oostkust (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4)

Een rudimentaire beschouwing van de beschikbare modelruimte in de 3D-golfbak toont volgende beperkende karakteristieken :

Modelafmetingen			Verschalingsfactor naar werkelijkheid
- maximale kustlengte	= 10 m	⇒	800
- maximale dwarsafstand	= 12 m	⇒	400-350
- maximale diepte	= 0.50 m	⇒	35

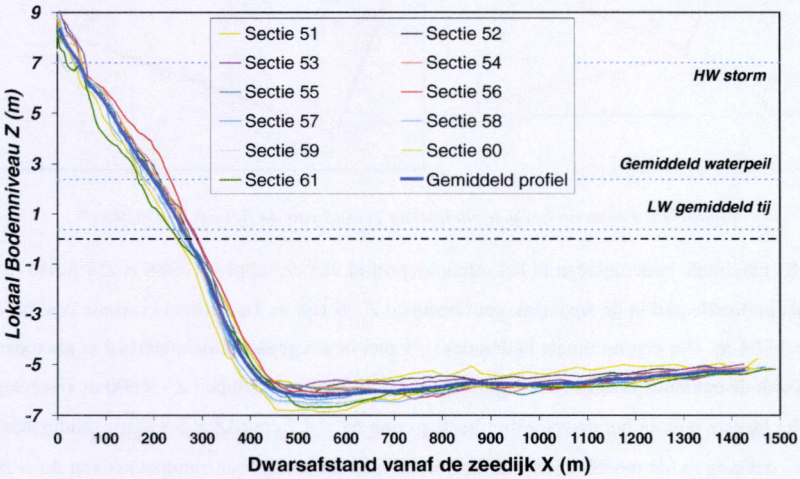
Deze gegevens illustreren de praktische problemen op twee niveaus :

- grote geometrische schaalwaarden, wat tot onnauwkeurig kleine modelafmetingen leidt,
- extreme distortie tussen verticale en horizontale dimensies, wat naar morfologische verschalingen van dwarsprofielen en suppletievormen nefaste schaaleffecten introduceert.

Daarom ook wordt hier a priori gekozen voor een enigszins aangepaste benadering. De fundamentele doelstelling van dit modelonderzoek is primordiaal de werking en de stabiliteit van een profielsuppletie voor het studiegebied te valideren. Daarom ook wordt in de 3D-modelstudie slechts een representatieve en geïdealiseerde kuststrook gesimuleerd, waarbij de heersende hydrodynamica aan de randen van het fysisch model via externe gegevens afgeleid wordt (hybride modellering). In plaats van de aanvankelijke "vaste" randvoorwaarden voor het testgebied, is hier een "bewegende" randvoorwaarde voorzien waarbij de aangrijpende hydrodynamica (golven, verticaal tij en langsstroming) extern wordt bepaald.

Het modelgebied wordt dan verder bepaald op basis van volgende vaststellingen :

- De Appelzak-getijdegeul reikt, volgens een gemiddeld dwarsprofiel voor de secties 51-61, tot zo'n 750 m uit de zeedijk (figuur 22).
- De strandhoofden situeren zich gemiddeld zo'n 200 à 300 m van elkaar.
- De verticale variatie ΔZ blijft beperkt tot 17 m.



Figuur 22. Gemiddeld dwarsprofiel van referentiesuppletie 1986 (terreinmetingen)

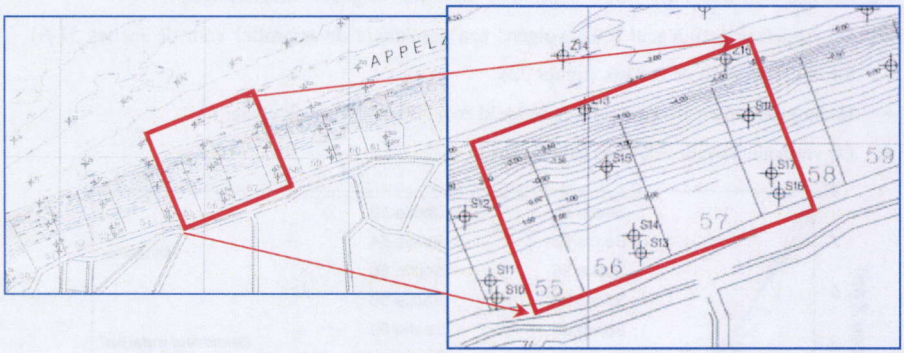
Vertrekkend van een ***lineaire schaal*** α_s **= 60** en vooropstellend dat geen distortie wordt voorzien in het fysisch schaalmodel kan men volgende ontwerpwaarden vooropstellen bij het geïdealiseerd fysisch schaalmodel (figuur 23):

- Kuststrook van 720 m, lopend van midden sectie 55 tot en met het midden van sectie 58, voor Knokke-Zoute (centraal rond sectie 56-57).

  → Y = 110 + 250 + 250 + 110 = 720 m

  komt overeen in het schaalmodel met een langse kustlengte van y = 12 m

- Het type-dwarsprofiel (gemiddeld profiel constant uniform over het volledige testgebied) loopt vanaf de zeedijk (X = 0 m) tot in de Appelzak-getijdegeul (X = 720 m). In het fysisch model strekt het kustprofiel zich uit over Δx = 12 m. Net als bij de 2D-modelproeven wordt de suppletievorm van 1986 als vertrekpunt voor de preliminaire ontwerpbeschouwingen gebruikt.

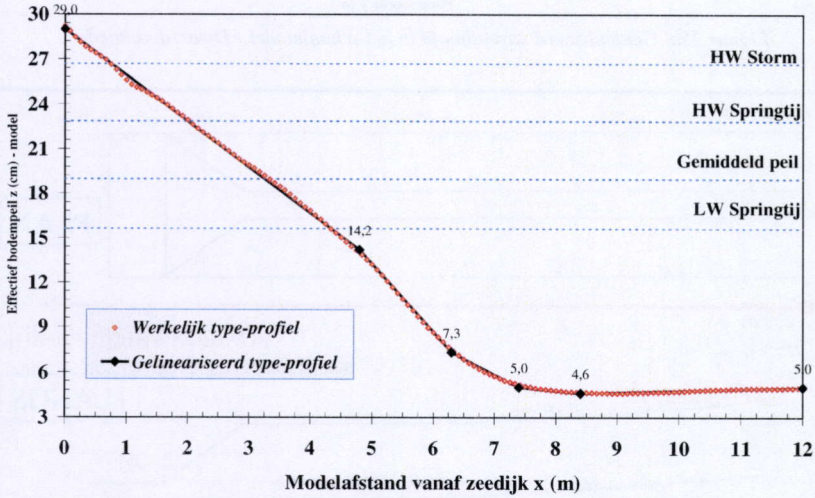


Figuur 23. Focus op het gemodelleerde gebied van de Belgische Oostkust

- Het maximale bodemniveau in het referentieprofiel van de suppletie 1986 is Z + 8.646 m en het minimale peil in de Appelzak-geul bedraagt Z - 6.168 m. De verticale variatie is aldus ΔZ = 14.84 m. Om een minimale bodemdekking met beweegbaar modelmateriaal te garanderen wordt de betonnen bodem van de golfbak op het referentiebodempeil Z - 9.000 m vastgelegd. Het laagste punt in het dwarsprofiel heeft zo nog Δz = 4.7 cm (ΔZ = 2.832 m) zandmateriaal als dekking in het model, terwijl de aansluiting met de zeedijk een zandpakket van Δz = 29.4 cm in het model als dikte krijgt.

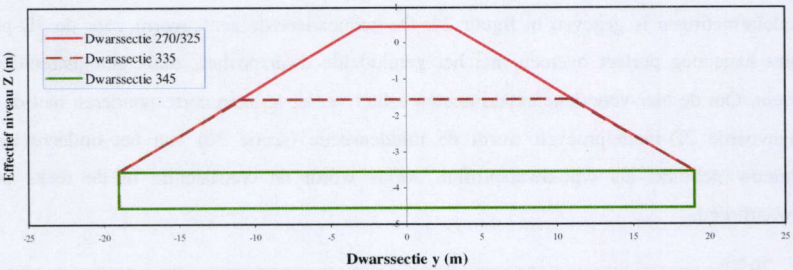
- De variatie in bathymetrie in verticale zin is cruciaal voor de verdere analyse van de experimenten. De bodem van het vervormde kustgebied wordt geregistreerd met het eerder beschreven profielvolgsysteem. Met de gekozen lineaire schaal $\alpha_s = \alpha_{vert} = 60$ stemt een aflezing van $\Delta z = 1$ mm in het schaalmodel overeen met een werkelijke variatie in het bodempeil van $\Delta Z = 60$ mm = 6 cm. Gelet op de betrouwbare registratie door het profielvolgsysteem is deze nauwkeurigheid ruim voldoende om aan de vooropgestelde analysevereisten te voldoen.

Het aldus bekomen gemiddelde dwarsprofiel als representatie van de suppletie 1986 in modelafmetingen is gegeven in figuur 24. De gelineariseerde aanlegvorm voor de 3D-proeven komt nagenoeg perfect overeen met het gemiddelde dwarsprofiel, zoals geregistreerd op het terrein. Om de hier voorziene experimenten echter verder te laten corresponderen met de eerder uitgevoerde 2D-modelproeven wordt de middensectie (sectie 56) van het onderzoeksgebied opnieuw gebruikt als type-dwarsprofiel. Aldus wordt de consistentie in de reeks proeven gewaarborgd.

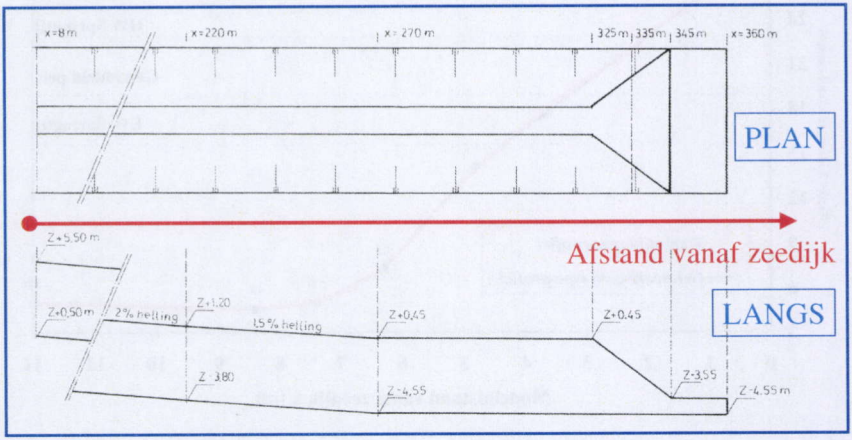


Figuur 24. Model-dwarsprofiel voor de referentiesuppletie 1986

Het ontwerp en de inbouw van de strandhoofden is gebaseerd op de plans beschikbaar gesteld door de Dienst der Kust. Principieel bestaat een werkelijk strandhoofd uit een trapeziumvorm met een centrale, constante topbreedte van 6.00 m en een symmetrische helling van 4:1 naar de constante zeebodem toe. Op het nat en droog strand (X = 0 – 270 m) loopt deze trapeziumvorm evenwijdig met de zeebodem. Verder zeewaarts, ter hoogte van de vooroever (X = 270 - 320 m) is de top van het strandhoofd horizontaal op peil Z + 0.45 m gelegen. Aan het zeewaartse uiteinde is een voetconstructie voorzien die beschermd wordt met extra steenbestortingen (figuur 25).



Figuur 25a. Geïdealiseerd strandhoofd in het schaalmodel - Dwarsdoorsnede



Figuur 25b. Geïdealiseerd strandhoofd in het schaalmodel - Langsdoorsnede

2.6.2. Morfologische verschaling

Nog meer dan in 2D-experimenten is de moeilijkheid een geschikt bodemmateriaal voor het fysisch schaalmodel te vinden. Vertrekkend van een niet-gedistorteerde Froudeverschaling voor golven en stroming dient opnieuw een keuze gemaakt te worden tussen suspensie als dominante factor of bodemtransport als meest relevante sedimenttransportfenomeen. Bij deze 3D-proeven, waar de langse stroming in dieper water expliciet is ingebouwd, ligt deze keuze niet zo simpel. Enerzijds blijft de loodrecht invallende golfimpact een primordiale rol opeisen in de brandingszone, waar brekingsverschijnselen de nodige turbulentie induceren en aldus het suspensietransport initiëren. Anderzijds treedt nu verder zeewaarts in het fysisch schaalmodel een bijkomend hydrodynamisch fenomeen op. De langse stroming, geconcentreerd in de Appelzak-geul, voert de lokale zand- / slibbodem lateraal weg. Hierbij speelt vooral het bodemtransport een belangrijke rol zodat voor deze strook in het fysisch model een andere verschalingsbenadering zou gebruikt moeten worden. Dit is echter onmogelijk te realiseren in één en hetzelfde schaalmodel. Vandaar dat hier gekozen is voor de suspensie-dominantie als ontwerp-maatstaf en dat de bodemtransportverschaling achteraf gecheckt wordt. Samen met de Froude-benadering voor de belangrijkste hydrodynamische parameters vormt het Dean-getal de ontwerpparameter voor de sedimentologische verschaling (Hughes [13], 1993). Deze benadering leidt aldus tot volgende schaalrelaties :

*) Hydrodynamische verschaling : Froude-model

$\alpha_s = \alpha_{vert} = \alpha_{hor}$	$= 60$	geometrische schaal
$\alpha_v = \sqrt{\alpha_s}$	$= 7.746$	stroomsnelheidsschaal
$\alpha_Q = \alpha_s^{5/2}$	$= 27885.5$	debietschaal
$\alpha_{tijd} = \sqrt{\alpha_s}$	$= 7.746$	hydrodynamische tijdschaal
$\alpha_T = \alpha_{tijd}$	$= 7.746$	schaalfactor voor golfperiode
$\alpha_H = \alpha_L = \alpha_s$	$= 60$	schaalfactor voor golfhoogte, golflengte

*) Morfologische verschaling : Dean-model

$\alpha_w = \sqrt{\alpha_s}$	$= 7.746$	schaalfactor voor bezinkingssnelheid

Op basis van deze schaalwetten wordt een vergelijking uitgewerkt tussen de prototypewaarden en de beschikbare modelmaterialen (tabel 5).

	Prototype		Verschaling	Modelmaterialen			Meting LvH
	D_{50} (µm)	w (mm/s)	w_{model} (mm/s)		D_{50} (µm)	w_{lev} (mm/s)	D_{50} (µm) Droge zeving
Suppletie 86	300	31.0	4.01	GA39	91	4.75	100.0
Suppletie 2				GA38	96	5.29	115.0
Grindvoet	14.000	511.2	66.0	AF100	80	3.67	122.0
				M 34	185	19.24	155.0
				Zand 0/7	710	85.76	-

Tabel 5. Morfologische verschaling volgens Dean-getal

De bezinkingssnelheid w wordt berekend volgens de formule van Hallermeier ([8], 1985 - zie hoger). De vermelde korrelkarakteristieken van de fijne zanden zijn gebaseerd op door de leverancier beschikbaar gestelde gegevens (Sibelco S.C.R. [45], 1998). Net zoals bij de 2D-experimenten wordt het gebruik van lichte materialen als beweegbare bodem ook hier op voorhand uitgesloten. Zowel praktische bezwaren voor de verwerking, de aanleg en het opstarten van de modellering als de reeks schaaleffecten specifiek verbonden aan het gebruik van dergelijke modelmaterialen verantwoorden deze keuze. Enkel zand-materiaal wordt in ogenschouw genomen, zodat dezelfde fysische sedimenttransportprocessen optreden in model en prototype. Uit de gelijke grootte-orde van de respectievelijke bezinkingssnelheden w_{model} en w_{lev} in bovenstaande tabel 5 zijn AF100 en GA39 als meest toepasbare modelmaterialen af te leiden, in zoverre de gegevens in de technische fiches van de leverancier met de werkelijkheid overeenstemmen. Laboratoriummetingen op het WLB en aan het Laboratorium voor Hydraulica tonen immers afwijkende karakteristieken (zie hoger - figuur 11/12) :

AF100 : $D_{50} = 122\ \mu m \Rightarrow w' = 8.54$ mm/s

GA39 : $D_{50} = 100\ \mu m \Rightarrow w' = 5.74$ mm/s

Op basis van bovenstaande resultaten wordt uiteindelijk gekozen voor GA39 als modelzand. De afwijkingsmarges van dit gecalibreerde kwartszand liggen duidelijk dichter bij de vooropgestelde karakteristieken zodat de richtwaarde van de technische fiche van de leverancier

hier veel betrouwbaarder is dan bij het natuurlijke AF100-zand. Het aldus gekozen modelzand voor de 3D-modellering komt, op basis van de ontwikkelde Dean-verschaling, in werkelijkheid overeen met de volgende karakteristieken van het suppletiezand:

Modelmateriaal:	GA39-zand	$D_{50} = 100\ \mu m$
		$w = 5.74$ mm/s
Werkelijkheid:		$\Rightarrow w = 44.46$ mm/s (Dean-verschaling)
		$\Rightarrow D_{50} = 410\ \mu m$
		(grover dan vooropgestelde 300 µm)

Volgens de theoretische morfolgische Dean-verschaling is het gekozen modelzand duidelijk te grof als simulatie van de vooropgestelde profielsuppletiezanden. Opnieuw zal het in het 3D-schaalmodel gegenereerde sedimenttransport kleiner zijn dan in de vooropgestelde werkelijkheid.

Om het verschalen van het bodemtransport te verifiëren is hier kort het begin van beweging als criterium geëvalueerd. Hiertoe wordt opnieuw het Korrel-Reynoldsgetal en het densimetrisch Froudegetal gevalideerd bij de kritische situatie van begin van beweging waarbij het bodemtransport optreedt. Vaste gegevens voor deze beschouwing zijn :

- $\rho_{sediment} = \rho_{kwarts} = 2650\ kg/m^3$
- $\rho_{water} = 1000\ kg/m^3$ (model - zoet water)
  $= 1030\ kg/m^3$ (prototype - zout water)
- Kinematische viscositeit van water = 1.57×10^{-6} m²/s (model - zoet water)
  = 1.65×10^{-6} m²/s (prototype - zout water)
- $D_* = \left[\dfrac{\left(\dfrac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g}{\nu^2} \right]^{1/3}$ D_{50} = dimensieloze korreldiameter
- Kritische bodemschuifspanning $\tau_{b,cr}$ - Kritische schuifsnelheid u_{*cr} volgens Shields-diagram (Van Rijn [54], 1988)
- Korrel Reynoldsgetal $Re_{*,cr} = \dfrac{u_{*cr}\ D_{50}}{\nu}$
- Densimetrisch Froudegetal $Fr_{*,cr} = \dfrac{u_{*cr}^2}{g\ D_{50}(s-1)}$

	D_{50} (µm)	ρ_{water} (kg/m^3)	ν (m^2/s)	D_*	τ_{cr} (N/m^2)	Fr_* (-)	Re_* (-)
Profiel zand (prototype)	300	1030	1.65×10^{-6}	5.349	0.228	0.048	2.707
Model zand 2 (GA39)	100	1000	1.57×10^{-6}	1.875	0.207	0.128	0.919

Tabel 6. Verschaling bodemtransport - begin van beweging

Het is duidelijk dat het dimensieloze korrel Reynoldsgetal Re_* zeker niet constant blijft tussen werkelijkheid en schaalmodel zodat bij niet volledige turbulente stroming in de grenslaag zeker schaaleffecten optreden. Het densimetrisch Froudegetal $Fr_{*,cr}$ bepaalt de schuifspanningscondities voor het begin van beweging, zodat duidelijk wordt dat in het fysisch schaalmodel het bodemtransport zich trager zal ontwikkelen. Een mogelijke aanpassing betaat erin de effectief gestuurde langsstroming in het fysisch schaalmodel een versterkingsfactor mee te geven, waardoor alsnog het door de stroming gegenereerde bodemtransport van de modelsedimenten zich sneller en intenser ontwikkelt in het schaalmodel.

$$\frac{Fr_{*,model}}{Fr_{*,werk}} \approx 2.7 > 1$$

2.7. BESLUIT

Uit bovenstaande beschrijving van de gebruikte modelinfrastructuur blijkt het vrij unieke karakter van de voorziene fysische experimenten. In de 2D-golfgoot kan naast een traditionele spectrale golfimpact ook een waterpeilvariatie (verticaal getij) gegenereerd worden zodat de dwarstransportontwikkeling van het kustprofiel een extra dimensie meekrijgt. Het variërende waterpeil tijdens de 2D-experimenten zorgt er immers voor dat enerzijds de invallende golven steeds op een andere locatie in het kustdwarsprofiel breken en door turbulentie specifieke transportmechanismen over een meer uitgespreide zone initiëren en anderzijds de golfimpact zich naar HW toe hogerop in het dwarsprofiel laat gevoelen. Bij de 3D-proeven is de sturing van de volledige hydrodynamische belasting in één fysisch model ook niet zo evident. Door de

gelijkwaardige impact van golven en langse tijstroming is een gecombineerde modellering, tezamen met de verticale tijvariatie, een strikte noodzaak om tot realistische proefresultaten te komen. De volwaardige generatie van deze drie bepalende actoren, zowel in een ruimtelijk als in een tijdskader, maken de hier beschreven 3D-golfbak tot een uniek werkinstrument.

De geometrische verschaling in de respectievelijke schaalmodellen is, op basis van de beschikbare dimensies in de laboratoriumopstelling en de terreinafmetingen van het vastgelegde kustgebied als representatieve voorstelling van het onderzoeksgebied voor de Belgische Oostkust, als volgt uitgewerkt: 2D-model Lineaire schaal $\alpha_s = 25$ geen distortie

3D-model Lineaire schaal $\alpha_s = 60$ geen distortie

De hydrodynamische verschaling van zowel de langsstroming, verticaal getij als het golfpatroon gebeurt traditioneel volgens het Froude-model. De morfologische verschaling, de moeilijkste en tegelijk ook zwakste schakel in de kwantitatieve exploitatie van de experimentele gegevens, wordt voldoende fundamenteel theoretisch onderbouwd om een betrouwbare, kwalitatieve interpretatie te formuleren. In beide schaalmodellen is gekozen voor een zogenaamd Dean-model, waarbij de verschaling van de bezinkingssnelheid w de belangrijkste ontwerpparameter voor de modelsedimenten vormt. Door deze keuze wordt het suspensietransport, gegenereerd door de turbulentie onder (brekende) golven in de brandingszone, als dominante factor bij de kustprofielontwikkeling aangenomen. Mede gebaseerd op de beschikbare modelzanden, leidt deze Dean-verschalingswet tot volgende praktische toepassing in de respectievelijke fysische schaalmodellen:

2D-model Schaal bezinkingssnelheid $\alpha_w = 5.00$

AF100-zand met $D_{50} = 122$ µm als model voor werkelijk zand met $D_{50} = 250\text{-}300$ µm

3D-model Schaal bezinkingssnelheid $\alpha_w = 7.75$

GA39-zand met $D_{50} = 100$ µm als model voor werkelijk zand met $D_{50} = 300$ µm

De gebruikte modelzanden corresponderen theoretisch (op basis van de Dean-verschaling) met een werkelijke D_{50}-waarde = 400 µm voor de suppletiezanden. In beide fysische schaalmodellen is duidelijk de beweegbare zandbodem te grof en dus té immobiel gekozen. Hierdoor is de sedimenttransportontwikkeling in de schaalmodellen kleiner dan in de vooropgestelde werkelijkheid. De hoge golfbelasting in de 2D-golfgoot compenseert ten dele deze tekortkoming; doch de langsstroming in het 3D-model wordt onvoldoende versterkt om een gelijkaardige compensatie ook voor het laterale sedimenttransport te realiseren.

2.8. REFERENTIES

1. Bijker E.W. (1967), Some considerations about scales for coastal models with movable bed, Delft Hydraulics Laboratory Publication No. 50.

2. Bijker E.W. (1982), Physical models for coastal morphology and harbour models, Terra et Aqua No. 23/24, p. 24, IADC-Elsevier Advanced Technology Publications (Oxford).

3. Birkemeier W.A. (1984), Time scales of nearshore profile changes, Proceedings ICCE 19, p. 1507, Houston - Texas (USA).

4. Burcharth H.F. (1981), A comparison of nature waves and model waves with special reference to wave grouping, Coastal Engineering No. 4, p. 303, Elsevier Science Publishers Amsterdam.

5. Burgi P.H. (1987), Laboratory equipment and instrumentation, Proceedings IAHR 22, p. 164, Lausanne (Zwitserland).

6. Dette H.H., Larson M., Murphy J., Newe J., Peters K., Reniers A. en Steetzel H. (1996), Application of prototype flume tests for beach nourishment assessment, EC Mast-Safe project.

7. Hallermeier R. (1984), Added evidence on new scale law for coastal models, Proceedings ICCE 19, p. 1227, Houston - Texas, (USA).

8. Hallermeier R.J. (1985), Unified modelling guidance based on a sedimentation parameter for beach changes, Coastal Engineering, Vol. 9, No.1, p. 37, Elsevier Science Publishers Amsterdam.

9. Hansen J.B. (1980), Experimental investigation of periodic waves near breaking, Proceedings ICCE 17 Sydney (Australië).

10. Hicks D.M. en Green M.O. (1997), The "fall speed"-parameter as an index of cross-shore sand transport : verification from measurements on the shoreface, Proceedings Australian Coastal and Ocean Engineering Conference, p. 1089, Christchurch (Nieuw-Zeeland).

11. Hughes S.A. (1982), Movable bed modelling law for coastal dune erosion, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 109, No. 2, p. 164, ASCE.

12. Hughes S.A. en Fowler J.E. (1990), Validation of movable-bed modelling guidance, Proceedings ICCE 22, p. 2457, Delft (The Netherlands).

13. Hughes S.A. (1993), Physical models and laboratory techniques in coastal engineering, Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 7, World Scientific Publishing Co. Singapore.

14. Hulscher S. (1996), On validation of a large scale bed form prediction model against field observations, Proceedings Conference "Physics of Estuaries and Coastal Seas", p. 101, Den Haag (Nederland).

15. Ito M. en Tsuchiya Y. (1984), Scale-model relationship of beach profile, Proceedings ICCE 19, p. 1386, Houston - Texas (USA).

16. Ito M. en Tsuchiya Y. (1988), Reproduction models of beach change by storm waves, Proceedings ICCE 21, p. 1544, Malaga (Spanje).

17. Jain S.C. (1982), Movable bed tidal inlet model, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 108, WW3, p. 326, ASCE.

18. Jensen O.J. en Klinting P. (1983), Evaluation of scale effects in hydraulic models by analysis of laminar and turbulent flows, Coastal Engineering Vol. 7, No. 4, p. 319, Elsevier Science Publishers, Amsterdam.

19. Johnson J.W. (1949), Scale effects in hydraulic models involving wave motion, Transactions American Geophysical Union, Vol. 30, No. 4, p. 517.

20. Kajima R. en Shimizu T. (1982), Experiments on beach profile change with a large wave flume, Proceedings ICCE 18, p.1385, Cape Town (South Africa).

21. Kamphuis J.W. en Nairn R.B. (1984), Scale effects in large coastal mobile bed models, Proceedings ICCE 19, p. 2322, Houston - Texas (USA).

22. Kamphuis J.W. (1991), A longshore sediment transport rate, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 117, No. 6, p. 624, ASCE.

23. Kamphuis J.W. (1995), A comparison of 2-D and 3-D beach profiles, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 3, p. 155, ASCE.

24. Keulegan G.H. (1966), Estuary and Coastline Hydrodynamics - Chapter 17 "Model laws for coastal and estuarine models" (p. 691) - editor A.T. Ippen, Mc Graw-Hill Book Company Inc. New York.

25. Kolkman P.A. (1990), Froude scale modelling for dynamically loaded saturated fine sand, Delft Hydraulics Publication No. 440.

26. Kraus N.C. en Smith J.M. (1994), Supertank Laboratory Data Collection Project - Volume 1 : Main Text, Technical Report CERC-94-3, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineers.

27. Kriebel D.L., Dally W.R. en Dean R.G. (1986), Undistorted Froude Model for surf zone sediment transport, Proceedings ICCE 20, p. 1296, Taipei (Taiwan).

28. Le Méhauté B. (1976), Similitude in coastal engineering, Journal of Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division Vol. 102, WW3, p. 317, ASCE.

29. Le Méhauté B. (1976), An introduction to hydrodynamics and water waves (appendix B : Similitude and Scale Model Technology), Springer Verlag New York.

30. Lundgren H. (1978), Struggle of physics and mathematics in coastal engineering, Proceedings ICCE 16, Hamburg (Duitsland).

31. Mimura N., Otsuka Y. en Watanabe A. (1986), Laboratory study on two-dimensional beach transformation due to irregular waves, Proceedings ICCE 20, p. 1393, Taipei (Taiwan).

32. Mizumura K. en Shiraishi N. (1981), Laboratory study on the shoreline changes behind a coastal structure, Coastal Engineering No. 5, p. 51, Elsevier Science Publishers Amsterdam + Discussion by R. Silvester en P. Bruun (1983).

33. Noda E.K. (1972), Equilibrium beach profile scale-model relationship, Journal of Waterways, Harbours and Coastal Engineering Division, Vol. 98, No. WW4, p. 517, ASCE.

34. Novak P. en Cabelka J. (1981), Models in hydraulic engineering - physical principles and design applications, Pitman Advanced Publishing Program Boston.

35. Peters K., Newe J. en Dette H.H. (1996), Development of underwater beach profile by monochromatic and random waves, Proceedings ICCE 25, Orlando (USA).

36. Pluym M., Van der Lem J.C., Kraak A.W. en de Ruig J.H.W. (1994), Offshore Breakwaters versus beach nourishment - a comparison, Proceedings ICCE 24, p. 586, Kobe (Japan).

37. Pratte B.D., Willis D.H. en Ploeg J. (1982), Harbour sedimentation - comparison with model, Proceedings ICCE 18, p. 1119, Kaapstad (Zuid-Afrika).

38. Rannieri G. (1994), Experimental study on erosive beach profiles, Proceedings Int. Symposium on Waves - Physical and Numerical Modelling, p. 1473, Vancouver (Canada).

39. Rathbun R.E. en Nordin C.F. (1971), Tracer studies of sediment transport processes, Journal of Hydraulics Division Vol. 97, No. HY9, p. 1305, ASCE.

40. Rogers W.E. en Work P.A. (1996), Mathematical and physical modelling of beach nourishment projects, Proceedings ICCE 25, p. 2941, Orlando (US).

41. Saville T. (1957), Scale effects in two dimensional beach studies, Transactions IAHR, 7th General Meeting, Paper A3-1/10.

42. Sayao O.S.F.J. en Guimaraes J.C. (1984), Experimental verification of similarity criteria for equilibrium beach profiles, Proceedings ICCE 19, p. 1342, Houston - Texas (USA).

43. Sayao O.J. en Nairn R.B. (1988), Physical modelling of beach erosion and littoral drift, Proceedings ICCE 21, p. 1818, Malaga (Spanje).

44. Sharp J.J. (1981), Hydraulic modelling, Butterworths London (Engeland).

45. Sibelco S.C.R. (1998), Leven met kwarts - Kwartszand : productie en toepassing - Technische fiches kwartsmaterialen.

46. Sill B.L., Fisher J.S. en Whiteside S.D. (1981), Laboratory investigation of ebb tidel shoals, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 107, WW4, p. 233, ASCE.

47. Silvester R. (1974), Coastal Engineering Vol. 2 - Chapter 7 'Hydraulic Modelling' (p. 285), Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.

48. Sleath J.F.A. (1978), Measurements of bed load in oscillatory flow, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Vol. 104, WW4 p. 291, ASCE.

49. Southgate H.N. (1991), Beach profile modelling : flume data comparisons and sensitivity tests, HR Published Paper No. 49, HR Wallingford.

50. Stive M.J.F. (1985), A scale comparison of waves breaking on a beach, Coastal Engineering Vol. 9, No. 2, p. 151, Elsevier Science Publishers Amsterdam.

51. Trouw K., Monbaliu J. en Berlamont J. (1996), Study of the scale effects, the possibilities and the constraints to translate lab results to field situations when solving wave-induced sediment transport processes, Proceedings Conference "Physics of Estuaries and Coastal Seas", p. 165, Den Haag (Nederland).

52. Van De Graaff J. (1977), Dune erosion during a storm surge, Coastal Engineering, Vol. 1, p. 99-134, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam.

53. Van Der Biezen S., Van Der Graaff J., Schaap J., Bergonzi M. en Torrini L. (1997), Small scale tests and numerical modelling of the hydrodynamic and morphological effects of submerged breakwaters, Proceedings Australian Coastal and Ocean Engineering Conference p. 219, Christchurch (Nieuw-Zeeland).

54. Van Rijn L.C. (1988), Handbook sediment transport by currents and waves, Delft Hydraulics, Delft (The Netherlands).

55. Vellinga P. (1982), Beach and dune erosion during storm surges, Coastal Engineering, Vol. 6, No. 4, p. 361, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

56. Vellinga P. (1984), A tentative description of a universal erosion profile for sandy beaches and rock beaches, Coastal Engineering, Vol. 8, No. 2, p. 171, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.

57. Vellinga P. (1986), Beach and dune erosion during storm surges, Delft Hydraulics Communication No. 372.

58. Wang H., Tone T. en Dette H. (1990), Movable bed modelling criteria for beach profile response, Proceedings ICCE 22, p. 2566, Delft (Nederland).

59. Wang X., Lin L. en Wang H. (1994), Scaling effects on beach response physical model, Proceedings ICCE 24, p. 154, Kobe (Japan).

60. Wens F. (1986), Golfgeneratoren WLB, Technische Nota T5 Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout.

61. Wens F. (1990), Vergelijkende studie beweegbare materialen - MOD.466, Rapport Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout.

62. Work P.A. en Roger W.E. (1998), Laboratory study of beach nourishment behaviour, Journal of Water, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol. 124, No. 5, p. 229, September/October 1998, ASCE.

63. Yalin M.S. (1971), Theory of hydraulic models, McMillan New York.

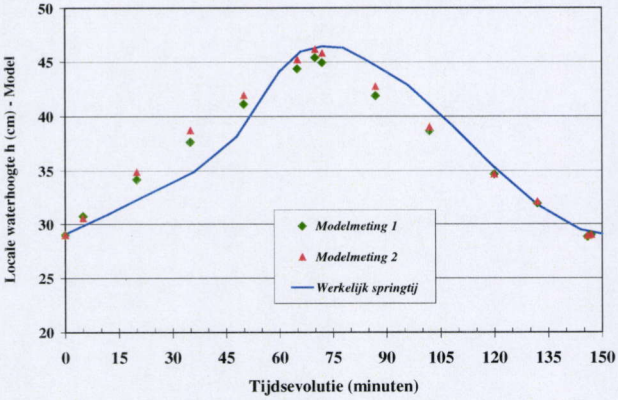
64. Zhang X. en Tang C. (1997), Development and experiment of a new model sand BZY, Int. Journal of Sediment Research Vol. 12, No. 2, p. 83, IRTCS.

HOOFDSTUK 3

PRELIMINAIRE 2D-MODELPROEVEN

3.1 REFERENTIEPROEVEN : SUPPLETIE 1986

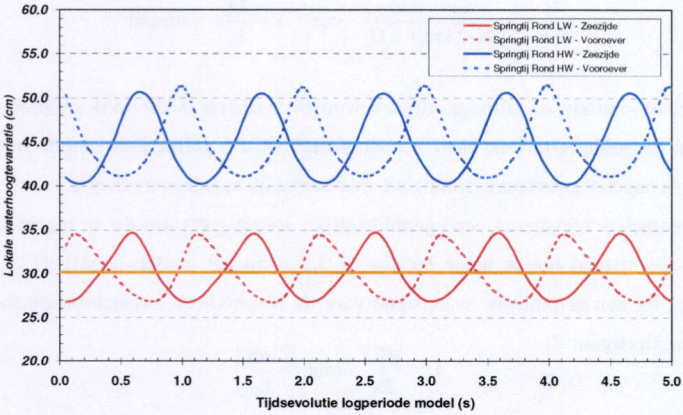
Deze reeks experimenten vormt de feitelijke inleiding tot de meer gedetailleerde studie van de profielsuppleties als mogelijke kustverdedigingsvorm voor het hier beschouwde gebied van de Belgische Oostkust. In deze preliminaire proeven is in de 2D-testgoot een eerste reeks testen met een representatief dwarsprofiel van de suppletie van Knokke (1986) onder monochromatische golven uitgevoerd. De suppletie van 1986 wordt gebruikt als vertrekpunt voor de ontplooiing van het verdere proefprogramma. Zo kunnen onmiddellijk de kwaliteit en/of de tekortkomingen van de fysische modellering getoetst worden. Bij gebrek aan sturingseenheid voor het vullen/ledigen van de installatie is de verticale tijvariatie in deze faze van het experimenteel onderzoek manueel bediend. De registratie van de waterhoogte over het springtij, op basis van de golfhoogtemeters, toont een zeer aanvaardbaar verloop van het vooropgestelde tijschema in de proeven.



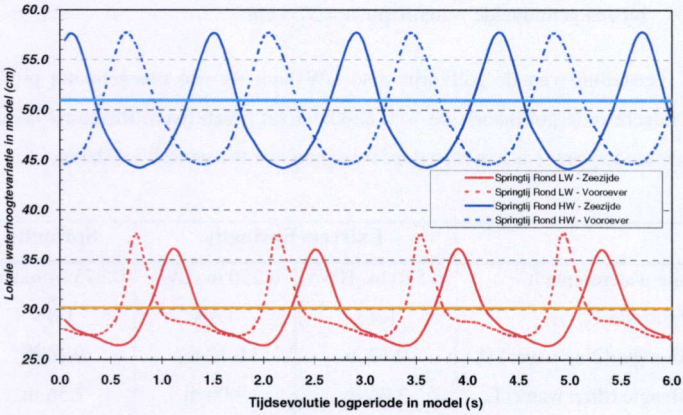
Figuur 1. Simulatie van vertikaal getij in model

Een voorbeeld van de geregistreerde golfgegevens is gegeven in figuur 2. De golfhoogte H en golfperiode T wordt berekend op basis van continue waterpeilmetingen, op

discrete tijdstippen over het verticale tij, simultaan geregistreerd op twee locaties (modelafmetingen) langsheen het dwarsprofiel : respectievelijk op 20 m van de zeedijk (= invalsrand van het model) en op 16 m vanaf de zeedijk (= zeewaartse zijde van de vooroever).



Figuur 2. Golfregistratie in het 2D-model - Springtij – H_{input} = 0.10 m



Figuur 3. Golfregistratie in het 2D-model - Extreem Springtij – H_{input} = 0.12 m

Figuren 2 en 3 illustreren duidelijk de evolutie in het golfprofiel van zuiver sinusoïdale invallende golven naar brekende golven wanneer de golven op het dwarsprofiel oplopen. Bij het springtij met H_{input} = 0.10 m (figuur 2) is de vervorming van de invallende golven enkel initieel te merken rond LW op de vooroever waar enige aanzet tot breking kan afgeleid worden. Doch bij het extreme springtij met H_{input} = 0.12 m (figuur 3) is deze versterking naar het breken van de golven toe duidelijk merkbaar. De grotere golfhoogtes rond HW en de

kleinere golven bij LW-stand zijn een rechtstreeks gevolg van de sturing van het golfgeneratieprogramma. Immers, de gebruikte software berekent de schotuitwijking S_o op basis van de traditionele Bièsel-relatie met een constant veronderstelde waterhoogte.

$$\frac{H}{S_o} = \frac{4 \sinh^2 (kh)}{\sinh (2\,kh) + 2\,kh} \quad \text{met} \quad k = \frac{2\pi}{L} = \text{golfgetal}$$

Verdere details omtrent de sturingssoftware worden verderop in dit werk besproken bij de analyse van de golfspectra (cfr. Deel B - Hoofdstuk 4). De golfperiode van de regelmatige golven wordt nagenoeg perfect gesimuleerd, onafhankelijk van de waterdiepte.

Beide golvenmeters registreren een ogenblikkelijke, lokale golfvorm die in tegenfaze is met de andere. De afstand tussen beide locaties is 3.5 m in het model, ongeveer 2.5 keer de golflengte L bij een gemiddelde waterstand voor de beschouwde monochromatische golven tijdens springtij (figuur 2).

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

voor T = 1.0 s wordt L = 1.45 m

bij een gemiddelde waterdiepte h = 37.5 cm

De versteiling van de golfvorm rond LW leidt tot een onregelmatig profiel zodat eerder een hogere orde golftheorie de werkelijkheid zal beschrijven. Rekening houdend met onderstaande modelgegevens kan men deze overgang ook theoretisch valideren.

	Extreem Springtij		**Springtij**
Lokale waterdiepte h	0.510 m (HW)	0.250 m (LW)	0.375 (midden)
Golfperiode T	1.4 s	1.4 s	1.0 s
Golfhoogte (diep water) H_o	0.12 m	0.12 m	0.10 m
Golflengte (diep water) L_o	3.06 m	3.06 m	1.56 m
Golflengte (lokaal) L	2.59 m	2.00 m	1.45 m
Shoaling K_s	0.91	0.95	0.93
Golfhoogte (lokaal) H	0.110 m	0.114 m	0.093 m
Verhouding h/L	0.197	0.125	0.26
Verhouding h/gT^2	0.0265	0.0130	0.0382
H/gT^2	0.0057	0.0059	0.0095

Tabel 1. Golfkarakterisatie - modelwaarnemingen

Volgens de referentiefiguur van Le Méhauté (Shore Protection Manual CERC, 1969) voor de validatie van de verschillende golftheorieën, situeren deze golfkarakteristieken zich inderdaad in het grensgebied tussen hogere orde golftheorieën (Stokes - Stroomfunctietheorie) en brekende golven, wat ook overeenstemt met de visuele observaties tijdens de proeven. Immers, de golfmeter aan de invalszijde (zee) toont de versteilde golfvorm rond LW. De tweede golfmeter (ter hoogte van de vooroever waar de lokale waterdiepte in het model h ≅ 0.165 m wordt rond LW) registreert zelfs expliciet brekende golven wat zowel tijdens de experimenten als door de theorie wordt bevestigd :

$h = 0.164$ m (h = LW - lokale bathymetrie)

$T = 1.4$ s - $H_o = 0.12$ m - $L_o = 3.06$ m

$\Rightarrow$ $L = 1.676$ m

$H = 0.121$ m

$\Rightarrow$ $h/L = 0.0979$

$\Rightarrow$ $h/gT^2 = 0.0085$

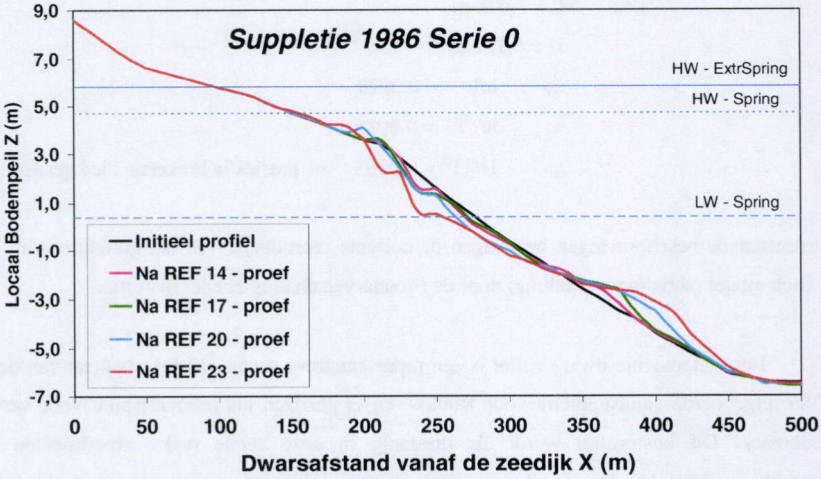
$\Rightarrow$ $H/gT^2 = 0.0063$ »» precies in brekersgebied gesitueerd

Bovenstaande beschouwingen bevestigen de correcte reproductie van het golfpatroon in het fysisch model (shoaling en breking) door de Froude-verschaling zonder distortie.

Het onderzochte dwarsprofiel is een representatieve sectie van het resultaat van de in 1986 uitgevoerde zandsuppletie voor Knokke en is gekozen als referentiepunt voor verder onderzoek. Dit kustprofiel wordt als dusdanig in deze eerste reeks experimenten als vertrekbasis gebruikt. Als modelmateriaal is in deze inleidende proeven een natuurlijk wit zand van Mol (D_{50} = 175 µm – w = 17.5 mm/s) gebruikt. Men kan hier stellen dat, in relatie tot de Dean-verschaling, het modelmateriaal in deze proevenreeks duidelijk te immobiel is gekozen en de optredende sedimenttransportfenomenen in werkelijkheid veel explicieter zullen zijn en beduidend grotere volumes zullen omvatten. Toch geeft deze preliminaire reeks experimenten nuttige informatie omtrent de dwarstransportprocessen over het profiel en de hydrodynamische impact in de modelgoot. Het werkelijke bewegingsmechanisme waarbij een aanzienlijke hoeveelheid zand van het nat strand afgeslagen wordt en verder zeewaarts op de vooroever afgezet wordt, kan met deze fysische modelproeven gegenereerd worden.

Opeenvolgende getijcycli verplaatsen het zand zeewaarts naar de langse "Appelzak"-geul toe, waarbij op de vooroever een expliciete brekersbank wordt gevormd.

Vertrekkend van het aangelegd dwarsprofiel worden een reeks opeenvolgende getijden, elk met een specifieke hydrodynamische belasting (cfr. tabel 2 hieronder), doorlopen. Na elk getij wordt het vervormde, resulterende dwarsprofiel geregistreerd. Figuur 4 toont, aan de hand van een aantal discrete registraties, de typische evolutie van het dwarsprofiel onder die reeks opeenvolgende getijden en monochromatische golven. Hier zijn de afmetingen reeds geometrisch verschaald naar prototype-waarden om zo een meer directe band met de werkelijkheid te krijgen. Bemerk de expliciete erosie op het nat strand (X = 200-270 m), precies de locatie waar de invallende golven breken op het steile stuk van het kustprofiel, en de vorming van een brekersbank op de vooroever (X = 350 - 400 m).



Figuur 4. Progressieve ontwikkeling van dwarsprofiel Suppletie 1986 - Testreeks 1

De breking van de golven induceert een zeewaarts gerichte onderstroming, als gevolg van een overslaande kruin tijdens het brekingsproces. Het door turbulentie in suspensie gebrachte zand wordt aldus offshore getransporteerd en vormt een brekersberm op de vooroever. Onder verdere, opeenvolgende getijden gaat de afkalving van het nat strand verder (zowel in verticale zin, als in dwarse, zeewaartse zin) en zorgt aldus voor de opbouw en zeewaartse migratie van de brekersberm op de vooroever. Immers, de gevormde brekersberm veroorzaakt precies een vervroegd breken van de golven waardoor de erosie sneller (= meer zeewaarts) wordt geïntroduceerd onder de golfimpact. Opvallend is ook de beperkte invloed

op het hogergelegen strandgedeelte: boven de HW-lijn is geen variatie opgemerkt. De golfoploop bij monochromatische golven is té beperkt in tijd en ruimte om een belangrijke impact te hebben. Enkel net onder de HW-lijn (die ook slechts gedurende een heel korte periode bereikt wordt) wordt een lokale aangroei van het strand waargenomen tijdens de proeven. Deze strandberm verplaatst zich landwaarts naarmate de getijden elkaar opvolgen. Het waargenomen sedimenttransport in de modeltesten komt principieel, ondanks de beperkte verschalingsinspanning, verrassend goed overeen met de theoretisch vooropgestelde dwarsprofielontwikkeling: erosie van het nat strand zorgt voor voortschrijdende berm-aangroei op de vooroever. Met de opbouw van deze brekersberm ontwikkelt de erosie op het strand zich verder landwaarts tot een gebeurlijk (stabiel) evenwichtsprofiel wordt bereikt. Om de hierboven beschreven profielontwikkeling te plaatsen binnen het kader van de verdere fysische experimenten is in tabel 2 een overzicht gegeven van de corresponderende hydrodynamische belasting bij de respectievelijke proeven.

Proefindicatie				**Verticaal getij**			Monochromatische golven	
Suppletie 1986		**Suppl 7**	**Suppl 8**		**HW Z (m)**	**LW Z (m)**	**H (m)**	**T (s)**
Reeks 0	**Reeks 1**							
REF11	BAT 1	BAT 14	BAT 27	Spring	4.71	0.41	2.25	5.0
REF12	BAT 2	BAT 15	BAT 28	"	"	"	"	"
REF13	BAT 3	BAT 16	BAT 29	"	"	"	"	"
REF14	BAT 4	BAT 17	BAT 30	"	"	"	"	"
REF15	BAT 5	BAT 18	BAT 31	"	"	"	"	"
REF16	BAT 6	BAT 19	BAT 32	"	"	"	"	"
REF17	BAT 7	BAT 20	BAT 33	"	"	"	2.50	5.0
REF18	BAT 8	BAT 21	BAT 34	"	"	"	3.00	5.0
REF19	BAT 9	BAT 22	BAT 35	"	"	"	3.00	5.0
REF20	BAT 10	BAT 23	BAT 36	"	"	"	3.00	7.0
REF21	BAT 11	BAT 24	BAT 37	Spring	4.71	0.41	3.00	6.0
REF22	BAT 12	BAT 25	BAT 38	Extreem Spring	5.84	-0.70	3.00	7.0
REF23	BAT 13	BAT 26	BAT 39		5.84	-0.70	3.00	7.0

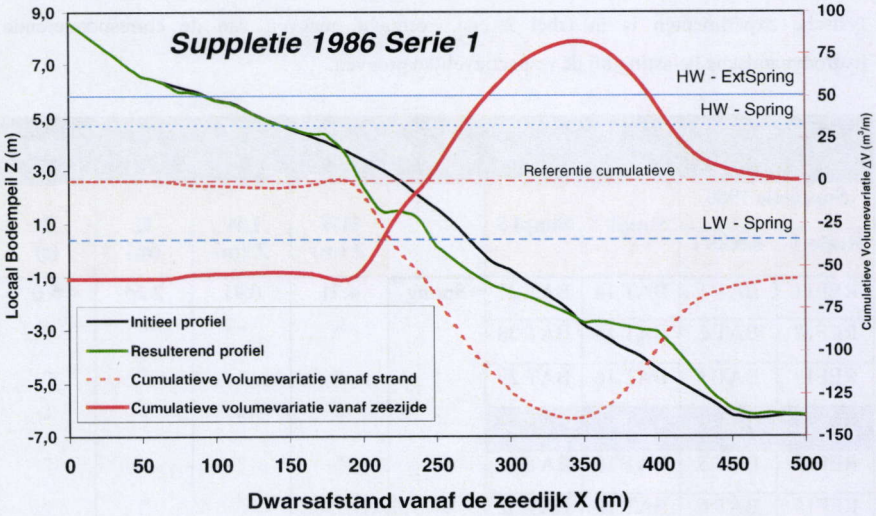
Tabel 2. Hydrodynamica - Monochromatische golven

In deze preliminaire proevenreeks is voor drie rudimentaire suppletievormen (zie verder in dit hoofdstuk) een reeks van 13 opeenvolgende getijden gesimuleerd. Tussen elke tijcyclus is een intermediaire opname van het resulterend dwarsprofiel gemaakt (BAT?? of REF??). De gekozen golfkarakteristieken (monochromatisch) induceren een relatief strenge hydrodynamische belasting. Volgens de statistische gegevens voor de Bol van Heist (Atlas Hydro-meteowaarnemingen voor de Vlaamse Kust 1977- 1986) wordt volgende voorkomingsfrequentie gegeven voor de respectievelijke input-golfhoogten in een stormduur van 12 uren (= over volledig getij):

H = 3.00 m 1 maal overschreden per jaar

H = 2.50 m 5 maal overschreden per jaar

H = 2.25 m 11 maal overschreden per jaar



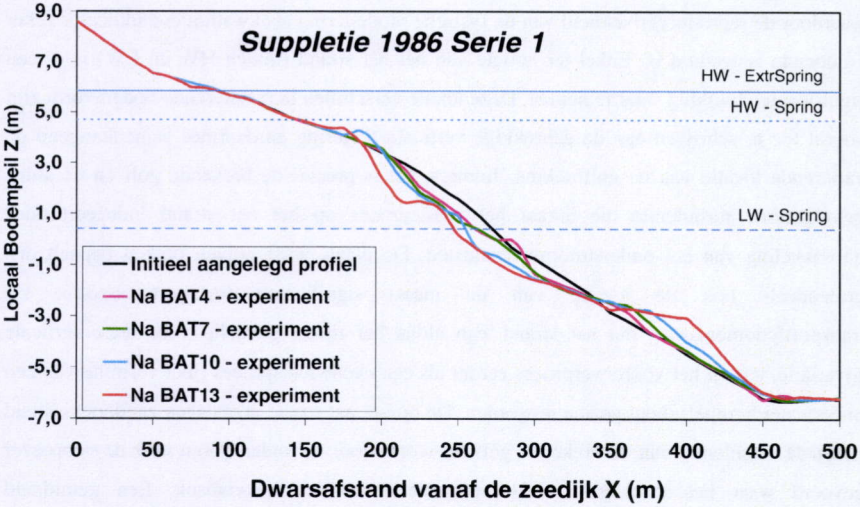
Figuur 5. Cumulatieve volumevariatie over het dwarsprofiel

Om het structureel erosief proces verder te valideren bij deze inleidende proeven zijn ook een aantal volumeberekeningen (per eenheidsbreedte) voor het dwarsprofiel uitgevoerd. Opvallend bij deze volumevariaties is de zeer scherpe, afgelijnde locatie van respectievelijk erosie op het nat strand en aangroei van de vooroeverberm. Zowel de absolute variatie in vergelijking tot het aangelegd profiel als de cumulatieve volumevariatie respectievelijk vanaf de zeedijk (X = 0 m) als vanaf de getijdegeul (X = 500 m) van het resulterend eindprofiel (na de volledige sessie van 13 opeenvolgende getijden) ten opzichte van het initiële profiel,

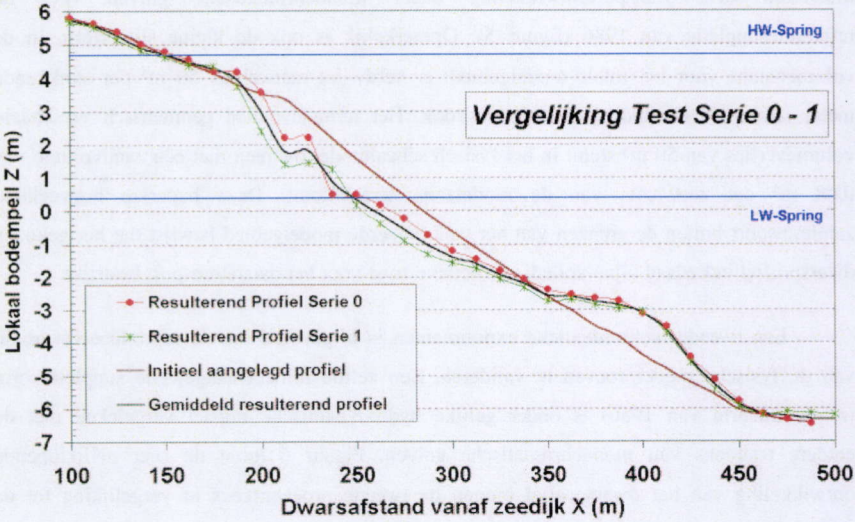
illustreren deze transportontwikkeling onder monochromatische golven voor de referentiesuppletie van 1986 (figuur 5). Opmerkelijk is ook de kleine sluiterterm in de volumebalans voor het totale modelgebied: er verdwijnt nauwelijks 50 m³ per strekkende meter strand uit de onderzochte dwarsstrook. Het teruggevonden geometrisch verschaald volumeverlies van 50 m³ stemt in het fysisch schaalmodel overeen met een zandvolume van 0.08 m³ dat zeewaarts van de modelzone terechtkomt. Deze beperkte hoeveelheid zandtransport buiten de grenzen van het gedefinieerde modelgebied bewijst dat het gekozen dwarsprofiel inderdaad bijna volledig de actieve zone voor het dwarstransport bestrijkt.

Een tweede reeks identieke experimenten is uitgevoerd om de reproduceerbaarheid van de fysische modelproeven te valideren. Een zelfde initieel aangelegde suppletievorm (referentievorm van 1986) is onder gelijke hydrodynamische impact vergeleken met de eerdere testreeks van monochromatische golven. Figuur 6 toont de zeer gelijklopende ontwikkeling van het dwarsprofiel binnen de tweede proevenreeks in vergelijking tot de ontwikkeling in de eerste testreeks. Dezelfde karakteristieke vormen worden op identieke locaties teruggevonden:

- expliciete stranderosie door brekende golven
- vorming van vooroeverberm op strandwaartse flank van langse getijdegeul



Figuur 6. Progressieve dwarsprofielontwikkeling Suppletie 1986 – Serie 1



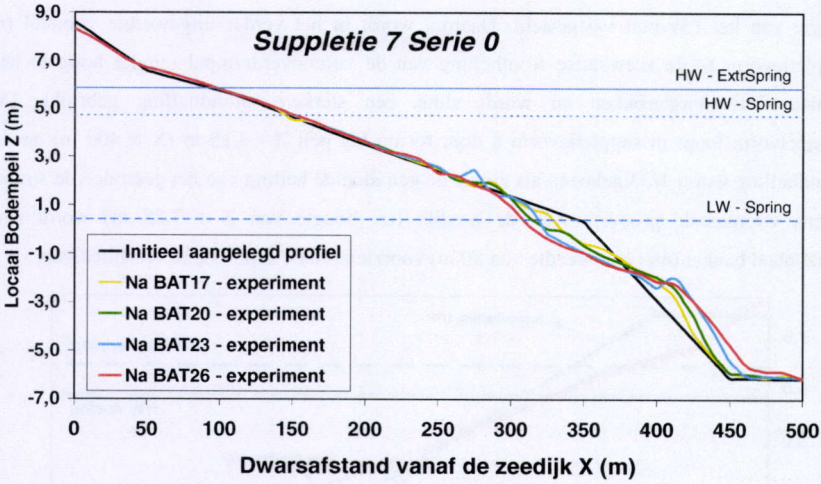
Figuur 7. Vergelijking tussen twee identieke proevenreeksen voor suppletie 1986

Figuur 7 vergelijkt de twee resulterende dwarsprofielen van de proevenreeksen op de referentiesuppletie 1986. Er is een zeer goede overeenstemming tussen beide reeksen waardoor de reproduceerbaarheid van de fysische modellering als kwalitatieve indicator zeker voldoende aangeduid is. Enkel ter hoogte van het nat strand (tussen HW en LW) is er een significante afwijking waar te nemen. Deze lokale verschillen in resulterende bodemvorm zijn vooral toe te schrijven aan de gebrekkige verticale tijsturing en daarmee samenhangend de variërende locatie van de golfbreking. Immers, het is precies de brekende golf en de aldus geïnduceerde turbulentie die lokaal het erosieproces op het nat strand induceert door ontwikkeling van het onderstroommechanisme. De plaats waar golven breken bepaalt dus grotendeels ook de locatie van de meest significante transportprocessen. De transportfenomenen op het nat strand zijn aldus het meest gevoelig voor deze verticale tijvariatie, terwijl het vooroeverproces eerder als een evenwichtsproces (met vorming van een onderwaterdrempel) dient gezien te worden. De op het nat strand afgeslagen zandhoeveelheid (door de turbulentie van de brekende golven) wordt door de onderstroom naar de vooroever gevoerd waar het zand geleidelijk sedimenteert in een brekersbank. Een gemiddeld resulterend profiel wordt berekend als de verdere referentie voor de meer gedetailleerde proevenreeks (cfr.Deel B - Hoofdstuk 5).

3.2 EERSTE DESIGN : ALTERNATIEVE SUPPLETIEVORMEN

Als eerste aanzet naar de ontwikkeling van een meer stabiele suppletievorm voor het beschouwde kustgebied zijn in deze preliminaire proevenreeks reeds twee voorstellen uitgewerkt. Het resulterend dwarsprofiel van de initieel aangelegde suppletievorm 1986 onder de monochromatische golfimpact wordt gezien als een ontwikkeling naar een stabieler evenwichtsprofiel. Twee evenwichtshellingen worden afgeleid uit het vervormde dwarsprofiel van de suppletie 1986 :

- de helling van het strandgedeelte (≈ 1/40) stemt goed overeen met de initiële helling van het hoogstrand (≈ 1/50)
- de helling van het stabiele zeewaartse front van de vooroeverdrempel blijft identiek (≈ 1/15) doorheen de opeenvolgende getij-ontwikkelingen

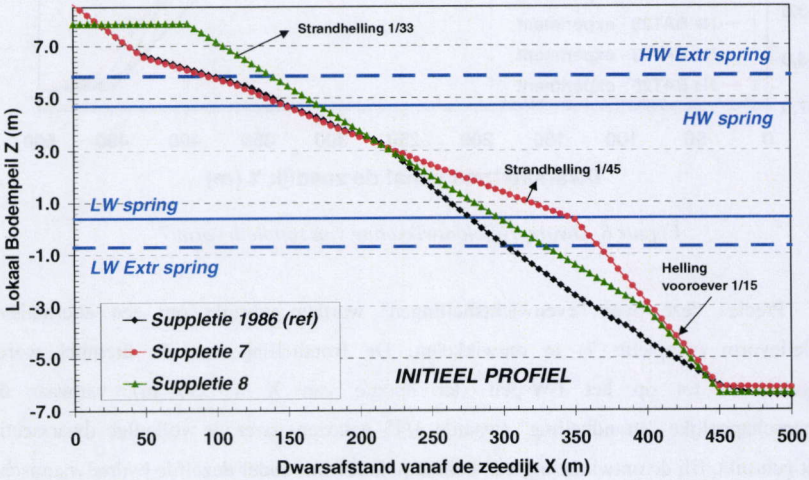


Figuur 8. Dwarsprofielontwikkeling van suppletievorm 7

Precies deze twee "evenwichtshellingen" worden gebruikt om een alternatieve suppletievorm (suppletie 7) te ontwikkelen. De fronthelling van de drempel wordt doorgetrokken tot op het LW-peil (ter hoogte van X = 350 m), vanwaar de gemeenschappelijke "strandhelling" (waarde 1/45 gekozen) over de volledige dwarssectie wordt gebruikt. Bij de ontwikkeling van deze suppletievorm onder dezelfde hydrodynamische impact als hierboven beschreven (figuur 8) valt vooral de zeer expliciete afkalving van de

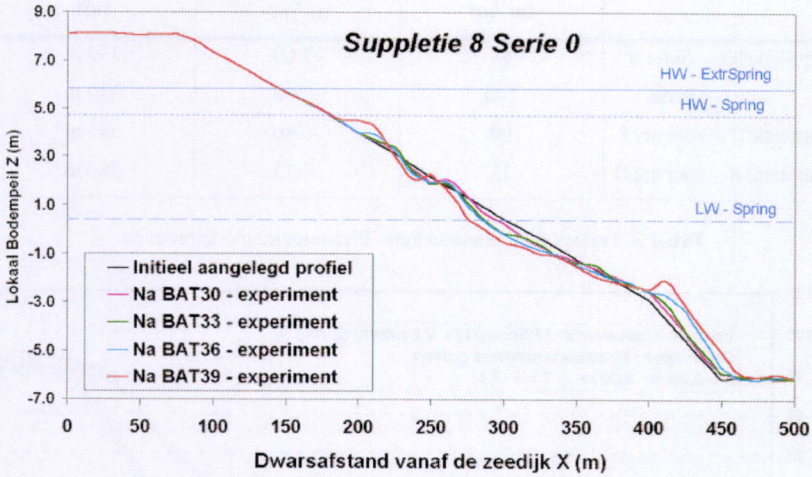
scherpe knik ter hoogte van de LW-lijn (bij springtij) op. Bemerk opnieuw de zeewaartse voortschrijding van het drempelfront (met constante helling) onder de opeenvolgende getijdensimulaties als een rechtstreeks resultaat van de strandwaartse erosie-migratie rond de LW-lijn. Karakteristiek is wel dat de initiële dwarshellingen in het profiel blijkbaar toch weer teruggevonden worden in het resulterend dwarsprofiel van deze initiële suppletievorm. De hoeveelheid getransporteerd zand (principieel van het nat strand naar de vooroeverberm) is bij deze suppletievorm van dezelfde grootte-orde als bij de suppletievorm 1986. Dus ook deze suppletievorm is niet echt stabiel te noemen. Het evenwichtspunt X_{eq} (zie tabel 3 verderop in dit hoofdstuk) schuift nog verder zeewaarts, zodat het gevaar voor een verwijdering van de opgebouwde vooroeverdrempel door de langsstroom nog groter is.

Ten slotte is hier nog een laatste alternatieve suppletievorm uitgewerkt. Bij voorgaande suppletievorm 7 is vooral de uitgesproken afkalving van de scherpe knik ter hoogte van het LW-peil vastgesteld. Daarom wordt in het verder uitgewerkte voorstel (= suppletievorm 8) de zeewaartse fronthelling van de vooroeverdrempel minder hoog in het dwarsprofiel doorgetrokken en wordt aldus een sterkere strandhelling gebruikt. De drempelvorm loopt in suppletievorm 8 door tot op het peil Z - 3.15 m (X = 400 m) en de strandhelling wordt 1/33 gekozen als zijnde de gemiddelde helling van het geërodeerde strand tijdens voorgaande proeven. Aan de zeedijk (ter hoogte van Z + 7.85 m) wordt een horizontaal banket (met een breedte van 80 m) voorzien om de suppletie te vervolledigen.



Figuur 9. Overzicht van preliminaire suppletie-ontwerpen

Een overzicht van de onderzochte suppletievormen in deze preliminaire proeven is gegeven in figuur 9. Door de steilere helling op het strand van suppletievorm 8 wordt een meer concave vorm bekomen zodat de initiële suppletievorm dichter bij het evenwichtsprofiel aanleunt. Hierdoor kan men verwachten dat suppletie 8 minder transport over het dwarsprofiel zal initiëren onder identieke hydrodynamische impact.



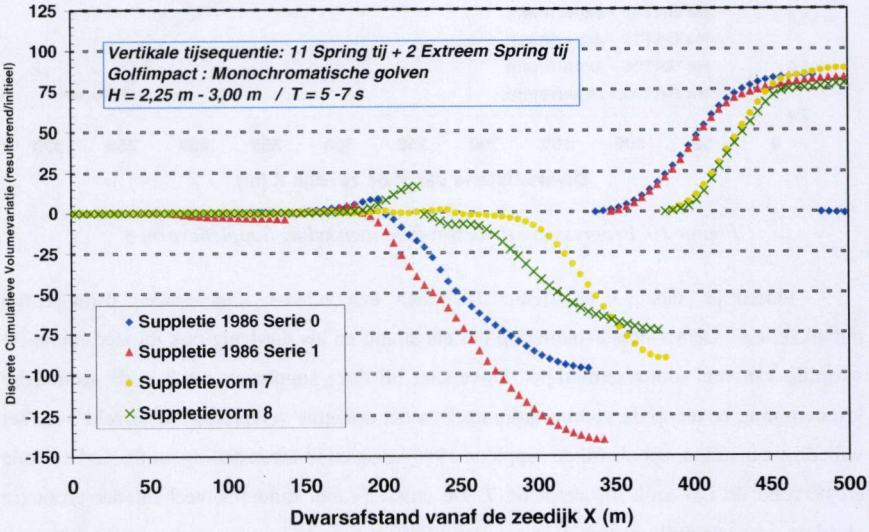
Figuur 10. Progressieve dwarsprofielontwikkeling Suppletievorm 8

Inderdaad, tabel 3 en figuur 10 tonen een minder uitgesproken dwarsprofiel ontwikkeling : kleiner erosievolume op het nat strand en als dusdanig ook minder expliciete vorming van een vooroeverdrempel. Opvallend bij deze suppletievorm 8 is de secundaire kruinvorming bovenop de vooroeverdrempel en het opnieuw verspreide erosie-veld over het volledige nat strand, net als bij de suppletie 1986-vorm en in tegenstelling tot de sterke lokale erosie rond de LW-knik bij suppletie 7. De erosie is hier duidelijk veel minder groot (in absolute verticale peilvariatie). Verontrustend blijft echter de locatie van het evenwichtspunt dat opnieuw ter hoogte van de zeewaartse flank van de Appelzak-getijdegeul is gesitueerd. Hierdoor zal het op het nat strand geërodeerde zand (in kleinere volumes weliswaar) toch nog "overslaan" op de zeewaartse vooroever, waar de gevormde brekersbank onder mogelijke invloed van de langse getijdestroom staat. Het laterale transport kan aldus een deel van de in dwarse zin opgebouwde vooroeverdrempel verwijderen, wat een hernieuwd onevenwicht in dwarse zin veroorzaakt. De meer beperkte transportvolumes vormen echter reeds een eerste

aanzet naar een meer stabiele suppletievorm voor het beschouwde kustgebied. Een overzicht van enkele indicatieve transportparameters voor de onderzochte suppletievormen is gegeven in tabel 3 hieronder.

	Volume verplaatst Zand (m^3/m)	**Max. Lokale ΔV (result-initieel) (m^3/m)**	**Evenwichtspunt X_{eq} (m)**
Suppletie '86 – Serie 0	88	-7.60	335 m
Serie 1	140	-7.60	340 m
Suppletie 7 – voorstel I	90	-6.80	385 m
Suppletie 8 – voorstel II	73	-4.75	380 m

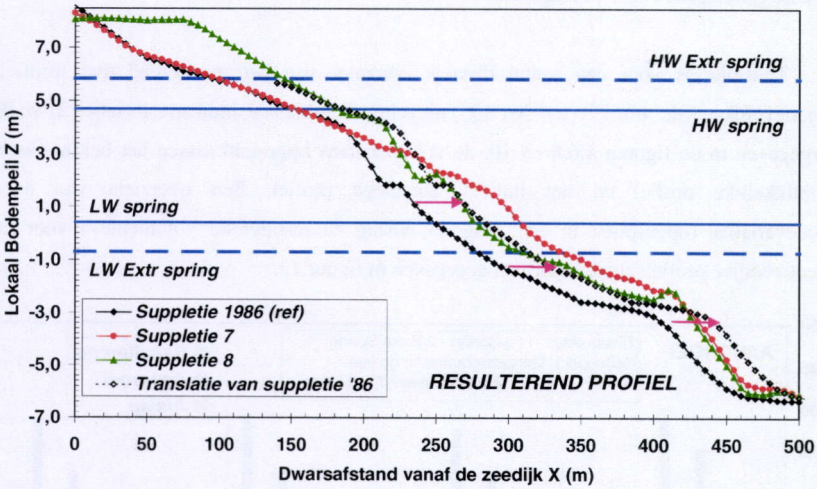
Tabel 3. Transportkarakteristieken - Preliminaire modelproeven



Figuur 11. Discrete cumulatieve volumevariatie (m^3/m) tussen resulterend en initieel profiel

Het totale volume verplaatste sedimenten wordt gezien als de hoeveelheid zand die van het nat strand getransporteerd wordt naar de vooroever, omdat hier verder geen verplaatsing (erosie/sedimentatie) optreedt over het dwarsprofiel. Aldus wordt dit volume berekend als de cumulatieve volumevariatie tussen het resulterend en het initieel profiel, gerekend vanaf de zeedijk (X = 0 m) tot aan het evenwichtspunt X_{eq}. Het evenwichtspunt X_{eq}

is precies de locatie in het dwarsprofiel waar de strandwaartse erosie van het initiële profiel overgaat in een aangroei verder zeewaarts op de vooroever (figuur 11).



Figuur 12. Translatie tussen suppletie '86 en suppletievorm 8

Bij onderlinge vergelijking tussen het resulterend dwarsprofiel bij de monochromatische golfimpact voor respectievelijk suppletie 1986 en suppletievorm 8 merkt men duidelijk dat de laatste resulterende vorm in feite een horizontale translatie over een afstand van ± 35 m zeewaarts is (figuur 12). Aangezien de initieel aangelegde suppletievorm 8 reeds dichter aansluit bij dit algemene evenwichtsprofiel, bedraagt het transport (erosie/sedimentatie) dan ook veel minder onder identieke hydrodynamische impact.

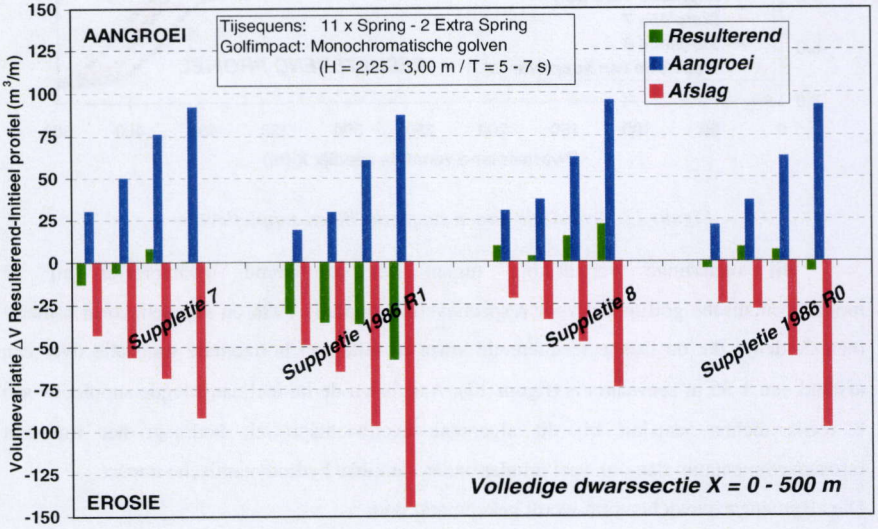
Die algemene evenwichtsvorm wordt gekenmerkt door :

- een uniforme strandhelling van 1/35
- een brekersberm op de vooroever met een zeewaartse fronthelling van 1/15

Toch dient opgemerkt dat de zeewaartse migratie van het dwarsprofiel zo veel mogelijk dient vermeden te worden. Op zich zou men immers wel kunnen stellen dat de onder de strenge hydrodynamische condities (zoals hier in deze fysische experimenten) afgeslagen en zeewaarts verplaatste sedimentvolumes onder rustige weersomstandigheden weer strandwaarts zullen bewegen, doch de aanwezigheid van de langse getijdegeul in het beschouwde kustgebied noopt tot een meer conservatieve ontwerpbenadering waarbij het zand absoluut hoger in het dwarsprofiel dient gehouden te worden. Dus enerzijds is de

suppletievorm 8 op zich een meer stabiel dwarsprofiel; doch door zijn algemene, meer zeewaartse locatie staat dit suppletieprofiel meer bloot aan de impact van de langsstroom in de lokale getijdegeul van het kustgebied.

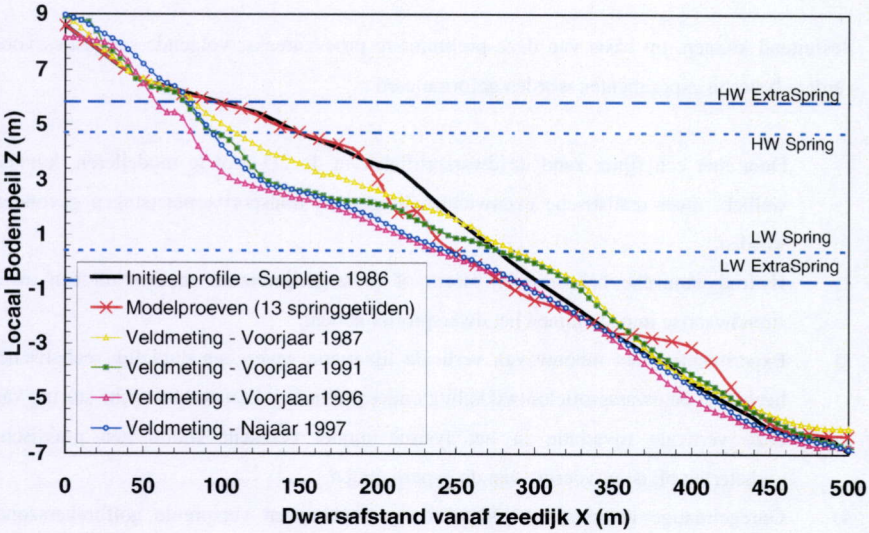
Tenslotte is voor een aantal discrete opnames van het resulterend dwarsprofiel, respectievelijk na de 4de, 7de, 10de en 13de tijcyclus (lichtblauwe indicatie in tabel 2) zoals weergegeven in de figuren 4,6,8 en 10, de volumebalans opgesteld tussen het beschouwde, ogenblikkelijke profiel en het initieel aangelegd profiel. Een overzicht van deze volumevariaties (opgesplitst in een aangroei, afslag en resulterend volumeblok) voor de respectievelijke profielsuppletievormen is gegeven in figuur 13.



Figuur 13. Overzicht volumevariatie Resulterend - Initieel Profiel (volledig profiel).

3.3 VALIDATIE VAN PROEVEN MET MONOCHROMATISCHE GOLVEN

Wanneer de hier opgetekende resulterende dwarsprofielontwikkeling van de suppletie 1986-vorm vergeleken wordt met de in-situ verzamelde meetgegevens (figuur 14) zijn toch een aantal significante afwijkingen vast te stellen :



Figuur 14. Vergelijking Modelproeven - Veldmetingen Suppletie 1986

- De terreinmetingen vertonen geen brekersberm op de vooroever. De strandwaartse flank van de getijdegeul wordt vermoedelijk continu lateraal afgeschuurd door de getijdestroom zodat geen resulterende sedimentafzetting wordt teruggevonden.
- Deze continue verwijdering van de brekersberm initieert in de realiteit een structurele erosie van het hogergelegen strand doordat onder loodrechte golfimpact het dwarsprofiel progressief streeft naar zijn evenwichtsvorm.
- Vandaar de in-situ extreme erosie op het nat strand, als voeding voor deze evenwichtsontwikkeling. Het zand dat in het model wordt aangewend om de brekersberm op te bouwen, wordt in realiteit systematisch afgevoerd.
- Extreme stormimpact is niet gesimuleerd in de huidige proevenreeks. Golfoploop bij onregelmatige golven is hier ook niet gemodelleerd waardoor mogelijk meer strandwaartse impact op het profiel kan gerealiseerd worden.
- Het té grove modelmateriaal zorgt voor een meer stabiel dwarsprofiel dan in werkelijkheid. De evenwichtshelling is als dusdanig bij dit grovere materiaal dan ook steiler.
- De ontwikkeling van een evenwichtsprofiel onder de hier vooropgestelde hydrodynamische belasting van 13 getijden is nog niet volledig gebeurd.

Besluitend kunnen, op basis van deze preliminaire proevenreeks, volgende suggesties voor verdere fysische experimenten worden geformuleerd :

1) Door met een fijner zand de dwarsprofielen in de 2D-goot te modelleren, kunnen wellicht meer realistische evenwichtshellingen en transportverplaatsingen gevonden worden.
2) Hydrodynamische belasting bij storm of reële getijvariaties moeten tot een meer strandwaartse impact binnen het dwarsprofiel leiden.
3) Experimenten met inbouw van verticale tijvariatie geven een duidelijk realistischer beeld van de dwarsprofielontwikkeling onder golfinslag. Een automatische sturing van deze verticale tijvariatie in het fysisch model betekent vooral een praktische verbetering bij de uitvoering van de experimenten.
4) Onregelmatige golven, met bijhorende golfoploop en verspreide golfbrekerszone, induceren principieel een verdeelde, afgevlakte sedimentmobiliteit over het dwarsprofiel.
5) Om de ontwikkeling van een evenwichtsprofiel volledig te simuleren, dienen meer getijdecycli te worden gemodelleerd.

HOOFDSTUK 4

HYDRODYNAMICA IN HET 2D-SCHAALMODEL

4.1. BASISGEGEVENS

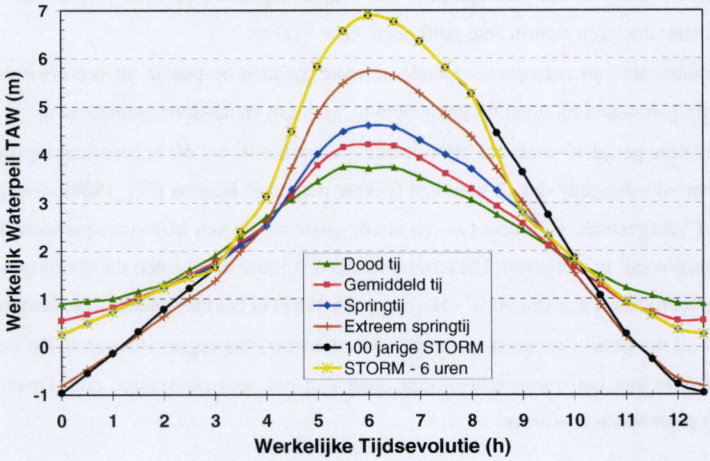
Zoals eerder vermeld worden in deze reeks van fysische experimenten zowel het verticale getij als loodrecht invallende golven gesimuleerd. Principieel is een blok van experimenten (=sessie) opgebouwd uit vijf opeenvolgende sequenties waarna telkens het resulterende dwarsprofiel wordt geregistreerd met behulp van een peilnaald (nauwkeurigheid $\Delta z = 0.1$ mm) in discrete meetlocaties (om de $\Delta x = 0.5$ m) langs het profiel. Op basis van eerdere proefresultaten en rekening houdend met de gestelde eisen worden onderstaande sequenties van hydrodynamische belasting voorgesteld :

- Springtij met significante golfhoogte $H_s = 2.00$ m (Voorkomingsfrequentie over een volledig getij van 12 uren van 20 keer per jaar - Haecon [22], 1989)
- Honderdjarige storm met een tijdsduur van 6 uren, ingeschreven rond HW in een springtij, gekenmerkt door een significante golfhoogte $H_s = 5.00$ m.
- Een combinatie van zes opeenvolgende normale getijden bestaande uit een afwisseling van springtij, gemiddeld tij, dood tij, gemiddeld tij, springtij en tenslotte gemiddeld tij.
- Tijdens deze getijden wordt een significante golfhoogte $H_s = 1.50$ m (voorkomingsfrequentie over een volledig getij van 12 uren van 65 keer per jaar – Haecon [22], 1989) vooropgesteld. De hier voorgestelde golfimpact is vrij streng gekozen om een klare transportidentificatie in het schaalmodel te realiseren. Uit terreinmetingen is immers gebleken dat de normale golven (= overschrijdingskans van 90 % - Haecon [22], 1989) in het hier onderzochte kustgebied ($H_s \leq 0.60$ m) nauwelijks tot geen erosieve sedimenttransportbeweging induceren. Bij de verdere interpretatie van het transportfenomeen dient dan ook met dit strenge golfklimaat terdege rekening gehouden te worden.

De impact van een individueel (gemiddeld) springtij wordt expliciet gemodelleerd in de proevenreeks om precies de invloed van één enkel getij met vrij belangrijke golfinslag apart te kwantificeren. Zo kan ook een vergelijking worden gemaakt tussen de impact van een stormgetij met een springgetij om aldus het relatieve belang van stormen op de resulterende profielontwikkeling na te gaan.

De karakteristieken van de hierboven gedefinieerde verticale tijcycli worden afgeleid uit het 'Overzicht van de tijwaarnemingen langs de Belgische Kust' (Van Cauwenberghe [33], 1990) voor Zeebrugge over de periode 1972-1990; terwijl de golfgegevens geanalyseerd zijn uit de data van het meetstation 'Bol van Heist' over de periode 1977 tot en met 1986 (Haecon [22], 1989).

Cyclus	*Hoogwater HW*		*Laagwater LW*		*Tijds-Aanduiding*
	TAW	*Z-peil*	*TAW*	*Z-peil*	
Gem. springtij	+ 4.603	+ 4.711	+ 0.264	+ 0.372	12h18
Gem. doodtij	+ 3.713	+ 3.821	+ 0.897	+ 1.005	12h38
Gem. tij	+ 4.214	4.322	+ 0.542	+ 0.650	12h25
100-jaar storm	+ 6.892	+ 7.000	- 0.958	- 0.850	12h30
Gemiddelde waterstand (middenstand) = + 2.277 TAW-peil = + 2.385 Z-peil					



Figuur 1. Waterpeilvariatie in de respectievelijke getijden.

Ter vereenvoudiging wordt de duur van het verticale tij steeds op 12 ½ uren vastgelegd zodat een uniforme, éénduidige periode voor alle getijden wordt gebruikt. De ontwerpwaarden van de honderdjarige storm (H_s = 5.00 m) zijn gebaseerd op gegevens en berekeningen van de Dienst der Kust, vertrekkend van de statistische gegevens uit de Atlas van Hydro-Meteo Waarnemingen voor de Vlaamse kust (Haecon [22], 1989). De ontwikkeling en definitie van dergelijke ontwerpstormen kaderen in een algemeen beleidsplan voor de Belgische Kust waarbij een unieke omschrijving van het veiligheidsniveau voor de totale kustlengte wordt voorgesteld. Er wordt verder verondersteld dat de hier gebruikte 100-jarige storm over een beperkte periode van 6 uren rond HW optreedt waardoor een maximale impact op het droogstrand ontstaat (golfoploop, golfbreking zo 'hoog' mogelijk in profiel).

Er zijn drie type-blokken uitgewerkt voor de hier beschreven reeks experimenten :

- ***Blok I :*** Springtij – 6 opeenvolgende normale getijden – 2 opeenvolgende 100-jarige stormen – 6 opeenvolgende normale getijden.

  Doorheen deze reeks wordt geëvalueerd hoe een dwarsprofiel wordt opgebouwd onder 'normale' omstandigheden om dan de impact van twee opeenvolgende stormen te evalueren (zoals in het gedefinieerde veiligheidsniveau omschreven). Tenslotte wordt de mate van herstel gecheckt in de laatste sessie.

- ***Blok II :*** Eerste 100-jarige storm – Springgetij – 6 opeenvolgende normale getijden – Tweede 100-jarige storm – 6 opeenvolgende normale getijden.

  Hier wordt de impact van een individuele 100-jarige storm rechtstreeks op de aangelegde suppletie geverifieerd. Na een korte herstelfase wordt de tweede storm getest om tenslotte een afsluitende normale sessie te valideren.

- ***Blok III :*** 6 opeenvolgende normale getijden – Eerste 100-jarige storm – 6 opeenvolgende normale getijden – Springgetij – Tweede 100-jarige storm.

  Dezelfde fasering (met twee 100-jarige stormen gescheiden door een springtij en 6 normale getijden) als bij blok II is hier gebruikt; maar de proevenblok eindigt met een stormsequentie zodat hier geen herstelperiode wordt beschouwd.

  Deze herstelperiode wordt expliciet gemodelleerd als extrablok bij deze meetsessie. Immers, aansluitend op deze sequenties zijn nog drie extra sequenties uitgevoerd om de 'lange-termijn'-evolutie, gebeurlijk naar een evenwichtsprofiel, te valideren. Hiertoe zijn respectievelijk 6 opeenvolgende extreme springgetijden (HW = + 5.732 TAW – LW = - 0.813 TAW en H_s = 2.50 m), *6 opeenvolgende springgetijden en nogmaals 10 opeenvolgende springgetijden gesimuleerd.*

Alle hierboven vermelde gegevens omtrent het verticale getij vormen onmiddellijke input voor het automatisch sturingsprogramma 'WLWAVE' dat ter beschikking is gesteld door het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout.

Naast de tijdsvariatie van de waterhoogte wordt ook een loodrecht invallend golfveld, constant over het getij, gesimuleerd. Er is gekozen om principieel het ***Pierson-Moskowitz spectrum*** (Chakrabarti [8], 1987) te hanteren om een random golfveld (op tijdsbasis) te genereren in de 2D-golfgoot. Dit golfspectrum is gebruikt omdat de aldus bekomen golfkarakteristieken nauw aansluiten bij de in-situ geregistreerde golfgegevens. Het Pierson-Moskowitz spectrum (PM-spectrum) wordt gekarakteriseerd door onderstaande spectrumverdeling :

$$S_f = \frac{A\,g^2}{(2\pi)^4}\, f^{-5}\, \exp\left[-\beta\left(\frac{g}{2\pi\, U\, f}\right)^4\right]$$

Waarbij S_f = energiedichtheidsspectrum

A = spectrum-constante = 0.0081

g = valversnelling = 9.81 m/s²

f = golffrequentie = $1/T = \omega/2\pi$

T = golfperiode

ω = cyclische golffrequentie

U = windsnelheid (in knopen).

Dit spectrum is zeker één van de meest toegepaste golfspectra, als zijnde representatief voor de zee-ontwikkeling in heel wat kustzones (Mei [21], 1995). Het spectrum wordt fundamenteel door één parameter bepaald, namelijk de windsnelheid op een zekere hoogte boven het wateroppervlak (bij één welbepaalde invalsrichting). Men veronderstelt een oneindige strijklengte en duur op een uitgebreid wateroppervlak ("volledig ontwikkelde zee"). Ondanks deze beperkende onderstelling blijkt het PM-spectrum zeer realistische benaderingen te geven voor normale en zware stormgolven in een kustnabij zeegebied (Truijens [30], 1992). De meest gebruikte referentie-windsnelheid is de waarde op 19.5 m boven het wateroppervlak : $U_{19.5}$. Door differentiëring van de algemene spectrumvorm S_f vindt men de piekfrequentie f_p terug als functie van de initiële parameter $U_{19.5}$

$$\frac{g}{2\pi U_{19.5}} = 1.14\ f_p$$

Het golfspectrum kan aldus herschreven worden als:

$$S_f = \frac{A\,g^2}{(2\pi)^4}\ f^{-5}\ \exp\left[-1.25\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right]$$

De relatie tussen de significante golfhoogte H_s, de meest gebruikte sturingsparameter voor dergelijke spectra, en de vorm van het golfspectrum wordt als volgt vastgelegd door integratie van het spectrum over het volledige frequentiedomein (= oppervlakte onder de kromme m_0):

$$m_0 = \frac{\alpha\,(U_{19.5})^4}{4\,\beta\,g^2} = \left(\frac{H_s}{4}\right)^2$$

$$H_s = 2\sqrt{\frac{\alpha}{\beta}}\frac{U^2}{g} = 0.00564\,(U_{19.5})^2 \qquad \text{windsnelheid in knopen}$$

$$H_s = 2\sqrt{\frac{\alpha}{\beta}}\frac{U^2}{g} = 0.02133\ (U_{19.5})^2 \qquad \text{windsnelheid in m/s}$$

$$f_p = \frac{0.200}{\sqrt{H_s}} = \text{spectrum piekfrequentie}$$

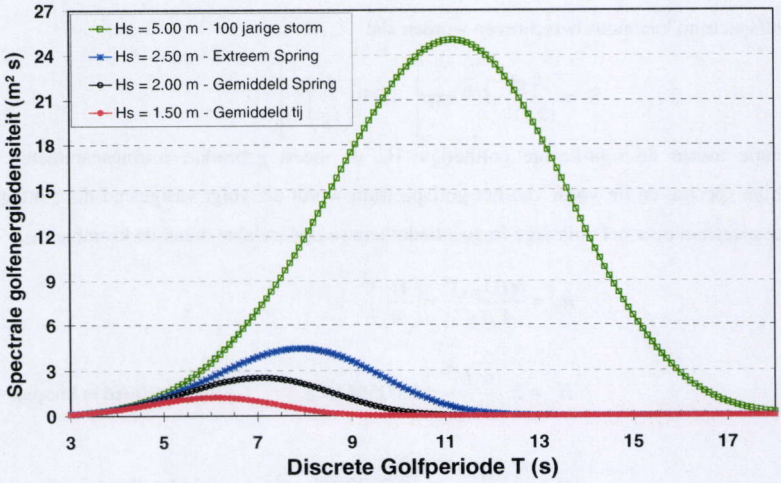
Bovenstaande analyse is gebaseerd op de theoretische spectraalbenadering waarbij $H_s = 4\ \sqrt{m_0}$. Doch meetresultaten tonen aan dat de relatie $H_s = 3.84\ \sqrt{m_0}$ tot meer betrouwbare benaderingen van de significante golfhoogte H_s leiden (Truijens [30], 1992). Vandaar de aangepaste relaties voor het PM-golfspectrum zoals hieronder gegeven:

$$H_s = 0.02048\,(U_{19.5})^2 \qquad \text{windsnelheid in m/s}$$

$$f_p = \frac{0.19598}{\sqrt{H_s}} = \text{spectrumpiekfrequentie}$$

Een gedetailleerde analyse van gestuurde en gemeten golfspectra in het fysisch schaalmodel in vergelijking met de op het terrein verzamelde golfgegevens valt buiten het bestek van dit onderzoek. Een onderzoek naar de golfgeneratie in de testgoot en de analyse van het

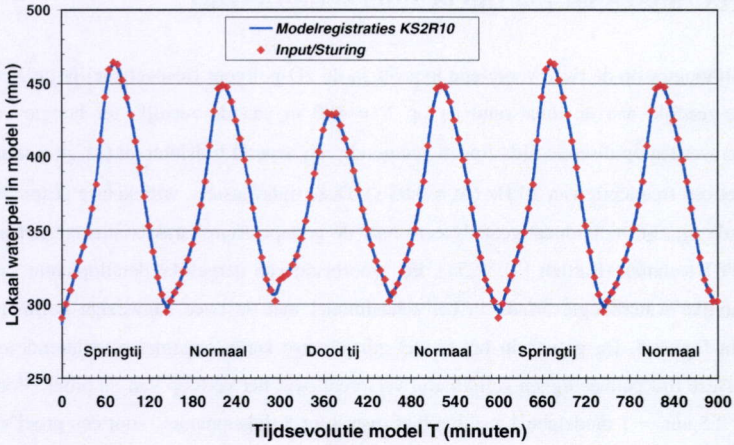
geregistreerde golfklimaat op zich is wel uitgewerkt. De theoretische golfenergiespectra voor de respectievelijke significante golfhoogten zijn gegeven in onderstaande figuur :



Figuur 2. Theoretische Pierson-Moskowitz (PM) golfspectra

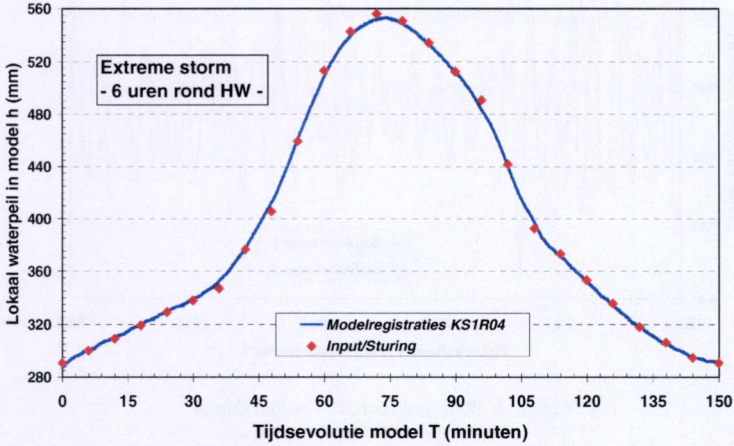
4.2. ANALYSE VAN DE VERTICALE TIJMETINGEN

Zoals eerder aangegeven wordt de variatie van het gemiddelde waterpeil in de testgoot geregistreerd met behulp van een vlotter in een verticale schacht die in verbinding staat met de goot. De verticale beweging van de vlotter met het waterniveau wordt gemeten via een traditionele potentiometer die continu de positie van de vlotter (en het waterpeil) doorstuurt naar de computereenheid. Deze meting wordt tegelijk ook als controle-input voor de sturing van de vulpomp gebruikt waardoor de tijdsevolutie van het vooraf gedefinieerde tijpatroon wordt gerealiseerd. Als voorbeeld wordt in figuur 3 de gemeten tijvariatie in het model weergegeven voor een bloksequentie bestaande uit 6 opeenvolgende normale getijden (bestaande uit springtij, gemiddeld tij en dood tij). Globaal is de overeenkomst tussen het gevraagde waterpeil en het effectief gemeten waterniveau nagenoeg perfect; enkel bij de snelle wisseling van dalende naar stijgende tak van het volgende tij treedt een lichte afwijking op doordat de inerte watermassa het plots omslaan van de pomp (van ledigen naar vullen) niet onmiddellijk kan volgen.



Figuur 3. Verticale tijvariatie tijdens "6 x normale tij"-sessie

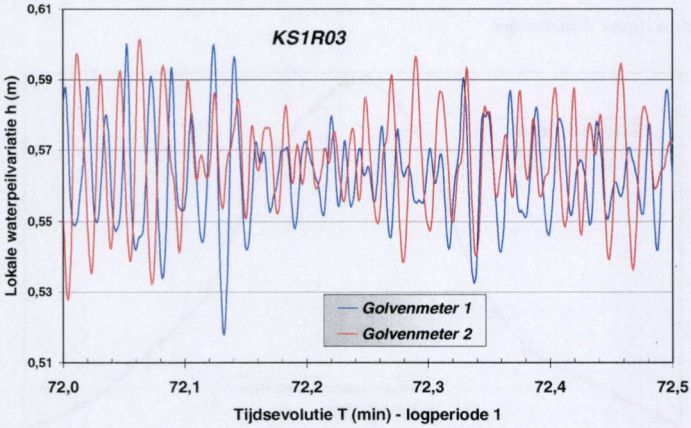
Deze beperkte afwijking (∀ 5 mm) komt niet voor bij één singulier tij waar deze omwisseling niet gebeurt. Als dusdanig is er dan ook een perfecte verticale tijvariatie in het model, zoals geïllustreerd in figuur 4 hieronder.



Figuur 4. Verticale tijregistratie tijdens "storm"-sessie

4.3. SPECTRAALANALYSE VAN DE GOLFREGISTRATIES

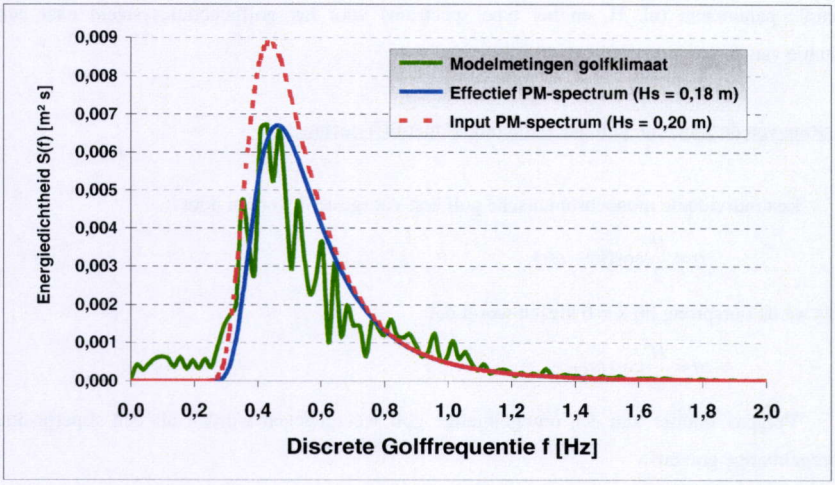
De golfhoogtes op de twee voorziene locaties in de 2D-golfgoot (respectievelijk op X = 500 m van de zeedijk, aan de invalsrand en op X = 400 m van de zeedijk, ter hoogte van de vooroever) worden op discrete tijdsstippen gedurende een beperkt tijdsinterval ($\Delta t_{log} \approx$ 6 minuten) gelogd met een frequentie van 20 Hz (Δt = 0.05 s). Deze tijdsvensters, willekeurig gespreid over het verticale tij, zijn individueel geanalyseerd naar de golfspectrum-karakteristieken met behulp van een FFT-techniek (Bartlett [7], 1955). Een voorbeeld van dergelijke detailopname van een ogenblikkelijke waterhoogtevariatie in het schaalmodel met de twee aanwezige golfmeters is gegeven in figuur 5. De golven in het model zijn diverse keren opgemeten gedurende enkele minuten. Deze tijdspannes liggen gelijkmatig verspreid over het verloop van de proef. Voor een proef van 2.5 uur (= 1 modelgetij) gaat het hier over 4 tot 5 tijdsopnames, voor een proef van 15 uur (= 6 opeenvolgende modelgetijden) over 12 tot 14 tijdsopnames. De aangehouden samplefrequentie gedurende elke meetsequentie van een zestal minuten bedraagt 20 Hz, wat neerkomt op een waterhoogtemeting om de 50 msec. Dit proces werd uitgevoerd door beide golfmeters tegelijk, wat de onderlinge vergelijking van de golfmeters mogelijk maakt.



Figuur 5. Waterpeilvariatie - golfmetingen

Op basis van deze metingen reconstrueert een traditionele Fast Fourier Transformatie (FFT) het gemeten golfspectrum; om aldus de kwaliteit van de sturing van het golfschot te verifiëren.

Zo wordt de golfimpact in de modelexperimenten gekwantificeerd en kan een nadere analyse uitgewerkt worden. Figuur 6 toont een voorbeeld van een dergelijke analyse van het golfklimaat in de 2D-golfgoot (Ohlsen et al. [24], 1991).



Figuur 6. FFT-Analyse van gemeten golfklimaat : Pierson-Moskowitz spectrum

4.3.1. Theoretische beschouwingen bij golfenergiedichtheidsspectra

Gegeven zijnde enkel tijdseries van lokale golfmetingen (golfhoogte en -periode) op willekeurige tijdstippen, wordt gevraagd een representatief spectrum van alle golven te berekenen. Dit ware golfspectrum wordt geschat, als compromis tussen nauwkeurigheid (of beter overeenkomst met de discrete metingen) en statistische betrouwbaarheid.

Om deze analyse te verwezenlijken zijn twee theorieën beschikbaar : de statistische methode en de spectrale. De eerste betreft een analyse in het tijdsdomein, wat betekent dat men rechtstreeks de opgemeten golven behandelt. De meest gebruikte methode hiertoe is de *'zero down-crossing method'*. De tweede theorie situeert zich in het frequentiedomein. Hoewel de statistische methode zeer geschikt is gebleken voor de analyse van golven in ondiep water, wegens de daar prominent aanwezige tweede orde effecten die verloren gaan in de spectrale analyse, is hier toch geopteerd om gebruik te maken van de laatste methode en wel om de

volgende redenen. Vooreerst zijn de gebruikte golfmeters niet opgesteld in ondiep water maar in zgn. overgangswater ($0.05 < h/L < 0.5$, met h de gemiddelde waterdiepte en L de golflengte), vaak neigend naar diep water. De tweede reden ligt in de logische opvolging van de invoer van spectrale parameters (nl. H_s en het type spectrum) voor het golfgeneratiesysteem naar een evaluatie van de metingen met een spectrale analyse.

Schatting van de spectrale golfenergiedichtheid met FFT-techniek

Een individuele monochromatische golf kan voorgesteld worden door

$$\eta = \frac{H}{2}\cos(kx - \omega t)$$

en als we de oorsprong bij x = 0 kiezen wordt dat

$$\eta = \frac{H}{2}\cos(\omega t)\ .$$

Volgens Fourier kan een onregelmatige golf weergegeven worden als een superpositie van regelmatige golven

$$\eta = \sum_{n=1}^{N} A_n \cos(n\omega t + \varepsilon_n)$$

wat op zijn beurt kan herschreven worden als

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{N} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t)$$

met N het aantal Fourier componenten. Er dient echter opgemerkt dat bovenstaande vergelijkingen enkel theoretisch exact gelden als N oneindig groot wordt. De hoekpulsatie ω in bovenstaande vergelijking stelt hier de pulsatie voor en is gelijk aan $2\pi/T_s$, waarin T_s de lengte van de tijdserie is. De coëfficiënten a_n en b_n kunnen met de volgende formules begroot worden :

$$a_n = \frac{2}{T_s}\int_{-\frac{T_s}{2}}^{\frac{T_s}{2}} \eta(t)\cos n\omega t\ dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_s}\int_{-\frac{T_s}{2}}^{\frac{T_s}{2}} \eta(t)\sin n\omega t\ dt\ .$$

De totale energie E per eenheid van oppervlakte in de tijdsopname wordt op grond van natuurkundige beschouwingen gegeven door

$$E = \frac{1}{2} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} [\eta(t)]^2 dt .$$

We kunnen nu de uitdrukking voor $\eta(t)$ veralgemenen door de coëfficiënten a_n en b_n te beschouwen als continue functies $a(\omega)$ en $b(\omega)$ i.p.v. enkel de Fouriercomponenten in rekening te brengen :

$$\Rightarrow \quad \eta(t) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [a(\omega) \cos \omega t + b(\omega) \sin \omega t] d\omega$$

waarin

$$a(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \cos \omega t dt$$

en

$$b(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \sin \omega t dt .$$

Merk op dat de frequentie nu varieert van $-\infty$ tot $+\infty$, wat uiting geeft van het tweezijdig energiespectrum, waar verder nog gewag van gemaakt wordt.

Als nu de uitdrukking voor $\eta(t)$ in deze voor E ingevoerd wordt, bekomt men via enkele wiskundige bewerkingen

$$E = \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} [a^2(\omega) + b^2(\omega)] \quad d\omega ,$$

hetgeen doorgaans geschreven wordt in de vorm

$$E = \frac{1}{2\pi} \rho g \int_{-\infty}^{+\infty} A^2(\omega) d\omega . \qquad (2)$$

Het theorema van Parseval legt een verband tussen de oppervlakte 'onder' de tijdreeks en deze onder het spectrum :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} [\eta(t)]^2 dt = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [A(\omega)]^2 d\omega .$$

Terugkerend naar het geval van discrete metingen kan het theorema geschreven worden als

$$Var\{\eta\} = \overline{\eta}^2 = \sum_{n=1}^{\infty}(a_n^2 + b_n^2)$$ met Var{η} de variantie van de tijdreeks.

Opmerking : de bovenstaande formule is enkel geldig voor een tijdsreeks η(t) waarvan de gemiddelde waarde gelijk aan nul is. Immers :

$$Var\{x\} = \frac{1}{N-1}\sum_{j=1}^{N}(x_j - \overline{x})^2 \approx \overline{x^2} - \overline{x}^2 = \overline{x^2} \quad als\ \overline{x} = 0$$

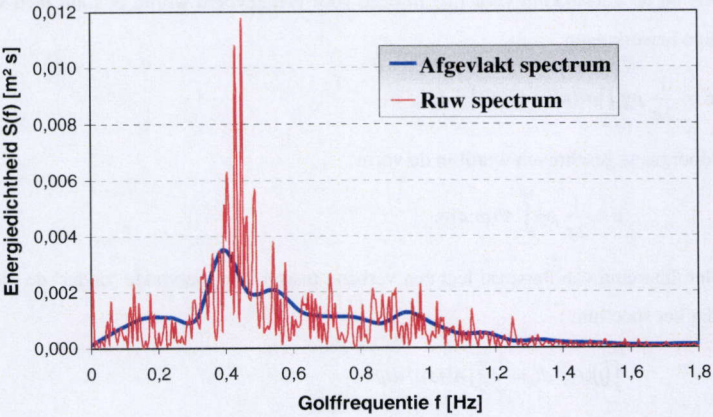
Een eerste <u>ruwe</u> schatting van het spectrum geeft :

$$S'_{\eta\eta}(f) = \frac{1}{2\Delta f}(a_n^2 + b_n^2).$$

Hierin is $\Delta f = 1/T_s$. Het gaat hier wel degelijk om een ruwe schatting $S'_{\eta\eta}$ (f) van het ware spectrum $S_{\eta\eta}$ (f), omdat alles nog afhankelijk is van de keuze van verscheidene parameters (T_s, N, aantal vensters, tapers, overlappingen enz...). De oppervlakte onder elk spectrum is telkens gelijk aan de variantie van het tijdsproces, welke keuze er ook gemaakt wordt voor de bovenvermelde parameters (Jenkins et al. [16], 1968). We weten dat in diep water geldt

$$H_s = H_{m_0} = 4\sqrt{m_0}$$

met m_0 de oppervlakte onder het spectrum. De begroting van de significante hoogte is in principe onafhankelijk van de keuze van de parameters.



Figuur 7. Vergelijking tussen ruw en afgevlakt golfspectrum

Nu is het echter zo dat de variantie van een zekere spectrumwaarde bij een bepaalde frequentie, $Var\{S'_{\eta\eta}(f)\}$, hoegenaamd niet constant is. Door een andere keuze van de parameters kan de spectrumwaarde bij een bepaalde f sterk veranderen. De afvlakking van het ruwe spectrum, d.w.z. het gladstrijken tot het ware spectrum, heeft tot doel die variantie te verminderen, zodat het gemeten spectrum uiteindelijk kan vergeleken worden met het theoretische golfspectrum. Figuur 7 geeft een illustratie van een complete afvlakking van het initieel gemeten ruwe spectrum. Gladstrijken van het spectrum heeft ook zijn negatieve kanten. Terwijl men zich kan verheugen over de reductie van de variantie moet men een toenemende afwijking van het werkelijk voorgekomen spectrum vaststellen. Men merkt inderdaad in figuur 7 een lichte verschuiving van de piekfrequentie en een afname van de piekwaarde $S(f_p)$. Dit gegeven vindt zijn oorzaak in het feit dat door het afvlakken elke frequentie wordt beïnvloed door zijn buren. De initieel ruwe curve kan afgevlakt worden met behulp van zogenaamde spectrale vensters. Het komt erop neer dat men de beschikbare tijdserie onderverdeelt in een aantal subseries die dan elk afzonderlijk worden getransformeerd. Zo'n getransformeerde subserie noemt men een spectraal venster. Als $S^i_{\eta\eta}(f)$ het i^{de} venster aanduidt, en men verdeelt T_s in p dergelijke vensters, wordt de nieuwe – betere – schatting van het juiste spectrum bepaald door :

$$\overline{S}'_{\eta\eta}(f) = \frac{1}{p}\sum_{i=1}^{p} S^i_{\eta\eta}(f),$$

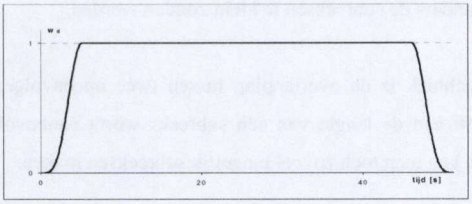
wat het gemiddelde is van de spectrumwaarden van de verschillende vensters. Het aantal subreeksen is liefst zo groot mogelijk om de variantie van het spectrum zo klein mogelijk te maken, doch hun aantal is beperkt omdat anders de subreeksen te klein zouden worden.

Een andere parameter bij deze techniek is de overlapping tussen twee opeenvolgende subreeksen. Een overlapwaarde van 20 % van de lengte van één subreeks wordt aanbevolen. Hierdoor blijft de covariantie zeer klein en kan men toch zoveel mogelijk subreeksen maken.

Inherent aan de Fouriertransformatie is het feit dat de tijdreeks die getransformeerd wordt, nl. de moederreeks of een subreeks, oneindig keer herhaald wordt. Dit kan echter problemen veroorzaken als er een verschil is tussen de begin- en eindwaarde van de beschouwde tijdreeks. In dat geval zou er immers in de oneindige reeks telkens een discontinuïteit ontstaan, met een grotere afwijking t.o.v. het ware spectrum. Om een discontinuïteit voor te stellen met een

Fourierreeks moeten zeer hoge frequenties in het spectrum aanwezig zijn. De maximale frequentie die in het eenzijdig spectrum kan voorkomen is de zogenaamde Nyquist-frequentie f_N. Deze is gelijk aan $1/2\Delta t$. Voor deze proevenreeks is deze frequentie dus 1/(2 x 0.05) = 10 Hz. Die zeer hoge frequenties (geassocieerd aan de bovenvermelde discontinuïteiten) zijn zeker hoger dan 10 Hz en zouden dus niet kunnen voorkomen in het spectrum. Een zeer eenvoudige manier om de randen van de vensters gelijk te maken is ze beide gelijk aan nul te stellen. Men spreekt van een 'window taper'. Deze wordt bij voorkeur toegepast over slechts 10 % tot 20 % van de lengte van het venster, langs beide uiteinden van het venster. Meestal wordt gebruik gemaakt van de zogenaamde 'cosine taper', die onder de vorm voorgesteld door Sand Stig ([27]) in de onderstaande vergelijking is weergegeven. De vergelijking is opgesteld voor een functiedomein van 10% langs beide zijden van het venster, dat op zijn beurt uit N punten bestaat.

$$w_d[n] = \begin{cases} \frac{1}{4}\left(1-\cos\frac{10\pi n}{N}\right)^2 & 0 \le n \le \frac{N}{10} \\ 1 & \frac{N}{10} \le n \le \frac{9N}{10} \\ \frac{1}{4}\left(1+\cos\frac{10\pi\left(n-\frac{9N}{10}\right)}{N}\right)^2 & \frac{9N}{10} \le n \le N \end{cases}$$



Figuur 8. Toegepaste Cosine taper

De cosine taper neemt ten onrechte een deel van de energie die in de werkelijkheid aanwezig is in de reeks golven weg. Deze kan men terugwinnen door het afgevlakte spectrum nadien te vermenigvuldigen met de constante A, die verkregen wordt uit de volgende vergelijking :

$$\frac{1}{A} = \frac{1}{N}\int_0^N w_d^2(t)dt .$$

Deze vergelijking, uitgewerkt voor de hier beschouwde cosine taper, levert :

$$A = \frac{1}{1 + r\left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{4}\right)}$$

waarin r het percentage van N voorstelt waarover de taper wordt toegepast langs één zijde. Als men langs beide zijden over 10 % de taper toepast, heeft r de waarde 0.1 en is A = 1.103. H_{m0} is evenredig met de vierkantswortel uit de oppervlakte onder het spectrum, zodat ze stijgt met $\sqrt{A}$ = 1.05. De werkelijke significante golfhoogte is dus 5 % hoger.

De schatting $S'_{\eta\eta}(f)$ is een stochastische variabele waarvan men kan bewijzen dat hij χ^2 verdeeld is. De statistiek leert ons dat een χ^2- distributie ν vrijheidsgraden bezit. Voor het ruwe spectrum, dit is het spectrum dat bekomen wordt door een transformatie van een tijdopname in zijn geheel (zonder enige afvlakkingtechniek), geldt ν = 2. Het aantal vrijheidsgraden is een maat voor de stabiliteit van de schatting (Sand Stig [27]). De χ^2- distributie wordt aldus gebruikt om betrouwbaarheidsgrenzen voor het ware spectrum te berekenen, met name

$$P\left[A < S'_{\eta\eta}(f) - S_{\eta\eta} \leq B\right] = 1 - \alpha \ :$$

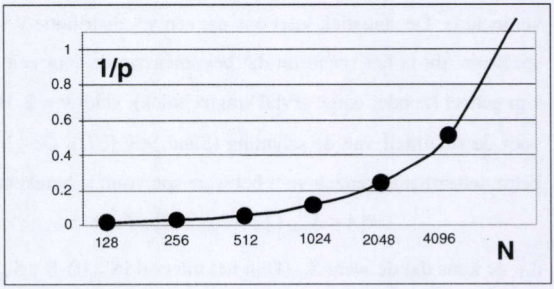
d.i. de kans dat de ware $S_{\eta\eta}(f)$ in het interval $[S'_{\eta\eta}(f)\text{-}B \ ; \ S'_{\eta\eta}(f)\text{-}A]$ ligt. Het interval noemt men het betrouwbaarheidsinterval voor $S_{\eta\eta}(f)$. Het interval bevat de ware waarde van het spectrum voor f in 100(1-α) % van de gevallen.

Opmerking : *Het accent na de grootheid, in dit geval S', wijst op de schatting, terwijl het achterwege laten van het accent op de ware grootheid duidt !*

Volgens Jenkins en Watts ([16], 1968) kan men de variantie van een schatting met de volgende formule bekomen in het geval van een onderverdeling van de moedertijdreeks in p subreeksen en een onderlinge overlapping van die reeksen ten bedrage van 20 % :

$$\frac{Var\left\{S'_{\eta\eta}(f)\right\}}{S^2_{\eta\eta}(f)} = \frac{1}{p} = \frac{1 - 0{,}2}{N_s - 0{,}2N} N$$

Hierin is N het aantal punten (dit is het aantal metingen om de 0.05 s) in een subreeks, en N_s het aantal punten in de moederreeks. De bovenstaande formule geeft dus de reductie van de variantie, wat het betrouwbaarheidsinterval verkleint en bijgevolg een betere schatting geeft van het ware spectrum. Beschouwt men een reeks van 7200 punten : precies het aantal meetpunten gedurende één enkele meetperiode van 6 minuten bij de hier geanalyseerde proevenreeks (à rato van 20 Hz). Verdeelt men deze moederreeks in subreeksen van 1024 punten, dan geeft bovenstaande betrekking de waarde 0.117. Voor N = 1024 wordt aldus een reductie van de variantie tot 11.7 % van de oorspronkelijke variantie van het ruwe spectrum gevonden. Ter vergelijking met andere waarden voor N wordt in figuur 9 de variatie van de hierboven gedefinieerde variantie 1/p opgetekend voor enkel N-waarden die een veelvoud zijn van 2. Uit de grafiek blijkt, steeds voor het geval van N_s gelijk aan ca. 7200, dat vanaf N = 1024 een vermindering van N geen noemenswaardige vermindering van 1/p meer tot gevolg heeft. De variantie neemt niet zo snel meer af. Anderzijds leidt een sterke reductie van N tot een progressief groter wordende afwijking t.o.v. het ware spectrum. Bijgevolg lijkt in dit voorbeeld N = 1024 een aanvaardbaar compromis .

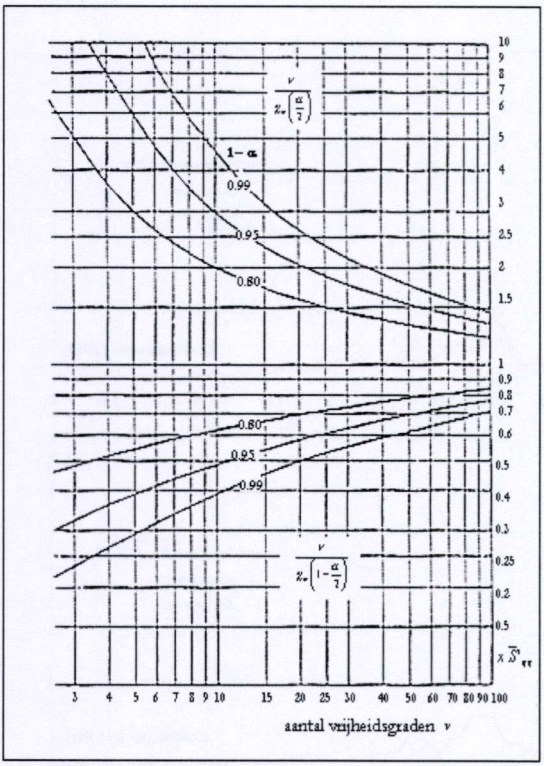


Figuur 9. Variantie van een schatting (functie van N)

Door toepassing van de theorie i.v.m. de χ^2- distributie, kan het aantal vrijheidsgraden als volgt berekend worden :

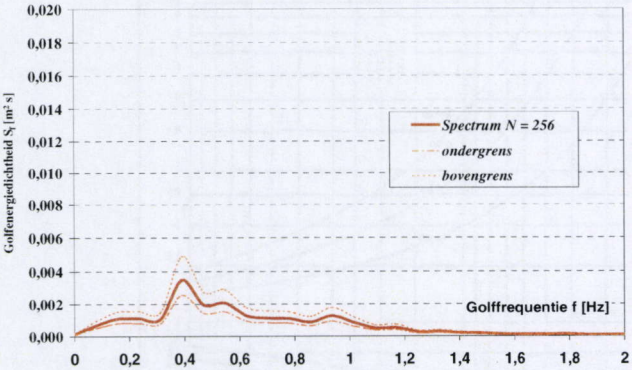
$$\upsilon = 2p = 2\frac{N_s - 0{,}2N}{(1-0{,}2)N}$$

De betrouwbaarheidsgrenzen (meestal vastgelegd op 95 %) voor het ware spectrum $S_{\eta\eta}(f)$ worden begroot op basis van de onderstaande figuur 10. Op de figuur kan men onmiddellijk het interval aflezen dat rond het geschatte spectrum ligt en waarbinnen het ware spectrum zich in 95 % van de gevallen bevindt.

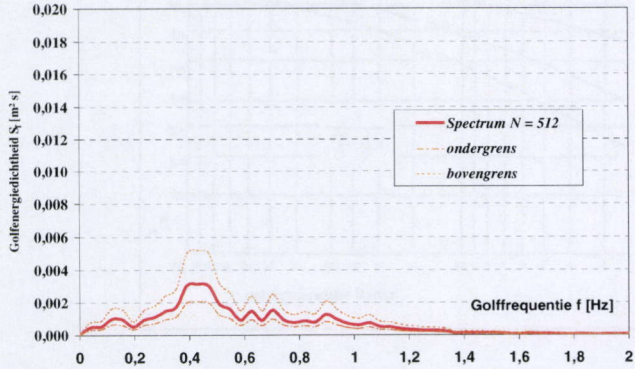


Figuur 10. Betrouwbaarheidsgrenzen van het ware golfspectrum

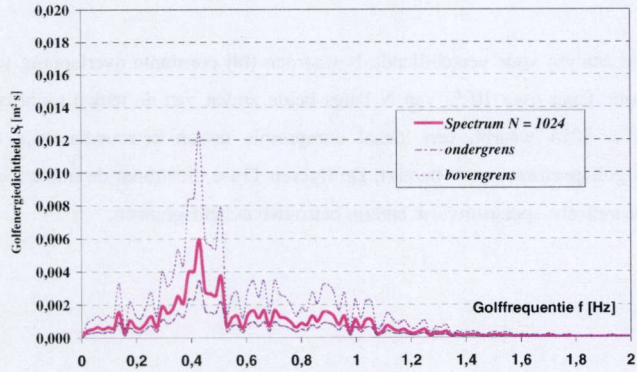
Een vergelijkende analyse voor verschillende N-waarden (bij constante overlapping van 20 % van N en een cosine taper over 10 % van N langs beide zijden van de reeks) toont een optimale keuze van N = 1024 waarbij een ideaal compromis tussen betrouwbaarheid en nauwkeurigheid van het golfspectrum wordt bereikt. De figuren 11a-e illustreren de impact van de keuze van N op de theoretische spectrumvorm en zijn betrouwbaarheidsgrenzen.



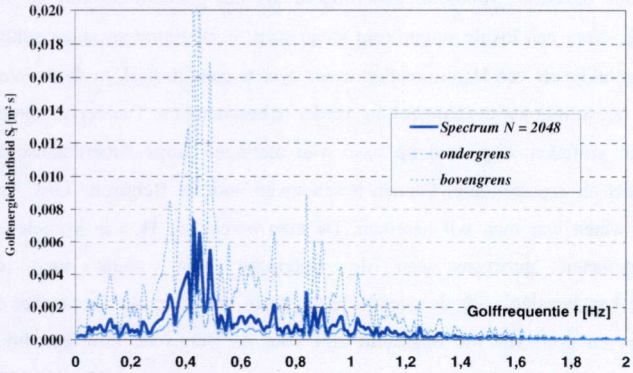
Figuur 11a



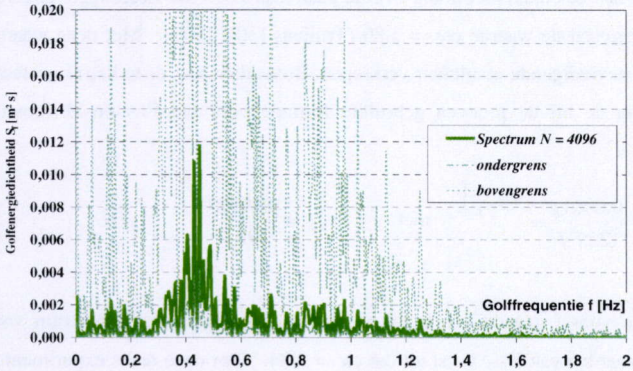
Figuur 11b



Figuur 11c



Figuur 11d



Figuur 11e

De integraal van de spectrumcurve wordt niet genomen van 0 tot ∞ maar tussen f_1 (minimum van 0.05 en 0.333 f_p) en f_2 (= $3f_p$), dit om vreemde componenten zoals elektronische ruis en getijde te weren uit de analyse.

Eenmaal het spectrum van de beschouwde golfaanval volledig berekend, kan rechtstreeks een golfhoogte H_{So} berekend worden als :

$$H_{S_0} = cte.\sqrt{m_0}$$

Nu manifesteert zich het probleem van het verschil tussen de golfgrootheden H_{m0}, $H_{1/3}$ en H_s. In de meeste waterbouwkundige literatuur gebruikt men de symbolen H_s en $H_{1/3}$ door elkaar.

Zij vertegenwoordigen dus dezelfde grootheid, gedefinieerd als het gemiddelde van de 1/3 hoogste golven terwijl H_{mo} voor een lokale square root mean staat. In de literatuur staan enkele methodes vermeld om vertrekkende van H_{m0} in ondiep water over te gaan naar H_s in diep water. In het huidig geval heeft het weinig zin deze omzetting verder te beschouwen. Ten eerste zijn de te gebruiken formules en grafieken opgesteld op basis van metingen langs Amerikaanse en Deense kusten, die we niet als representatief kunnen beschouwen voor de Belgische kust. Ten tweede moet men goed weten wat men wil bereiken. De alzo berekende H_s kan vergeleken worden met de opgemeten gegevens aan de Belgische kust, zodat men de overschrijdingsfrequentie kan bepalen voor de gegenereerde storm. En daar ligt nu precies de moeilijkheid. De tabellen en grafieken die opgesteld zijn voor de Belgische kust zijn bijna allemaal opgesteld uit een spectraalanalyse van de gegevens van de meetboeien (Haecon [22], 1989). Het is in dit geval dus helemaal niet nodig over te gaan naar H_s. Voor Zeebrugge hanteren de waterbouwkundigen meestal de waarde cte. = 3.80 (Truijens [30], 1992). Met deze waarde werden totnogtoe steeds bevredigende resultaten verkregen. Bovendien kan deze keuze gestaafd worden aan de hand van de bij de proeven gebruikte formule voor het Pierson-Moskowitz spectrum (zie hoger):

$$S(f) = \frac{0.0081 g^2}{(2\pi)^4 f^5} e^{-1.25\left(\frac{f_p}{f}\right)^4} \quad \text{met} \quad f_p = \frac{0.19597}{\sqrt{H_{m0}}}$$

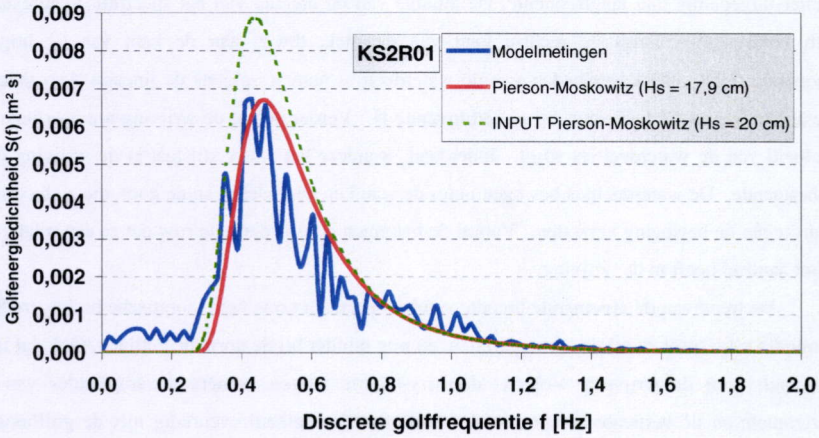
Een numerieke integratie voor f gaande van 0 tot ∞ van het energiedichtheidsspectrum voor verschillende relevante waarden van H_{m0} wijst uit dat cte. = 3.84. Voor deze reeks experimenten wordt dan ook volgende formule toegepast om de aanvankelijke sturingswaarden (terreinmetingen met meetboeien die spectraal geanalyseerd zijn) te vergelijken met de in model geregistreerde waarden.

$$H_{m0} = 3.84\sqrt{m_0}\,.$$

Opmerking : het bovenstaande is enkel geldig zolang de golven niet breken of gebroken zijn, vandaar dat de gevoerde redenering niet steeds zal opgaan voor de tweede golfmeter, die in nog ondieper water (dichter bij het strand) opgesteld staat.

4.3.2 Onmiddellijke resultaten van de spectraalanalyse

Met een eigen ontwikkeld software-programma SALF 21 (Turbo Pascal 7.0 – Schölles [28], 1991) wordt de omzetting van de verzamelde log-meetfiles naar een golfspectrum en zijn karakteristieken volledig geautomatiseerd (Press et al. [25], 1989). De analyse van de golfmetingen met behulp van het SALF21-programma levert, per meetsessie, telkens 3 curven. De curve in onderbroken groene lijn stelt het gevraagde Pierson-Moskowitz spectrum voor, waarvan de enige inputparameter de significante golfhoogte H_s is. De getrokken curve in het rood is hetzelfde theoretisch spectrum, maar dan met als parameter de door de golfmeter gemeten significante golfhoogte H_{m0}. De dansende blauwe curve ten slotte is de output van het programma SALF21, nl. het berekende éénzijdig spectrum met N = 1024 op basis van de golfmeting.



Figuur 12. Golfanalyse met SALF21-programma

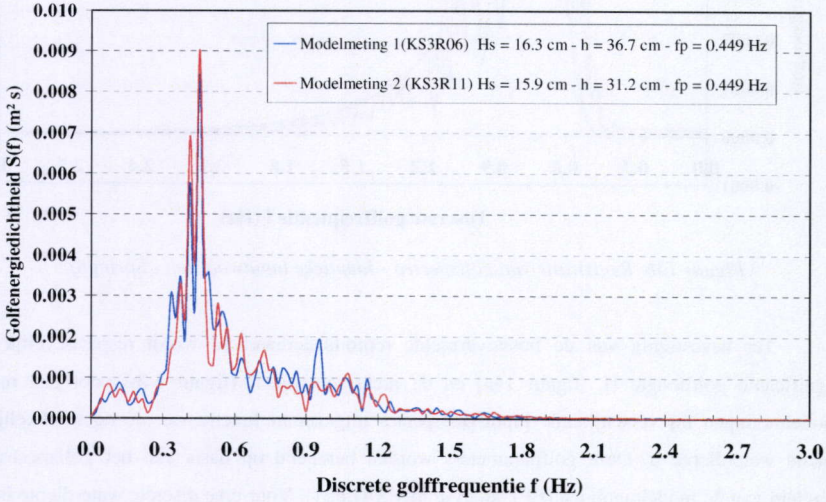
Drie zaken springen onmiddellijk in het oog bij het bestuderen van de grafieken voor de golfmetingen aan de invalszijde (zeewaarts). Ten eerste blijken de waargenomen spectra te klein vergeleken met de gevraagde. Ten tweede lijkt de piekfrequentie prima bereikt te worden, vermits de piek van de waargenomen spectra telkens net onder de piek ligt van het theoretisch gevraagde. De piek van het spectrum met dezelfde energie als het waargenomen spectrum, nl. de rood gekleurde lijn, heeft echter een hogere piekfrequentie, wat logisch is wanneer men de

basisformule van het spectrum bekijkt. Ten derde merkt men op dat de waargenomen spectrumvormen breder zijn aan de basis en smaller voor hogere waarden van S(f). Dat laatste is hoogst waarschijnlijk te wijten aan het ontstaan van hogere orde harmonischen met lage energie en ruis. Bij lage frequenties zien we eveneens enkele componenten ontstaan. Oorzaken daarvan zijn de parasitaire lange golf, ruis en een zekere invloed van het getijde, omdat gedurende een moederreeks (ongeveer 6 minuten) de waterdiepte een beetje varieert, wat door de Fourier-analyse begrepen wordt als een golf met zeer grote periode, dus met lage frequentie. Hier dient expliciet gesteld dat bij de golfgeneratie in beide fysische schaalmodellen geen actieve golfabsorptie of andere reflectie-correcties zijn gebruikt (Frigaard et al. [10], 1995).

De reden van de smallere frequentieband bij hogere spectrumwaarden ligt minder voor de hand. Alles wijst in de richting van (inwendige) wrijving. Golven met hogere frequenties worden sneller uitgedempt dan laagfrequente. De afname van de breedte van het spectrum manifesteert zich voornamelijk langs de rechtse kant van de piek, d.w.z. aan de kant van de hogere frequenties. De orbitaalsnelheden van de waterdeeltjes nemen volgens de lineaire Airy-theorie toe als de frequentie toeneemt, bij gelijkblijvende H. Verder neemt de wrijving toe naarmate de snelheid van de waterdeeltjes stijgt. Inderdaad, wanneer het water stilstaat is de wrijving ook onbestaande. De waterdeeltjes bewegen langs de wand en de bodem van de goot, die zich op hun beurt tegen de beweging verzetten. Vooral de betonnen goot is dermate ruw dat ze een relatief te groot aandeel heeft in de wrijving.

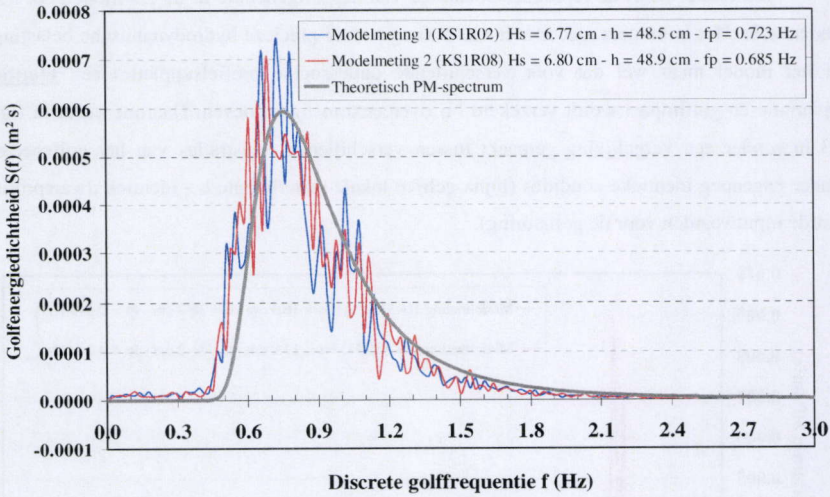
De trend van de afnemende breedte van het spectrum t.o.v. het theoretische bij hogere S(f) is minder uitgesproken bij de springgetijden, en nog minder bij de normale getijden. Ook dat is te verklaren door de wrijving. Volgens de Airy-theorie stijgen immers de amplitudes van de horizontale en de verticale componenten van de deeltjessnelheid evenredig met de golfhoogte. Het is dan ook logisch dat de wrijving toeneemt met de golfhoogte. Bovendien neemt de wrijving niet alleen toe in intensiteit bij stijgende H, maar ook het wrijvingsoppervlak stijgt. De minimale waterdiepte h die we bij onze proeven aantroffen was ongeveer 28 cm. Met een significante golfhoogte van 6 cm en een bijbehorende piekperiode van 1.25 s is h/L ongeveer gelijk aan 0.15. Bij dezelfde waterdiepte, maar een golfhoogte van 20 cm en dus een piekperiode van 2.28 s, wordt h/L gelijk aan 0.08. Nu is het zo dat de orbitaalsnelheden op een bepaalde diepte toenemen als h/L afneemt. Bijgevolg is er veel meer wrijving aan de bodem bij een stormsimulatie, terwijl de bodemwrijving bij een normaal getijde zeer klein kan worden.

Ten slotte wordt de reproduceerbaarheid van de golfgeneratie in de 2D-modelgoot nader onderzocht. Het is immers niet zozeer van belang wat de precieze hydrodynamische belasting is in het model maar wel dat voor verschillende onderzochte profielsuppleties een **identieke** tijvariatie en golfimpact wordt verzekerd bij overeenkomstige proeven. Daarom wordt in figuur 13 hieronder een vergelijking gemaakt tussen verschillende registraties van het golfspectrum onder nagenoeg identieke condities (bijna gelijke lokale waterhoogte h - identiek dwarsprofiel - zelfde inputwaarden voor de golfsturing).



Figuur 13a. Registratie van golfspectra in model - Identieke inputwaarden - 100-jarige storm

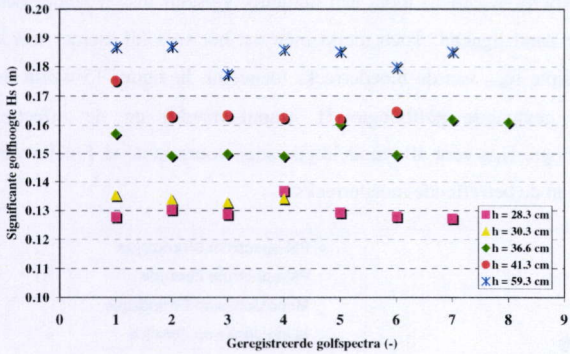
Men merkt duidelijk de nagenoeg perfecte overeenkomst tussen de respectievelijke ogenblikkelijke spectra waardoor de reproduceerbaarheid van het golfgeneratiesysteem is aangetoond. Men kan dus een identieke golfimpact veronderstellen bij een zelfde sturingswaarde. Het gevraagde golfspectrum wordt telkens op identieke wijze gerealiseerd zodat een zeer goede overeenkomst wordt vastgesteld tussen de respectievelijke golfhoogteregistraties. Het resultaat van de FFT-omzetting van het meetsignaal toont een nagenoeg perfecte gelijkenis in het gegenereerde spectrum-beeld. Figuur 13b illustreert tevens de hierboven geschetste relatie tussen de FFT-analyse en het theoretisch Pierson-Moskowitz spectrum.



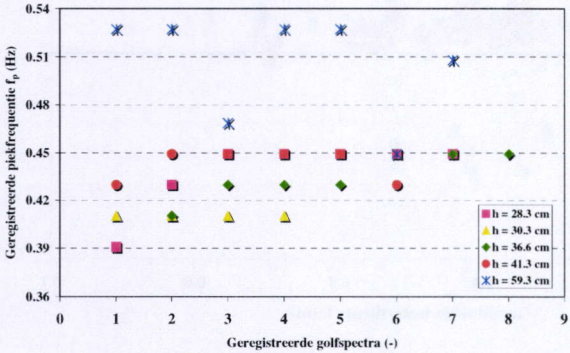
Figuur 13b. Registratie van golfspectra - Identieke inputwaarden - Springtij

Ter bevestiging van de bovenvermelde reproduceerbaarheid wordt respectievelijk de significante golfhoogte H_s (figuur 14a) en de piekfrequentie f_p (figuur 14b) voor een reeks modelmetingen bij verschillende input-golfspectra uitgezet in functie van de ogenblikkelijke, lokale waterdiepte h. Deze golfparameters worden berekend op basis van het golfspectrum, afgeleid van de modelmetingen (FFT-analyse met SALF21). Voor elke discrete waterdiepte is de significante golfhoogte nagenoeg constant bij elke overeenstemmende proef, terwijl algemeen de berekende, significante golfhoogte toeneemt met de waterdiepte. Bij de piekfrequenties, waar de variaties op zich kleiner zijn, is die duidelijke afhankelijkheid van de waterdiepte helemaal niet aanwezig. Bij een constante waterdiepte is de reproduceerbaarheid van beide golfparameters H_s en f_p zeer goed te noemen, zelfs bij verschillende strandprofielen. Deze hoge graad van reproduceerbaarheid is zeer belangrijk voor de verdere validatie van de modelproeven. Immers, bij de analyse van de dwarsprofielontwikkeling van de respectievelijke suppletievormen is een identieke hydrodynamische belasting (tijvariatie - golfspectrum) absoluut noodzakelijk om tot een betrouwbare vergelijking te komen tussen de respectievelijke efficiënties van de profielsuppleties. Aldus worden de profielsuppleties onderworpen aan een perfect identieke

golfimpact. De reproduceerbaarheid op zich is veel belangrijker dan de eigenlijke inhoud van de hydrodynamische impact; doch men kan hier ook al stellen dat het geregistreerde golfklimaat een realistische modellering vormt van het werkelijke golfpatroon in het beschouwde kustgebied.



Figuur 14a. Reproduceerbaarheid van golfklimaat - Golfhoogte

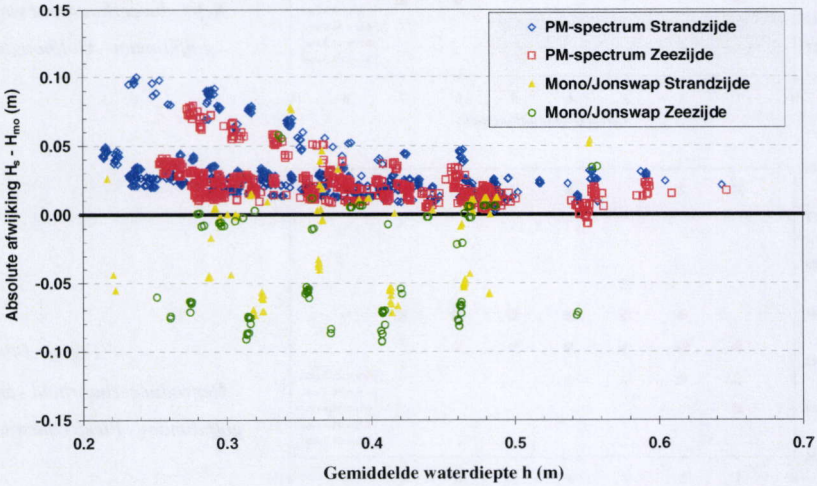


Figuur 14b. Reproduceerbaarheid van golfklimaat - Piekfrequentie

Het bovenstaande betoog werd gevoerd op basis van de Airy-theorie. Deze onderstelt dat de golfhoogte in vergelijking tot de diepte te verwaarlozen is. Bij een storm en naarmate men hoger op het strandprofiel komt, is dit zeker niet meer het geval en moet de Stokes-theorie, waarin bovenstaande redenering nog meer uitgesproken tot uiting komt, gebruikt worden. Overigens illustreren visuele waarnemingen de toepasbaarheid van de Stokes-theorie tijdens deze sessie van onze proefnemingen: de golven vertoonden immers een uitgesproken scherpe kam en een uitgevlakt golfdal, wat precies de kenmerkende vorm is van de Stokes-golven.

4.3.3. Golfgeneratie in de modelgoot

Een vergelijking tussen de waargenomen H_{m0} en de gevraagde H_s-waarde (beiden geometrisch verschaald naar prototype-waarden) toont een duidelijk verschil tussen beide. Een trend afleiden is minder voor de hand liggend. Toch merkt men dat het verschil kleiner wordt naarmate de gemiddelde waterdiepte h_{gem} van de moederreeks toeneemt. In figuur 15 wordt de absolute afwijking tussen de gevraagde golfhoogte H_s (input-waarde) en de effectief geregistreerde significante golfhoogte H_{m0} voor alle modelregistraties voorgesteld in functie van de gemiddelde waterdiepte h_{gem} van de betreffende moederreeks.



Figuur 15. Absolute afwijking tussen gevraagde H_s en gemeten golfhoogte H_{mo} (geometrisch verschaald naar prototype-waarden) in functie van waterdiepte h

Op figuur 15 wordt onmiddellijk duidelijk dat bij de meeste proeven met een Pierson-Moskowitz spectrum (PM-spectrum) de gemeten significante golfhoogte H_{mo} te klein blijkt als men ze vergelijkt met de gevraagde golfhoogte H_s. Bij een Pierson-Moskowitz golfspectrum daalt de afwijking tussen gemeten en gevraagde golfhoogte exponentieel naarmate de gemiddelde waterdiepte h groter wordt. Voor monochromatische golven en bij een Jonswap-spectrum is de afwijking meer random gespreid. Gelet op de (exponentieel dalende) vorm van deze afwijking

samen met de theoretische Bièsel transferfunctie, kan een mogelijke verklaring gezocht worden in een fout in de transferfunctie van golfhoogte naar schotuitwijking in het stuurprogramma 'WLWAVE' van het golfgeneratiesysteem van het WLB (Madsen [19], 1970). Het blijft hier echter een vermoeden vermits ook andere factoren een afwijking kunnen veroorzaken.

Vooreerst wordt kort de theorie van Biésel toegelicht (US Army Corps of Engineers [32], 1984). Deze basistheorie beschrijft voor verschillende types van golfgeneratiesystemen, waaronder het pistontype, de transferfunctie.

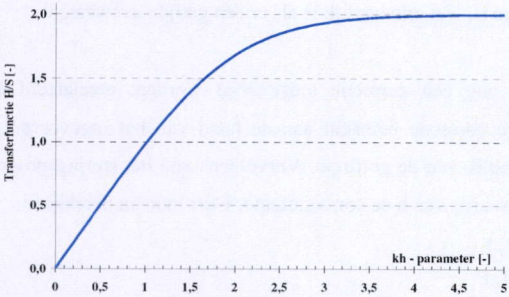
Biésel bewijst langs theoretische weg welke de nodige wijkbeweging S van het golfschot is om een golfhoogte H te verwezenlijken bij een bepaalde waterdiepte h (figuur 16) :

$$B(T,h) = \frac{H}{S} = \frac{2(\cosh(2kh)-1)}{\sinh(2kh)+2kh} \quad \textit{met} \quad k = \frac{2\pi}{L} \quad \textit{(L is de golflengte)}$$

S is het dubbele van de amplitude van de wijkbeweging. Om dezelfde golfhoogte H te verwezenlijken met een bepaalde golflengte (dus k en H vast), moet de schotuitwijking S groter zijn naarmate de waterdiepte h kleiner wordt (exponentiële curve). Dit sterkt het vermoeden dat de aanpassing van S aan de waterdiepte om dezelfde H_s te bekomen, niet correct verloopt. Het is ook helemaal niet zo eenvoudig deze aanpassing adequaat en continu te laten gebeuren bij onregelmatige golven. Het golfgetal k is immers een functie van de periode T, omdat L een impliciete functie is van T volgens de Airy-theorie :

$$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

De periode van een individuele golf uit de golftrein is immers niet eenduidig gedefinieerd : neemt men de tijdspanne tussen 2 opeenvolgende neerwaartse nuldoorgangen (= zero down-crossing method) of tussen 2 toppen of dalen ?



Figuur 16.
Biésel transferfunctie

In het huidig stuurprogramma 'WLWAVE' worden principieel drie inputparameters voor het golfklimaat bepaald :

a) een bepaalde vorm van het spectrum – Pierson-Moskowitz of JONSWAP met bijbehorende significante golfhoogte

b) de *Biéseldiepte* h_i, die gebruikt wordt voor de correcties, als een gemiddelde waarde van alle waterdiepten binnen het te genereren getijde

c) dé periode (T_i) van het golfspectrum. Het is niet onmiddellijk duidelijk welke periode hiervoor genomen is. De piekperiode van het spectrum wordt immers rechtstreeks in het programma WLWAVE berekend voor een Pierson-Moskowitz spectrum met de benaderende formule :

$$T_p = \frac{\sqrt{H_s}}{0.19598} = \frac{1}{f_p}. \qquad \text{(zie hoger)}$$

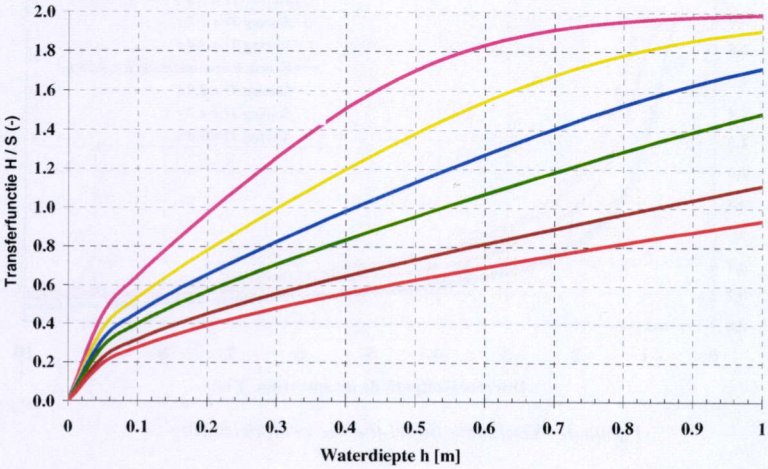
Voor T_i wordt daadwerkelijk ook deze piekperiode T_p ingevoerd. De periode wordt eveneens gebruikt in de correctiefactor. Aan de hand van het ingegeven spectrum wordt $B(T,h_i)$ berekend voor elke T die binnen het frequentiebereik van het spectrum ligt. Op die manier bekomt men een soort spectrum van Biéselfuncties. De ordinaten van het golfspectrum zijn evenredig met het kwadraat van de amplitude a (= H/2) van de component in de Fourierreeks met als periode de abscis in het spectrum. De werkelijke golftrein ontstaat door superpositie van de verschillende in het spectrum aanwezige Fouriercomponenten. Men kan dus gemakkelijk inzien dat men op dezelfde manier de 'schotuitwijkingentrein' kan bekomen als een superpositie van Fouriercomponenten, waarvan de dubbele amplitude S bekomen wordt door H (= 2a) te delen door de met dezelfde periode overeenkomende en eerder berekende $B(T,h_i)$. Op die manier bekomen we de theoretisch exacte schotuitwijkingen op voorwaarde dat de Biéseldiepte h_i de werkelijke en constante waterdiepte is, wat onmogelijk is als er een getijde aanwezig is.

Er moet dus theoretisch nog een correctie toegevoegd worden, gerelateerd aan de veranderende waterdiepte h. Deze correctie berekent aan de hand van het ingevoerde getijde vooraf de waterdiepte op elk ogenblik van de golftrein. Vervolgens zou het sturingsprogramma, op discrete tijdstippen, voor elke waarde van h de correctiefactor Corr moeten berekenen

$$\mathrm{Corr}(h) = \frac{B(h,T_i)}{B(h_i,T_i)}$$

Vervolgens dient de traditionele schotuitwijkingentrein (berekend op basis van de bestaande WLWAVE-sturingsprocedure met een gemiddelde waterdiepte h_i) bij elk tijdstip, dus bij elke waterdiepte, gedeeld door de overeenkomstige Corr(h).

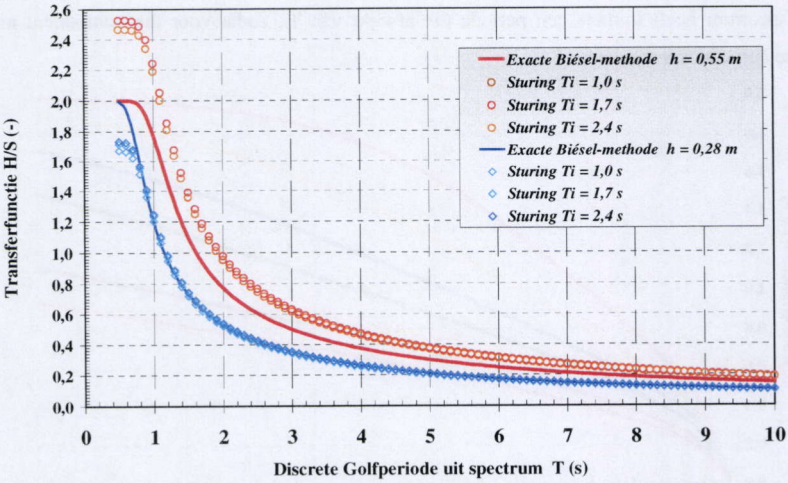
Doch, er klopt iets niet in de bovenstaande redenering : men moet de golf die op een zeker ogenblik moet optreden opwekken met een schotbeweging die berekend wordt met de periode van die golf, welke waarschijnlijk niet overeenstemt met T_i. Figuur 17 geeft opnieuw de Biéselcurve B(T,h), niet in functie van de dimensieloze veranderlijke kh, maar wel in functie van de waterdiepte voor verschillende waarden van T. Minstens één van die componenten van het golfspectrum heeft immers een periode die afwijkt van T_i, zodat voor die component niet de juiste curve wordt toegepast.



Figuur 17. Biésel-transferfunctie in functie van de waterdiepte (voor discrete golfperioden)

Om een vergelijking te maken tussen de hierboven ontwikkelde theoretische correctie aan de veranderende waterdiepte (Corr(h)-factor) en de benaderende correctiefactor van het huidige sturingsprogramma beschouwt men een momentopname van één enkele component van de Fourier-reeks die de werkelijke golftrein beschrijft. De theoretische Biésel-formule is dan functie van de periode T van die component en van de waterdiepte h op het beschouwde ogenblik. De benadering in het sturingspakket 'WLWAVE' is een functie van T, h, de ingevoerde gemiddelde waterdiepte h_i (Bièsel waterdiepte) en de ingevoerde periode T_i (b.v. de piekperiode).

Aangezien een momentopname is beschouwd blijft h ogenblikkelijk constant. De Bièseldiepte h_i stellen we gelijk aan 0,37 m : een waarde die in de proefnemingen ook aangehouden wordt en ongeveer de gemiddelde waterdiepte over het vertikale getij voorstelt. Aldus wordt de transferfunctie H/S in grafiek uitgezet in functie van de twee overgebleven variabelen h en T. Figuur 18 (voor twee discrete waterniveaus: hoog water h = 55 cm en laag water h = 28 cm) toont de transferfunctie volgens de exacte methode van Biésel en de berekende transferfunctie volgens de hierboven beschreven benaderende methode.



Figuur 18. Verificatie Biésel-theorie vs Modelsturing

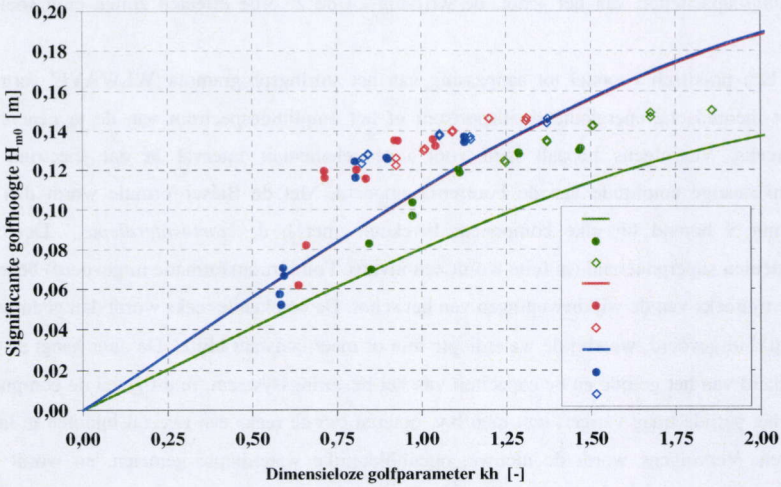
Het valt onmiddellijk op dat de afwijking tussen beide correctiemethoden pas betekenisvol wordt voor kleine perioden T en nagenoeg onafhankelijk is van T_i. Voor kleine waterdieptes ligt de benaderende correctiemethode, zoals hier gebruikt, ook bij hoge frequenties (lage T) niet danig ver van de exacte methode. In het geval van dieper water wordt het verschil voor de component met T = 0.5 s (f = 2 Hz) zeer groot (50 % verschil). Uit voorgaande figuur blijkt ook dat indien $h > h_i$, de benaderende methode van het gebruikte sturingsprogramma WLWAVE een te kleine S levert zodat de golven in dat geval ook te klein zullen uitvallen. Maar ook in het geval $h < h_i$ wordt S te groot berekend, zodat H_{m0} in feite groter dan H_s zou moeten

zijn voor deze situatie. Deze vaststelling is compleet in tegenspraak met figuur 15, die aangeeft dat het verschil hier precies nog groter wordt. Verdere beschouwingen over de beperkte uitwijkingscapaciteiten van het schot, de wrijving en de 2^e orde effecten zullen enig soelaas bieden.

Een praktisch voorstel tot aanpassing van het sturingsprogramma 'WLWAVE' vertrekt van het theoretische energiedichtheidspectrum of het amplitudespectrum van de te genereren golvenreeks. Vervolgens bepaalt men voor ieder elementair interval in dat spectrum de overeenkomstige amplitude van de Fourier-component. Met de Biésel-formule wordt dan de uitwijking S horend bij elke component berekend, met h de *start-waterdiepte.* Deze S-componenten superponerend (in feite wordt een inverse Fouriertransformatie uitgevoerd) bekomt men de tijdreeks van de wijkbewegingen van het schot. De berekende reeks wordt dan gedurende 'enige' tijd uitgevoerd, waarbij de waterdiepte min of meer constant blijft. De duur hangt af van de snelheid van het getijde en de capaciteit van het besturingssysteem, in dit geval de computer. Indien het getijde traag varieert kan men b.v. opteren om de reeks een tweetal minuten te laten uitvoeren. Vervolgens wordt de nieuwe, ogenblikkelijke waterdiepte gemeten, en wordt het proces herhaald, met h de nieuwe, aangepaste waterdiepte. Indien de computer binnen de tijdspanne tussen twee opeenvolgende aanpassingen de berekeningen niet kan uitvoeren, kunnen deze ook allemaal vooraf verricht worden op basis van de getijdengegevens, in de veronderstelling dat het pompsysteem dat het getijde regelt nauwkeurig werkt.

Als aanvulling bij de eerder geformuleerde bedenking bij de sturingsmodule 'WLWAVE' en zijn waterdiepte-correctie wordt hier de golfhoogteregistratie voor enkele proeven met monochromatische golven vergeleken met de theoretische Biéselkromme, waarin voor H de gevraagde H_s wordt ingevuld, voor h de ingegeven waarde h_i (= 37 cm), en waarin k gevonden wordt door L te berekenen volgens de lineaire Airy-theorie waar voor T de ingegeven periode T_i wordt ingevoerd bij de regelmatige golven. Wanneer men de bovenstaande grootheden in de Biésel-formule invult, bekomt men de schotuitwijking S zoals die aanvankelijk wordt berekend door 'WLWAVE'. Indien deze uitwijking gedurende de hele proef behouden blijft, zou de waargenomen H_{m0} de Biéselkromme precies moeten volgen. H_{m0} zou dus mooi mee veranderen met de waterdiepte. Mocht de eerder geformuleerde correctie goed geïmplementeerd zijn in het

sturingsprogramma 'WLWAVE', dan mag er in principe geen afwijking zijn van de gevraagde H_s, althans in het geval van regelmatige golven waar de correctie theoretisch exact is.



Figuur 19. Monochromatische golven - Biésel-functie

Op de figuur 19 staat de vergelijking afgebeeld voor enkele illustratieve proeven met regelmatige golven (H_s = 0.12 m). De theoretische Biéselkrommen zijn getekend in een volle lijn. Uit de figuur 19 blijkt duidelijk dat de meetpunten benaderend de bijhorende Biéselkromme volgen, wat doet vermoeden dat dezelfde fout in de transferfunctie van golfhoogte naar schotuitwijking in het sturingsprogramma 'WLWAVE' zit zodat de aanpassing voor variërende waterhoogte niet gebeurt in de huidige versie. Bovenop deze genoemde *bug* kan de oorzaak van de groter wordende afwijking van de Biéselkromme bij de grotere golfhoogten in de stormproeven toegeschreven worden aan de toenemende wandwrijving en het ondiep water-aspect. Een hele reeks van neveneffecten zijn mede verantwoordelijk voor de waargenomen afwijkingen in het golfbeeld. Er bestaan 2e orde theorieën waar vergelijkingen worden opgesteld om de afwijkingen te elimineren. Vooral in een klein schaalmodel en zeker in ondiep water, worden de niet-lineaire componenten en andere nevenwerkingen belangrijk en is een diepgaande studie principieel aangewezen. Dit valt echter buiten het bestek van dit werk, dat tot doel heeft een evaluatie te geven van de onderzochte strandprofielen op zich. De hydrodynamische

belasting is hier enkel een component van de fysische modellering, doch geen studiedoel op zich. Daarom worden de voornaamste secundaire effecten hier enkel vermeld :

1. **Transiënte golvengeneratie**

   Wanneer men een eindig aantal golven genereert is één van de eerste en één van de laatste golven belangrijk groter dan de gemiddelde golfhoogte. Bij stranden kan dit fenomeen de golfoploop opmerkelijk verhogen, bijvoorbeeld als de proef start en/of eindigt bij hoogtij. De experimenten zijn hier steeds begonnen en geëindigd bij laagwater zodat dit verschijnsel nauwelijks invloed had.

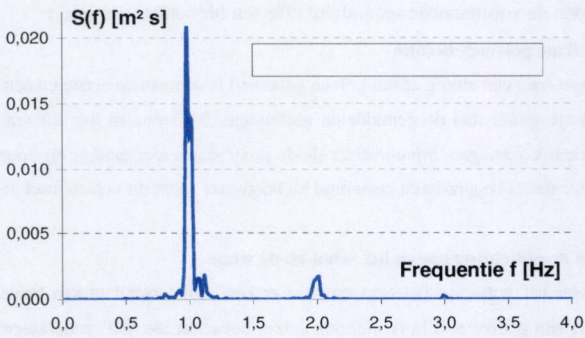
2. **Lek in de afdichting tussen het schot en de wand**

   Wanneer het golfschot beweegt ontstaat er een drukverschil tussen beide zijden. Er vertrekt immers een gelijke golf in de richting achter het schot die 180° gedefaseerd is t.o.v. de beoogde golf in de golfgoot zelf. Ten gevolge van het aldus ontstane drukverschil in de gleuf ontstaat er stroming van de ene zijde naar de andere wanneer een lek in de afdichting tussen schot en gootwand aanwezig is. Deze kan theoretisch net zo goed een vermindering als een verhoging van de golfhoogte veroorzaken, afhankelijk van de periode en de waterdiepte. De proefnemingen van Ursell (met een gedeeltelijke afdichting) gaven een toename in golfhoogte tussen 3 % en 10 %. (Ursell et al. [31], 1960). Prototype-proeven van het CERC (Supertank, 1994) tonen zelfs een toename van 15 % ! Bij de golfgoot in WLB is een speling tussen het schot en de wanden van 2 mm waargenomen, zodat een lekoppervlakte van ongeveer 1 % verwacht kan worden.

3. **Niet-lineaire Stokes-golven**

   De Stokes-golven kunnen beschouwd worden als de superpositie van 2 golven : de theoretische sinusoïdale golf en een secundaire component met dubbele frequentie. Deze golven ontstaan altijd wanneer een golfschot periodisch beweegt. Bij ondiep water is het effect wel een stuk duidelijker merkbaar. Behalve de 1^{e} orde monochromatische golf en de eraan gekoppelde 2^{e} orde component met dubbele frequentie, ontstaat ook een vrije 2^{e} orde harmonische, die een vergelijkbare amplitude heeft maar totaal onafhankelijk beweegt van de andere twee met een snelheid die iets kleiner is dan deze van de eerste harmonische.

   Het bestaan van de 2^{e} orde effecten komt mooi tot uiting in figuur 20, waar het spectrum staat afgebeeld van de proef KS3R17 (monochromatische golven). Er werd een frequentie geëist van 1 Hz. Deze wordt exact teruggevonden, maar tevens ziet men een component ontstaan met dubbele frequentie, waarvan de amplitude zeer klein is. Bij nader toezien ontdekt men zelfs nog een 3^{e} component, waarvan de amplitude totaal te verwaarlozen is.



Figuur 20. Hogere orde harmonische golven - Monochromatische golven

4. Geïnduceerde lange golf

Een golfgeneratiesysteem doet steeds een parasitaire golf ontstaan met lange golflengte (Baldock et al. [4], 1997). De periode ervan is dus tamelijk groot. Er bestaan methodes om deze golf te onderdrukken, maar in het geval van experimenten op strandsuppleties lijkt dat niet meteen aangewezen. Een dergelijke lange golf komt immers ook in de natuur voor. Ze veroorzaakt de groepvorming van golven. De golven die op de top van de lange golf lopen zijn hoger dan deze in het dal, veroorzaken bijgevolg een grotere golfoploop en verrichten vaak meer schade. Deze ongunstige situatie wordt aldus ongevraagd gecreëerd in deze reeks experimenten. De parasitaire lange golf wordt echter niet teruggevonden bij de generatie van regelmatige golven.

5. Afstand van het meetpunt tot het golfschot

Vlakbij het golfschot ontstaan staande golven als gevolg van het feit dat het golfschot de snelheid van de golf niet perfect volgt. Deze sterven voor 99 % uit over een afstand van drie keer de waterdiepte. In ons geval bedraagt die afstand maximaal ongeveer 1.50 m. De eerste golfmeter (golfmeter 2) bevindt zich op een afstand van ongeveer 12 m van het schot : een ruime veiligheid wat dit item betreft.

Ten slotte wordt bij de verdere analyse van alle golfmetingen de relatieve afwijking (H_s-$H_{m(t)}$)/H_s beschouwd in functie van de waterdiepte h. Figuur 21 toont het resultaat voor alle proeven met een Pierson-Moskowitz golfspectrum. De trendlijn voor de respectievelijke

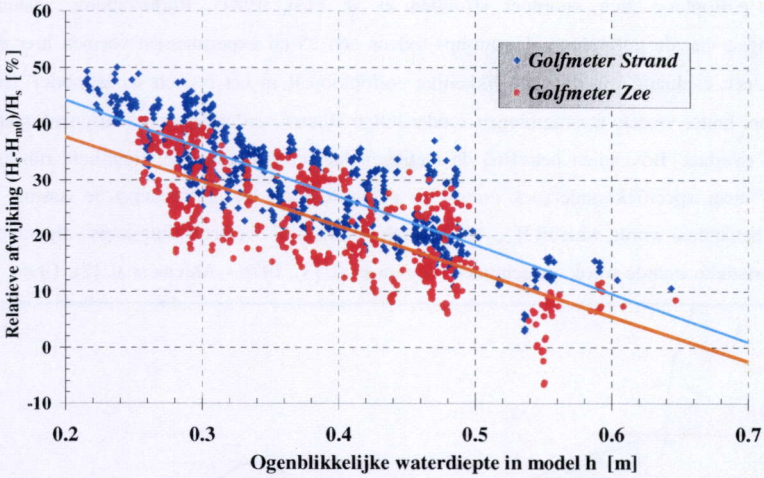
golfmeters vertoont een duidelijk lineair karakter tussen de relatieve, procentuele afwijking tussen de gevraagde H_s en de gemeten H_{mo} golfhoogte en de ogenblikkelijke waterhoogte h (modelafmeting). Deze regressie kan gebeurlijk zelfs als kalibratiegegeven gebruikt worden voor de omzetting van het gevraagde naar het gerealiseerde golfklimaat in de testgoot (en vice versa):

Golvenmeter 1 (meer strandwaarts)

$$\frac{H_s - H_{m0}}{H_s} 100 = -86.862\ h + 61.714 \qquad \text{met } r^2 = 0.54$$

Golvenmeter 2 (dieper water -zeezijde)

$$\frac{H_s - H_{m0}}{H_s} 100 = -80.659\ h + 53.890 \qquad \text{met } r^2 = 0.66$$



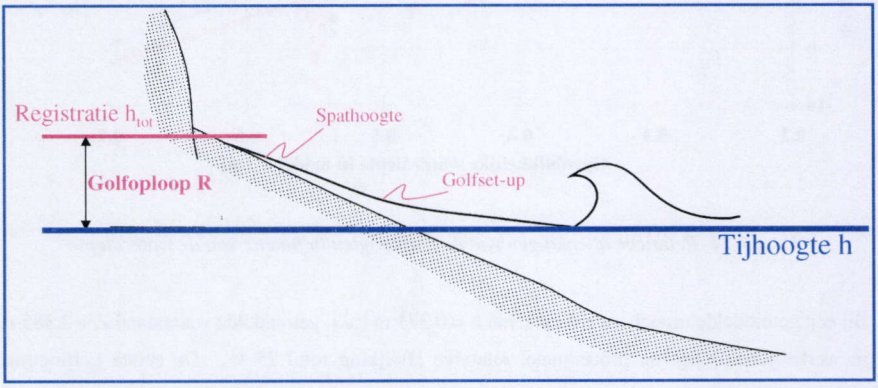
Figuur 21. Relatieve afwijkingen van de golfhoogten in functie van de waterdiepte

Bij een gemiddelde model-waterdiepte van h = 0.371 m (d.i. gemiddelde waterstand Z + 2.385 m in werkelijkheid) ligt de procentuele, relatieve afwijking rond 25 %. De eerste golfmeting, dichter naar de kust toe, vertoont grotere afwijkingen doordat op deze locatie reeds volop brekingsfenomenen (samen met het shoalingeffect) het golfpatroon mede bepalen.

4.4 GOLFOPLOOP en GOLFREFLECTIE IN HET MODEL

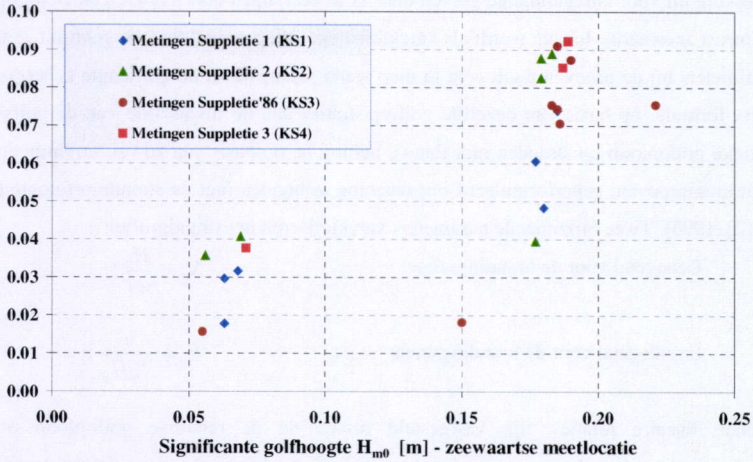
4.4.1. Golfoploop

De studie van de golfoploop op het strand is in dit werk zeker geen onderzoeksonderwerp op zich: de rudimentaire toetsing van de golfoploop in het fysisch model wordt in feite enkel gebruikt om opnieuw de onderlinge verhoudingen en/of reacties van de profielsuppleties te valideren. Indien dat wel de bedoeling was geweest dienden de proeven geheel anders opgevat te worden. Specifieke, aangepaste meetapparatuur is strikt nodig voor een adequate registratie van de golfoploop: een digitale videocamera met tijdsaanduidingen – om visueel de run-up te kunnen bestuderen – en/of een reeks sensoren verspreid over het gedeelte van het strand waar de verwachte golfoploop zich voordoet (Holman et al. [13], 1984). Rudimentaire, visuele waarnemingen van de golfoploop (E. run-up) tijdens een 25-tal experimenten vormen hier de basis voor een evaluatie van de ogenblikkelijke golfoploop R in het fysisch schaalmodel. Het gaat hier om louter visuele waarnemingen zonder hulpmiddelen, zodat de nauwkeurigheid zeker te wensen overlaat. Bovendien betreffen de metingen hier een significante, singuliere run-up, terwijl bij meer specifiek onderzoek (zoals bij de golfoploop op golfbrekers) de run-up R statistisch behandeld wordt, waarbij $R_{2\%}$ - de golfoploop met 2 % overschrijdingskans - algemeen als karakteristieke waarde wordt aangenomen (Ahrens et al. [3], 1978 – Ahrens et al. [2], 1996).



Figuur 22. Definitie van golfoploop, spathoogte en golfverheffing

De totale golfoploop R op het strand is samengesteld uit de spathoogte (E. Swash) en de golfverheffing (E. wave setup) (Kobayashi et al. [18], 1992). Op basis van de visuele waarnemingen (voornamelijk bij hoog water) van de totale waterhoogte h_{tot} in het model wordt de ogenblikkelijke golfoploop R bepaald als het verschil tussen de waargenomen h_{tot}-waarde en de effectieve vertikale tijhoogte h, geregistreerd door het vlottersysteem in de golfgoot. De aldus bekomen singuliere golfoploop R wordt in figuur 23 uitgezet in functie van de maximale waargenomen significante golfhoogte H_{mo} bij hoog water (maximale waterdiepte). Deze beperkte data illustreert enkel dat de golfoploop toeneemt met stijgende invallende golfhoogte. Een verder significant onderscheid tussen de respectievelijke beproefde suppletieprofielen is niet onmiddellijk af te leiden. De algemene vaststelling dat de golfoploop groter is voor reflecterende stranden dan voor meer absorperende strandprofielen (Aagaard [1], 1990) vormt hier dan ook geen mogelijk criterium om de respectievelijke suppletievormen verder te onderscheiden.



Figuur 23. Golfoploop-waarnemingen tijdens de experimenten

Een reeks experimentele waarnemingen bij monochromatische golven leidde tot een eenvoudige uitdrukking voor de algemene golfoploop (Hunt [14], 1959):

$$\frac{R}{H} = C\frac{tg\beta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} = C\xi_0$$

Waarin C = een empirische coëfficiënt, onder meer afhankelijk van de relatieve breedte van het golfspectrum = 2.30

ξ_0 = het getal van Irribarren = surf-gelijkvormigheidsparameter

waarbij tg β = strandhelling

L_0 = golflengte in diep water

H_0 = golfhoogte in diep water

Deze uitdrukking blijkt, ondanks de initiëel beperkte toepassing op golfbrekers, ook een goede benadering voor de golfoploop op een strandprofiel. Holman ([12], 1986) breidde bovenstaande vergelijking uit voor onregelmatige golven door H te vervangen door H_s. De gemeten golfhoogte in de meest zeewaartse locatie wordt als karakteristieke "diep water"-waarde gebruikt. Aangezien de golfmeters bij de proeven nooit echt in diep water staan, wordt de golflengte L berekend met de Airy-formule, op basis van dezelfde golfregistraties aan de invalszijde van de golfgoot. De specifieke golfoploop op stranden met flauwe helling is, op basis van zowel terreinmetingen als laboratoriumproeven, geherformuleerd om rekening te houden met de strandmorfologie (Ahrens et al. [2], 1996). Twee bijkomende parameters karakteriseren het strandprofiel:

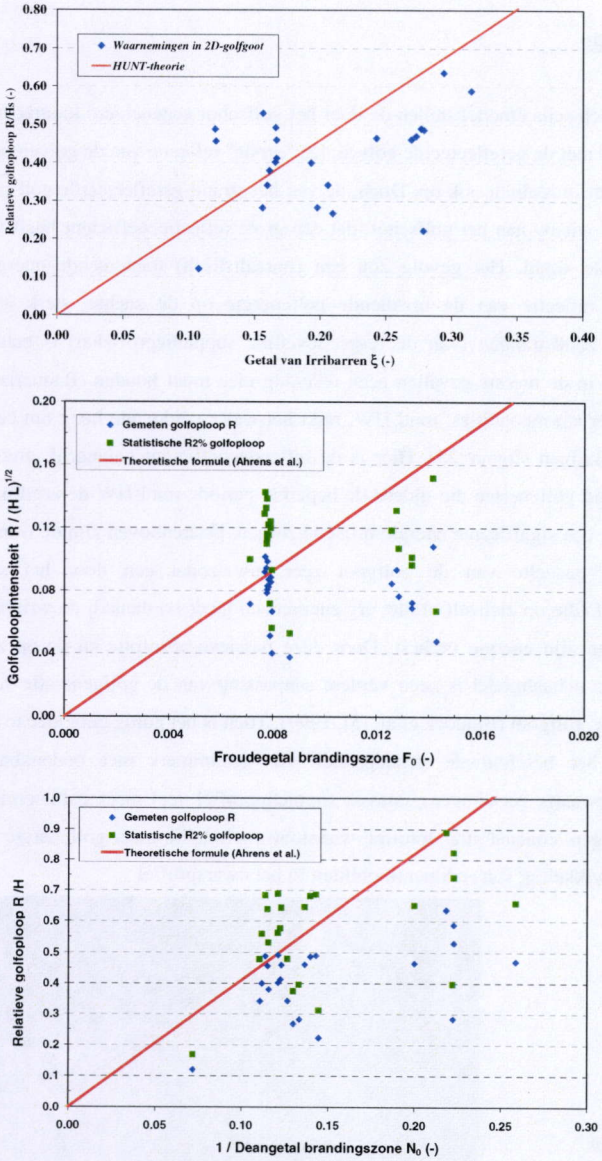
- Deangetal voor de brandingszone $N_0 = \frac{H_0}{wT}$

- Froudegetal voor de brandingszone $F_0 = \frac{w}{\sqrt{gH_0}}$

Volgende lineaire relaties zijn vastgesteld tussen de de relatieve golfoploop ofwel de golfoploopintensiteit en bovenstaande karakteristieken van de brandingszone in het strandprofiel.

$$\frac{R_{2\%}}{H_0} = \frac{4.10}{N_0} \qquad \frac{R_{2\%}}{\sqrt{H_0 L_0}} = 11.60 F_0$$

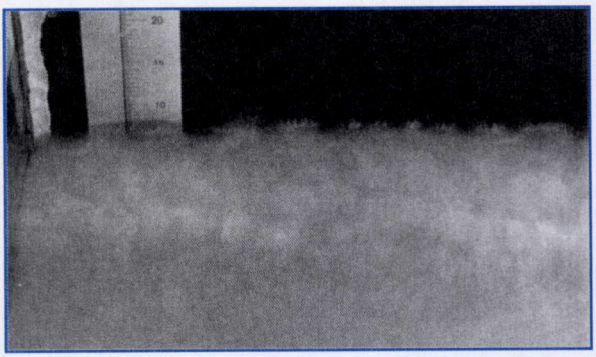
Figuur 24 illustreert de toetsing van de waargenomen golfoploop tijdens de 2D-experimenten aan bovenstaande theoretische benaderingen, waarbij expliciet de relatie $R_{2\%}$= 1.40 R is gebruikt als statistische extrapolatie van de singuliere waarnemingen (Van Oorschoot et al. [34], 1969).



Figuur 24. Experimentele - Theoretische golfoploop op de modelstranden

4.4.2. Golfreflectie

In het fysisch schaalmodel stellen de door het golfschot gegenereerd loodrecht invallende golven zich samen met de gereflecteerde golven. De "eerste" reflectie van de golven op het strand en de zeedijk treedt in realiteit ook op. Doch, de van het strand gereflecteerde golf reflecteert in het schaalmodel opnieuw aan het golfschot, dat een grote reflectiecoëfficiënt heeft wegens zijn gladde en verticale wand. Het gevolg zou een (onrealistisch) toenemende energieophoping kunnen zijn. De reflectie van de invallende golfenergie op de zachte, sterk absorberende hellingen van de zandstranden (van de respectievelijke suppletieprofielen) is echter dermate gering dat men er in de meeste gevallen geen rekening mee moet houden (Baquerizo et al. [6], 1997). Enkel onder stormcondities, rond HW, reikt het water voldoende hoog om ook reflecties op de zeedijk te krijgen (figuur 25). Hier is de reflectiecoëfficiënt belangrijk groter, doch de geringe hoeveelheid golfenergie die tijdens de beperkte periode rond HW de zeedijk bereikt zal opnieuw niet voor een significante energie-reflectie zorgen. Daarenboven zijn de wanden van het betonnen "invals"-gedeelte van de golfgoot zeer ruw zodat een door het strandprofiel gereflecteerde golf (die op zichzelf al niet erg energetisch meer is) dankzij de wrijving opnieuw een groot deel van zijn energie verliest. Door deze passieve absorptie en de op zich geringe golfreflectie in het schaalmodel is geen verdere aanpassing van de golfgeneratie vereist bij de experimenten in de golfgoot (Baldock et al. [5], 1999). Toch is het nuttig enig idee te krijgen over de reflectie op het beschouwde strandprofiel. Het is immers niet ondenkbaar dat een hogergelegen (zeewaarts verschoven), convex suppletieprofiel veel meer golfenergie reflecteert dan een lagergelegen, concaaf strandprofiel; waardoor uiteindelijk meer golfenergie beschikbaar komt voor de ontwikkeling van sedimentmobiliteit in het dwarsprofiel



Figuur 25.
Reflectie op zeedijk bij storm

4.4.3. Golfreflectie-analyse van onregelmatige golven

In alle experimenten in de 2D-golfgoot (cfr. Deel B - Hoofdstuk 5) is vastgesteld dat de invallende golven steeds breken op het strandprofiel. De invallende golven hebben dus reeds een groot deel van hun energie verloren alvorens ze de kans gekregen hebben om te weerkaatsen op het strand en gebeurlijk op de zeedijk (tijdens hoogwater bij zware storm). De resulterende waterverheffing wordt geregistreerd door de respectievelijke golfmeters:

$$\eta_1(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty}\left[a_i \cos(\Phi_i - \omega_i t) + a_{R_i} \cos(\Phi_{R_i} + \omega_i t)\right]$$

$$\eta_2(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty}\left[a_i \cos(\Phi_i - \omega_i t + k_i \Delta l) + a_{R_i} \cos(\Phi_{R_i} + \omega_i t + k_i \Delta l)\right]$$

waarin Φ de fase van de golftrein voorstelt en Δl de afstand tussen de golfmeters. De index R duidt op reflectie. De vier onbekenden, nl. a_i, a_{Ri}, Φ_i en Φ_{Ri}. kunnen geschreven worden in functie van de Fourier-coëfficiënten A en B. Uit de theorie van de Fourier-analyse weten we immers dat η_1 en η_2 net zo goed als volgt kunnen geschreven worden (Goda et al. [11], 1976):

$$\eta_1(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} A_{1_i} \cos(\omega_i t) + B_{1_i} \sin(\omega_i t)$$

$$\eta_2(x,t) = \sum_{i=1}^{\infty} A_{2_i} \cos(\omega_i t) + B_{2_i} \sin(\omega_i t)$$

Men is voornamelijk geïnteresseerd in de onbekenden a_i en a_{Ri} daar deze amplitudecoëfficiënten de grootte van de reflectie bepalen. De fasehoeken worden niet in detail bekeken omdat zij, zo zij verschillen van elkaar, enkel het gunstige effect kunnen hebben dat de resulterende golfhoogte daalt. Verder worden de faseverschillen gelijk aan nul gesteld. De genoemde onbekenden kunnen als volgt berekend worden (i = 1 → N) uit de respectievelijke Fourieranalyses van de registraties van beide golfmeters :

$$a_i = \frac{1}{2|\sin(k_i \Delta l)|}\sqrt{\left[\begin{array}{l}\left(A_{2_i} - A_{1_i}\cos(k_i\Delta l) - B_{1_i}\sin(k_i\Delta l)\right)^2 + \ldots \\ \ldots + \left(B_{2_i} - B_{1_i}\cos(k_i\Delta l) + A_{1_i}\sin(k_i\Delta l)\right)^2\end{array}\right]}$$

$$a_{R_i} = \frac{1}{2|\sin(k_i \Delta l)|}\sqrt{\left[\begin{array}{l}\left(A_{2_i} - A_{1_i}\cos(k_i\Delta l) + B_{1_i}\sin(k_i\Delta l)\right)^2 + \ldots \\ \ldots + \left(B_{2_i} - B_{1_i}\cos(k_i\Delta l) - A_{1_i}\sin(k_i\Delta l)\right)^2\end{array}\right]}$$

Zodoende kan men een spectrum opstellen van de invallende golven, ontdaan van de weerkaatsing, met $S_{\eta\eta}(f_i)= a_i^2/2\Delta f$, en analoog het spectrum van de weerkaatste golven met $S_{\eta\eta}(f_i)= a_{Ri}^2/2\Delta f$.

Om een mogelijke singulariteit (als $\sin(k_i\Delta f)$ gelijk aan nul wordt, of $\Delta f/L_i$ een veelvoud is van ½) te vermijden moet Δl aan de volgende voorwaarden voldoen :

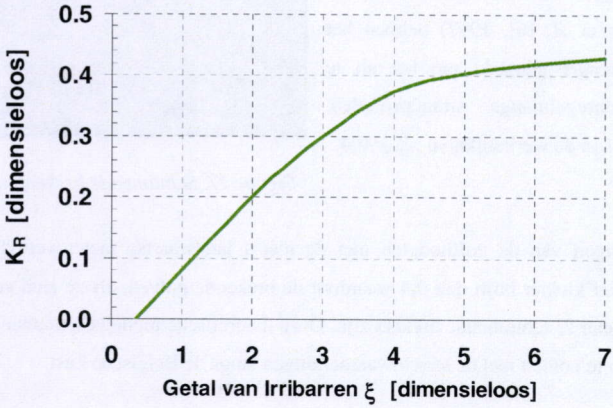
$$0.05 < \frac{\Delta l}{L} < 0.45$$

Aangezien voor alle proefnemingen in de 2D-golfgoot Δl gelijk is aan 4 m, wil dat zeggen dat elke mogelijke L groter moet zijn dan 9 m en kleiner dan 80 m. De maximale golflengte bekomt men voor een grote T en h. In deze proevenreeks is de maximale waterdiepte ongeveer 0.60 m en de maximale T bedraagt ongeveer 2.30 s wat leidt tot een maximale golflengte L = 5.20 m, wat nog altijd veel te klein is om een betrouwbare reflectieanalyse toe te passen.

Verder wordt aanbevolen de 2 golfmeters boven een horizontale bodem te plaatsen (onze golfmeter 1 voldoet niet aan dat criterium) en beiden minstens één golflengte (liefst meerdere) verwijderd te houden van zowel de reflecterende constructie als het golfschot. Andere factoren die tot afwijkingen kunnen leiden zijn de aanwezigheid van 2e orde harmonischen in de invallende golftrein en sterke ruiscomponenten.

Toch is, bij wijze van voorbeeld, een reflectieanalyse uitgevoerd op de data van één proef uit de reeks experimenten in de 2D-golfgoot, nl. KS2R01 (cfr. Deel B - Hoofdstuk 5). Hiertoe werden de componenten die aanleiding konden geven tot een singulariteit 'manueel' verwijderd uit de meetbestanden. De reflectie is groter op een pas aangelegd profiel omdat het dwarsprofiel dan nog geen ribbels en bermen vertoont, die een sterk absorberend karakter hebben. Tijdens een stormgetijde, zoals in deze proef, is de golfweerkaatsing groter. Als resultaat van de analyse van de eerste moederreeks, vindt men in het 2D-model een (berekende) invallende significante golfhoogte, ontdaan van de weerkaatste component, van 15.20 cm, terwijl de effectief gemeten significante golfhoogte aan de invalsrand (x = 20 m) H_{m0} gelijk was aan 16.90 cm. Dit betekent dus dat de reflectiecoëfficiënt K_R gelijk is aan 11 %, wat zeer weinig is, doch realistisch voor een dergelijk zandstrand met relatief flauwe helling.

Een kleine waarde voor het getal van Dean correspondeert met reflectieve stranden, terwijl een grote waarde van het Deangetal precies geassocieerd wordt met meer absorptie langs het strandprofiel (Stive [29], 1984). In het getal van Dean staat immers de valsnelheid van de deeltjes w in de noemer. In het fysisch model wordt AF100-zand gebruikt met een gemiddelde diameter D = 122 μm, terwijl een precieze verschaling van het werkelijke zand een diameter vereist die heel wat kleiner is. De valsnelheid neemt toe met de diameter, zodat in het model in feite een te klein Dean-getal bekomen wordt. De reflectiecoëfficiënt K_r is in werkelijkheid groter dan deze afgeleid uit waarnemingen in het té grove schaalmodel. De slotsom luidt dat de reflectie zeker niet groter is dan om en bij de 10 %, een realistische waarde voor zandstranden met flauwe helling. Een alternatieve benadering, gebaseerd op de formule van Goda (Isaacson [15], 1991), is speciaal voor zandstranden opgesteld (figuur 26). De parameters voor het getal van Irribarren ξ zijn de strandhelling tg β, de effectief gemeten significante golfhoogte H_{m0} aan de invalszijde (x = 20 m) en de aldaar berekende golflengte L. Het getal van Irribarren ξ wordt groter als de strandhelling steiler wordt. Aangezien de reflectiecoëfficiënt K_r toeneemt met ξ wordt hier de maximale strandhelling van alle strandprofielen genomen, nl. 1/20. Voor alle gemeten golfhoogten blijft het getal van Irribarren ξ steeds kleiner dan 0.4. De corresponderende reflectie blijft dan ook zeker kleiner dan ongeveer 3 %. Samenvattend kan men stellen dat op het strandprofiel de reflectie in elk geval kleiner zal zijn dan 10 %, en vermoedelijk ergens in de buurt van 5 % zal liggen.

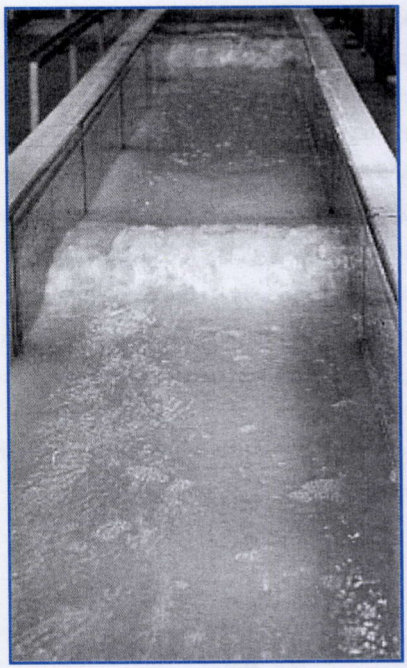


Figuur 26. Reflectie op zandstranden (Goda)

4.5. BREKING VAN GOLVEN

4.5.1. Inleiding

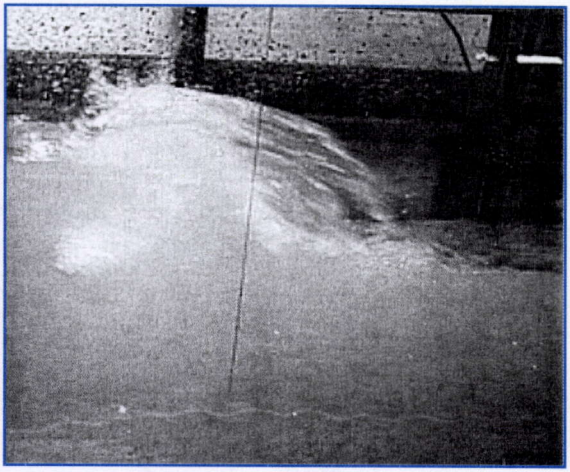
Aangezien de tweede golvenmeter zich ter hoogte van het nat strand in het dwarsprofiel bevindt, treedt hier reeds een vervormde golf op (door shoaling en breking). Daarom ook wordt hier op een rudimentaire manier een brekingskwantificatie voor de respectievelijke profielen uitgewerkt zonder echter in detail te treden. De classificatie van de verschillende brekervormen wordt gemaakt op basis van het getal van Irribarren ξ_b. De index b duidt erop dat het getal van Irribarren moet berekend worden met de golflengte en de golfhoogte van de brekende golf. Volgens die classificatie heeft men schuimende brekers (E. spilling wave breaking) als $\xi_b < 0{,}5$. Dit laatste werd gevonden op basis van pas aangelegde modelstranden. Smith en Kraus (Baquerizo et al. [6], 1997) hebben het criterium wat strenger gemaakt om het uit te breiden naar onregelmatige strandprofielen, zowel in model als in de werkelijkheid : $\xi_b < 0{,}4$.



Figuur 27. Schuimende brekers in 2D-model

Alle metingen van de golfhoogten met de meest landwaartse meter vertonen een ξ_b-waarde die effectief kleiner blijft dan 0,4 waardoor de brekende golven, als ze zich voordoen ter hoogte van golfmeter 2, schuimende brekers zijn. Deze theoretische modelbeschouwingen blijken zeer goed overeen te komen met de terreinwaarnemingen langs de Belgische kust.

Het vorige betekent dat de golven globaal gezien schuimend breken. Dit wil nog niet zeggen dat elke individuele golf uit het spectrum zal breken. ξ_b werd immers berekend voor de significante golfhoogte H_{m0}. In een golftrein is het merendeel van de golven kleiner dan H_{m0}, zodat ξ_b van die individuele golven over het algemeen groter wordt, ($0.4 < \xi_b < 1.2$), waardoor deze individuele golf als overstortende golf breekt (E. plunging wave breaking). De figuren 27 en 28 tonen respectievelijk een schuimende en een overstortende golf, zoals waargenomen tijdens de proefnemingen. Bij de schuimende brekers daalt de golfhoogte continu, terwijl dat voor de overstortende brekers plots gebeurt, doch in beide gevallen is er weinig energieweerkaatsing.



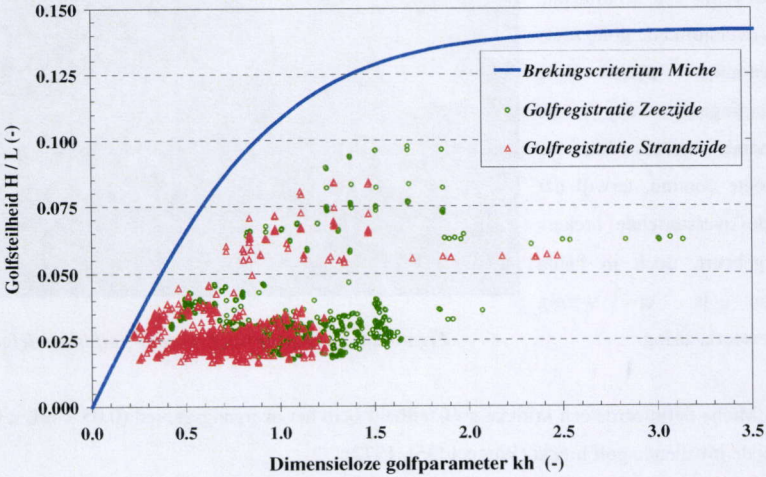
Figuur 28. Overstortende brekende golf in modelgoot.

Miche definieerde een kritieke golfsteilheid s_b in het overgangsgebied ($0.05 < h/L < 0.50$) waarbij de invallende golf breekt (Weggel [35], 1972):

$$s_b = \frac{H_b}{L_b} = 0{,}142 \tanh(kh)$$ subscript b = ter hoogte van begin breking

Bij deze grenssteilheid is de snelheid van de waterdeeltjes in de kruin gelijk aan de fasesnelheid van de golf. In de aanloopzone van het fysisch model, tot aan de meest zeewaartse golvenmeter, situeren alle proeven zich duidelijk in het overgangsgebied, zodat bovenstaand criterium zeker gehanteerd kan worden ter verificatie van het al dan niet breken van de invallende golven. Met behulp van de effectief geregistreerde significante golfhoogte H_{mo} in de respectievelijke meetlocaties is een berekening van de Miche-golfsteilheid uitgevoerd waarbij de lokaal gemeten waterdiepte is gebruikt voor de verdere berekening van de geassocieerde golfkarakteristieken. Figuur 29 toont duidelijk dat de invallende golven nog niet gebroken zijn wanneer ze het

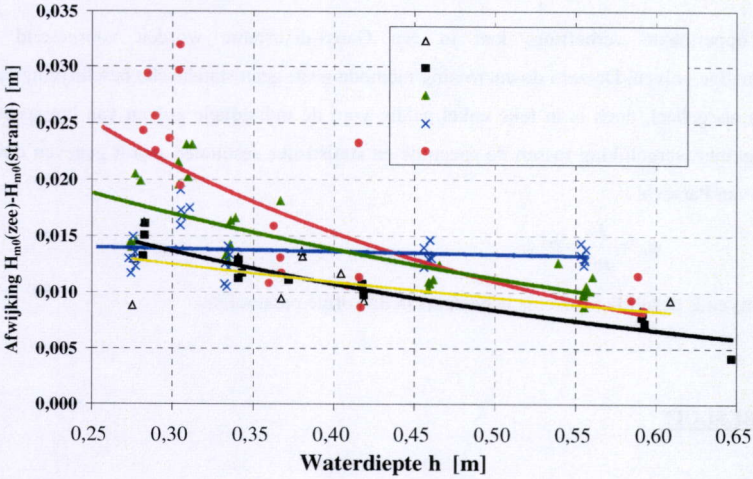
strandmodel naderen, d.i. ter hoogte van de zeewaartse golfmeter 2 (x = 20 m); zelfs de metingen met de strandwaartse golfmeter 1 (x = 16 m) situeren zich grotendeels onder het brekingscriterium van Miche. De invallende golven breken grotendeels hogerop in het strandprofiel, dichter naar het strand toe: de schuimende breking begint pas strandwaarts van de strandgolfmeter 1. Enkel bij lagere waterdiepten breken de meeste golven wel tussen de beide golfmeters, omdat op dat moment de grensdiepte wel wordt bereikt. Om exacte gegevens omtrent de brekerhoogte en de plaats van breking te verzamelen, zijn meer specifieke meetopstellingen vereist die hier niet verder uitgewerkt of toegepast zijn.



Figuur 29. Brekerscriterium volgens Miche - Modelwaarnemingen

Om toch nog de beoordeling van een strandprofiel enigszins te koppelen aan beschouwingen i.v.m. breking zou men kunnen stellen dat de golven best zo vroeg mogelijk breken. Op die manier blijft het grootste gedeelte van het strand – en zeker het toeristisch gedeelte - gevrijwaard van de turbulentie en ermee gepaard gaande erosie. De rudimentaire evaluatie steunt op volgende visuele vaststelling tijdens de fysische experimenten : de grootste individuele golven breken (overstortend type) tussen beide golfmeters, waardoor de gemeten significante golfhoogte H_{mo} van de meest strandwaartse registratie daalt. Hierdoor kan de relatieve vermindering van H_{m0} bij golfmeter 1 (strandzijde) als gevolg van (gedeeltelijke)

breking, gezien worden als een maat voor het aantal golven dat reeds gebroken is in de zone tussen de twee golfmeters. Een profiel dat de golven meer zeewaarts doet breken zou in principe stabieler moeten zijn. Figuur 30 toont voor alle stormtij-proeven in de 2D-golfgoot de absolute afwijking tussen de in het model gemeten significante golfhoogte H_{m0} ter hoogte van golfmeter 2 (x = 20 m – zeewaartse invalszijde) en H_{m0} voor golfmeter 1 (x = 16 m – meer strandwaarts) in functie van de ogenblikkelijke waterdiepte h. De profielsuppletie met grindvoet (zie verder Deel B – Hoofdstuk 5) blijkt hier het best te scoren, wat niet verwonderlijk is omdat de grindteen eigenlijk dienst doet als een miniatuur onderwatergolfbreker. De gunstige werking van de grindvoet gaat teloor als het water dieper wordt. Ook dat is volstrekt logisch, vermits de golven in dieper water de invloed van die grindteen veel minder voelen, zodat ze nog lang niet breken.



Figuur 30. Golfbreking in functie van de suppletievorm

4.6. SECUNDAIRE SPECTRAALANALYSE

Tot nu toe is de golfanalyse louter gebaseerd op de volgende karakteristieken van het unidirectioneel veronderstelde golfspectrum : de gemiddelde waterdiepte h_{gem}, de significante golfhoogte H_{mo} en de piekfrequentie f_p. Andere karakteristieken, zoals de vorm, de steilheid en breedte van het spectrum, zijn nog niet besproken. Ze zijn in deze analyse ook slechts van

secundair belang. Tot nu toe is de golvenanalyse beperkt tot een analyse in het frequentiedomein. Nochtans heeft de spectrale analyse ook haar tekortkomingen. Hoogfrequente golven, die geen graviteitsgolven zijn en dus niet tussenkomen bij de aanval op het strand, worden niet herkend, hoewel ze soms ongewild gegenereerd worden. Alternatieve analysemethoden, zoals bijvoorbeeld de *zero downcrossing methode*, passen een statistische theorie toe in het tijdsdomein. De voornaamste parameter in dergelijke analyse voor golven in ondiep water is in dit geval de variantie :

$$\sigma^2 = \frac{1}{(N-1)} \sum_{i=1}^{N} (\eta_i - \eta)^2$$

met $\eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \eta_i$

η (de oppervlakte verheffing) kan in een Gauss-distributie worden voorgesteld voor onregelmatige golven. De zero downcrossing methode geeft geen statistische beschrijving van de golftrein als geheel, doch is in feite enkel geldig voor de individuele golven van het spectrum. Een mogelijke vergelijking tussen de spectrale en statistische resultaten wordt gegeven door de formule van Parseval :

$$m_0 = \frac{E}{\rho g} = \sigma^2,$$

waarin m_0 en E dezelfde betekenis hebben als in de vorige paragrafen.

4.7. BESLUIT

In bovenstaand hoofdstuk wordt een gedetailleerde studie van de in de 2D-modelproeven heersende hydrodynamica uitgewerkt; niet zozeer om de analyse op zich, maar vooral om de kwaliteit van de modellering te verifiëren. De basisgegevens voor de model-hydrodynamica (vertikaal getij en golfklimaat) zijn afgeleid uit de beschikbare terreinwaarnemingen in het onderzoeksgebied (Tijwaarnemingen en Hydro-Meteowaarnemingen voor de Vlaamse kust) en samengevat in de tabel hieronder. Een representatief (in overeenstemming met de door de opdrachtgever gestelde eisen) hydrodynamisch belastingsschema, bestaande uit 15 opeenvolgende getijden, is samengesteld.

	Vertikaal getij Z-peilen (m)		Golfklimaat Pierson Moskowitz spectrum	
	HW	*LW*	H_s *(m)*	T_p *(s)*
Springtij	+ 4.711	+ 0.372	2.00	7.07
100-jarige storm	+ 7.000	- 0.850	5.00	11.18
Normaal tij	+ 4.322	+ 0.650	1.50	6.12
Extreem springtij	+ 5.840	- 0.705	2.50	7.91
Dood tij	+ 3.821	+ 1.005	1.50	6.12

Het vertikale getij wordt nagenoeg perfect in overeenstemming met de input-waarden gesimuleerd in het 2D-model. De sturing van het golfschot daarentegen introduceert een zekere afwijking tussen de gemeten golfspectra en de theoretische, gevraagde Pierson-Moskowitz golfspectra. De effectief gemeten significante golfhoogte H_{mo} is steeds kleiner dan de gevraagde significante golfhoogte H_s; terwijl de piekfrequentie f_p vrij goed wordt gerealiseerd in het model. De afwijking tussen de gevraagde en de gemeten significante golfhoogte in een Pierson-Moskowitzspectrum wordt kleiner naarmate de ogenblikkelijke waterdiepte toeneemt.

Een mogelijke verklaring voor bovenstaande afwijking tussen gevraagde en gemeten significante golfhoogte ligt bij de actuele beperking van het sturingsprogramma "WLWAVE". Een mogelijke correctie voor de huidige sturingsmodule, waarbij een aangepaste Bièseltransferfunctie is ontwikkeld, beschrijft de ogenblikkelijke waterhoogte over het verticale tij en de implicaties voor het te genereren golfspectrum expliciet als een correctiefactor Corr(h).

Belangrijker voor de verdere validatie van de modelproeven is echter de zeer hoge graad van reproduceerbaarheid van het golfklimaat in de modelgoot. Bij een constante waterdiepte worden bij de verschillende kustdwarsprofielen identieke H_s- en f_p-waarden gegenereerd door een zelfde golfspectrumsturing. Hierdoor kan men stellen dat bij alle beproefde profielsuppleties een identieke hydrodynamische belasting wordt gerealiseerd.

Ten slotte wordt een rudimentaire analyse van fenomenen als golfoploop, golfreflectie op het strandprofiel en breking van invallende golven uitgewerkt, waarvan de voornaamste besluiten louter gebruikt zijn ter ondersteuning van de verdere efficiëntie-studie van de onderzochte profielsuppleties (zie verder Deel B – Hoofdstuk 5).

4.8. REFERENTIES

1. Aagaard T. (1990), Swash oscillations on dissipative beaches - implications for beach erosion, Journal of Coastal Research, Special Issue, No. 9.

2. Ahrens J.P. en Seelig W.N. (1996), Wave run-up on beaches, Proceedings ICCE 25, p. 981, Orlando (Florida, USA), ASCE.

3. Ahrens J.P. en Titus M.F. (1978), Irregular wave run up and overtopping, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Vol. 106, No. WW4, pp. 439-442, ASCE.

4. Baldock T.E., Holmes P. en Horn D.P. (1997), Low frequency swash motion induced by wave grouping, Coastal Engineering Vol. 32, pp. 197-222, Elsevier Science B.V. Amsterdam.

5. Baldock T.E. en Simmonds D.J. (1999), Separation of incident and reflected waves over sloping bathymetry, Coastal Engineering, Vol. 38, pp. 167-76, Elsevier Science B.V. Amsterdam

6. Baquerizo A., Losada M.A., Smith J.M. en Kobayashi N. (1997), Cross-shore variation of wave reflection from beaches, Journal of Waterways, Port, Coastal Ocean Engineering, Vol. 123, pp. 274-279, ASCE.

7. Bartlett M.S. (1955), An introduction to stochastic processes, Cambridge University Press.

8. Chakrabarti S.K. (1987), Hydrodynamics of offshore structures, Springer - Verlag, Computational Mechanics Publications.

9. Elgar S. en Guza R.T. (1985), Shoaling gravity waves : comparison between field observations, linear theory and non-linear model, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 158, pp. 47-70, Cambridge Press.

10. Frigaard P. en Brorsen M. (1995), A time domain method for separating incident and reflected irregular waves, Coastal Engineering, Vol. 24, pp. 205-215, Elsevier Science B.V., Amsterdam.

11. Goda Y. en Suzuki Y. (1976), Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments, Proceedings ICCE 15, p. 828, Honolulu (Hawaii), ASCE

12. Holman R.A. (1986), Extreme value statistics for wave run-up on a natural beach, Coastal Engineering, Vol. 9, pp. 527-544, Elsevier Science B.V. Amsterdam

13. Holman R.A. en Guza R.T. (1984), Measuring run-up on a natural beach, Coastal Engineering, Vol. 8, pp. 129-140, Elsevier Science B.V. Amsterdam

14. Hunt I.A. (1959), Design of seawalls and breakwaters, Journal of the Waterways and Harbors Division, Vol. 85, WW3, pp. 123-151, ASCE.

15. Isaacson M. (1991), Measurement of regular wave reflection, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 117, No. 6, ASCE.

16. Jenkins G.M. en Watts D.G. (1968), Spectral analysis and its applications, Holden - Day, San Francisco.

17. Kamphuis J.W. en Mohamed N. (1978), Run up of irregular waves on plane smooth slope, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Vol. 104, WW2, pp. 135-145.

18. Kobayashi N. en Wurjanto A. (1992), Irregular wave set-up and run-up on beaches, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 118, No. 4, pp. 368-387, ASCE.

19. Madsen O.S. (1970), Waves generated by a piston type wavemaker, Proceedings ICCE 12, p. 589, Washington DC (USA), ASCE.

20. Mase H. (1988), Spectral characteristics of random wave run-up, Coastal Engineering Vol. 12, pp. 175-189, Elsevier Science B.V. Amsterdam

21. Mei C.C. (1995), The applied dynamics of ocean surface waves, Advances in coastal and ocean engineering - volume 1, World Scientific Publishing, Singapore.

22. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap (1989), Haecon ZHA732/89.2577 (ref. rapport), Atlas van hydro-meto waarnemingen voor de Vlaamse Kust.

23. Nielson P. en Hanslow D.J. (1991), Wave run-up distribution on natural beaches, Journal of Coastal Research, Vol. 7, No. 4.

24. Ohlsen C. en Stoker G. (1991), Turbo Pascal 6.0 : Programmeren voor gevorderden, Academic Service, Que serie.

25. Press W.H., Flannery B.P., Teukolsky S.A. en Vetterling W.T. (1989), Numerical recipes in Pascal : the art of scientific computing, Cambridge University Press.

26. Ruggiero P., Komar P.D., McDougal W.G. en Beach R.A. (1996), Extreme water levels, wave run-up and coastal engineering, Proceedings ICCE 25, p. 2793, Orlando (Florida, USA), ASCE.

27. Sand Stig E., Stochastic processes : practical computation of spectra, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark.

28. Schölles R. (1991), Turbo Pascal 6.0 intern, AW Brima Uitgeverij B.V., Utrecht.

29. Stive M.J.F. (1984), Energy dissipation in wave breaking on gentle slopes, Coastal Engineering Vol. 8, pp. 99-127, Elsevier Science B.V. Amsterdam.

30. Truijens P. (1992), Studie ter bepaling van het gemiddeld golfklimaat in de omgeving van Zeebrugge, RUG rapport.

31. Ursell F., Dean R.G. en Yu Y.S. (1960), Forced Small-Amplitude water waves : a comparison of theory and experiment, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 7, Part 3, p. 33.

32. US Army Corps of Engineers (1984), Shore protection manual II, Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Washington DC.

33. Van Cauwenberghe C. (1990), Overzicht van de tijwaarnemingen langs de Belgische Kust, Rapport 40-Hydrografische Dienst der Kust Oostende.

34. Van Oorschot J.H. en d'Angremond K. (1969), The effect of wave energy spectra on wave run-up, Delft Hydraulics Publication No. 60, Delft.

35. Weggel J.R. (1972), Maximum breaker height, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 98 WW4, pp. 529-548, ASCE.

HOOFDSTUK 5

FYSISCHE 2D-MODELSTUDIE VAN PROFIELSUPPLETIES

5.1. INLEIDING

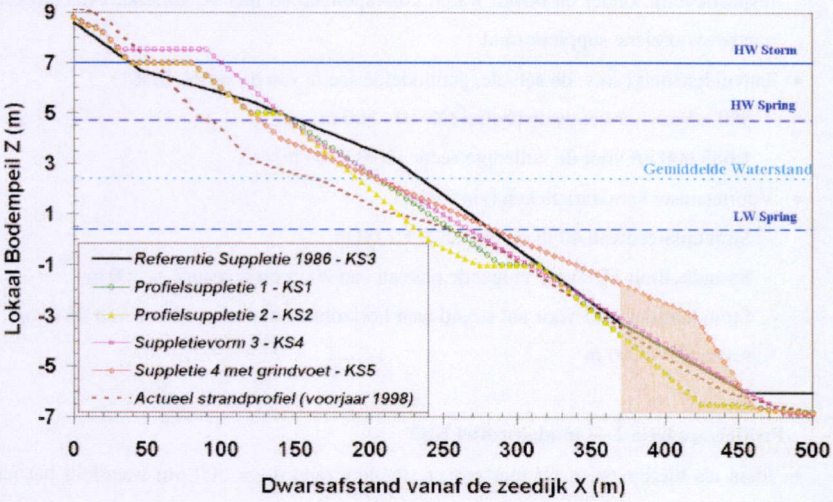
Als vervolg op de eerder beschreven preliminaire proeven met monochromatische golven, is in deze fase van het laboratoriumonderzoek een meer gedetailleerde studie van de werking, impact en efficiëntie van profielsuppleties onder realistische random golfspectra uitgewerkt. De algemene stabiliteit, de morfologische ontwikkeling en de resulterende kustverdedigingspotentie zijn geanalyseerd voor een reeks alternatieve suppleties, waarbij opnieuw enkel de sedimenttransportfenomenen in dwarse richting (= loodrecht op de kust) zijn bekeken. De beperking tot de dwarsprofielstudie in deze fase van het onderzoek is zeker verantwoord doordat hier in eerste instantie de stabiliteit van de voorgestelde suppletievormen onder golfimpact in de kustnabije zone wordt geanalyseerd. Op basis van deze reeks proeven zal het meest stabiele suppletieprofiel worden voorgedragen in een breder kader en tegelijk als basis voor de verdere kustverdediging van het onderzoeksgebied van de Belgische Oostkust voor Knokke-Zoute. Daarom is in dit hoofdstuk een fundamenteel vergelijkende studie uitgewerkt waarbij meerdere alternatieve dwarsprofielvormen (profielsuppleties) onder identieke hydrodynamische impact gevalideerd zijn. Precies omdat de hier onderzochte profielsuppleties toegepast worden voor de Belgische Oostkust is de omschrijving van een "stabiele" suppletievorm niet zo eenduidig vast te leggen. De combinatie van het dwarstransport met het gelijkwaardige langstransport door de lokale getijstroming maakt de stabiliteit van het suppletie-dwarsprofiel meer kritisch in die zin dat de heropbouw van de tijdens stormperiodes op de vooroever geplaatste zandhoeveelheden niet kan plaatsvinden. Immers, de laterale tijstromen voeren continu en definitief deze zeewaarts verplaatste suppletiezanden weg uit het kustgebied. De profielsuppletie moet aldus over een beperkte dwarszone op zich stabiel blijven: het suppletiezand moet absoluut hoog in het dwarsprofiel worden gehouden (Roovers et al. [19], 1981).

In de volgende fase van het onderzoek is de algemene hydrodynamische en morfologische evolutie van het kustgebied ten oosten van de havenuitbouw van Zeebrugge tot

aan de Nederlandse grens in een 3D-model bekeken, waarbij de in dit deel voorgestelde suppletieconfiguratie als basis voor de kustverdediging wordt gebruikt. Een globaal kustverdedigingssysteem, met naast de hier voorgestelde suppletievorm gebeurlijk ook bijkomende structuren zoals strandhoofd en golfbrekers, is tijdens de laatste onderzoeksfase (Deel C) uitgewerkt en gevalideerd.

5.2. OVERZICHT VAN DE VOORGESTELDE SUPPLETIEPROFIELEN

Rekening houdend met de beschikbare zandcondities, de uitvoeringstechnische beperkingen en de lokale omstandigheden is een voorstel uitgewerkt van vier te onderzoeken dwarsprofielen. Om de verzamelde modelproeven te plaatsen in een correct referentiekader is de in 1986 uitgevoerde suppletie in het testgebied (Oostkust Knokke-Zoute) gebruikt als calibratiereeks (Kerckaert et al. [11], 1986). Het ontwerp van de respectievelijke suppleties is mede gebaseerd op de in het globaal plan "KUST 2002" (AWZ [16], 1993) geformuleerde voorschriften :



Figuur 1. Overzicht van ontwerp-profielsuppleties

- een resulterend, stabiel strandplatform op niveau Z+7.00 m (exploiteerbaar strand) met een breedte van 20 m, na 2 opeenvolgende 100-jarige stormen,

- globale kustverdediging voor het gebied, dus zowel stranderosie voor Knokke-Zoute als sedimentatie van Zwingeul in ogenschouw nemen,
- zo veel mogelijk "werk met werk" als ontwerpprincipe hanteren, zodat voor de Belgische kust het tijdens de onderhoudsbaggerwerken voor de vaargeulen gewonnen zand rechtstreeks gebruikt wordt voor de profielsuppleties. Hierdoor wordt grotendeels de korrelverdeling van het gesuppleëerde zand vastgelegd, zodat de zandkarakteristieken niet langer als een ontwerpparameter beschikbaar zijn.

De stabiliteit van het suppletieprofiel op zich, over een beperkte dwarszone (300 à 400 m vanaf de zeedijk), dient zo veel mogelijk verzekerd te worden omdat in de lokale getijdegeul langse tijstromingen de aldaar terechtgekomen zandmassa ogenblikkelijk en blijvend afvoeren.

1. Profielsuppletie 1 → modelprofiel KS1

- d_{50} = 250 µm
- De hier gekozen strandhellingen zijn de algemeen aanvaarde evenwichtshellingen, respectievelijk onder en boven water, corresponderend met de korrelkarakteristieken van het voorziene suppletiezand.
- aanvuldensiteit (t.o.v. de actuele, gemiddelde sectie van de strook 51-61)

  580 m³/m voor het dwarsprofiel (X = 0 - 500 m)

  1.685.000 m³ voor de volledige sectie (L = 2.900 m)
- Voornaamste karakteristieken (zie figuur)

  Strandplateau van 40 m op niveau Z + 7.00 m

  Strandhelling 1/20 naar volgende plateau van 20 m op niveau Z + 5.00 m

  Strandhelling 1/25 voor nat strand naar horizontale onderwaterberm van 25 m op niveau Z – 1.00 m

2. Profielsuppletie 2 → modelprofiel KS2

- Idem als hierboven, maar met grover suppletiezand d_{50} = 300 µm waardoor het nat strand een helling krijgt van 1/20
- aanvuldensiteit (t.o.v. de actuele, gemiddelde sectie voor de strook 51-61)

  498 m³/m voor het dwarsprofiel (X = 0 - 500 m)

  1.445.000 m³ voor de volledige Oostkust-sectie

De inbouw van horizontale plateaus tussen de respectievelijke bodemhellingen in het suppletieprofiel zijn niet alleen een overgangszone, maar dragen ook wezenlijk bij tot het meer concave (en dus meer stabiele) karakter van de profielsuppletie. De horizontale plateaus buigen de initieel convexe vorm (voornamelijk ontstaan uit stabiliteits- en strandexploitatie-eisen) naar een meer holle profilering die initieel reeds dichter aanleunt bij het evenwichtsprofiel.

3. Profielsuppletie 3 → modelprofiel KS4

- d_{50} = 300 µm
- aanvuldensiteit (t.o.v. de actuele gemiddelde sectie voor de strook 51-61)

  792 m³/m voor het singuliere dwarsprofiel (X = 0 - 500 m)

  2.300.000 m³

  ontstaan als analyse van de preliminaire fysische experimenten waar een globale evenwichtshelling van 1/30 wordt gevonden voor het resulterend dwarsprofiel onder monochromatische golven.

  § Strandplateau van 50 m op niveau Z + 7.50 m

  § Droogstrandhelling 1/20 tot op niveau Z + 4.00 m

  § Evenwichtshelling 1/30 naar bodem van Appelzakgeul.

4. Profielsuppletie 4 met grindvoet → modelprofiel KS5

- Zand

  d_{50} = 300 µm

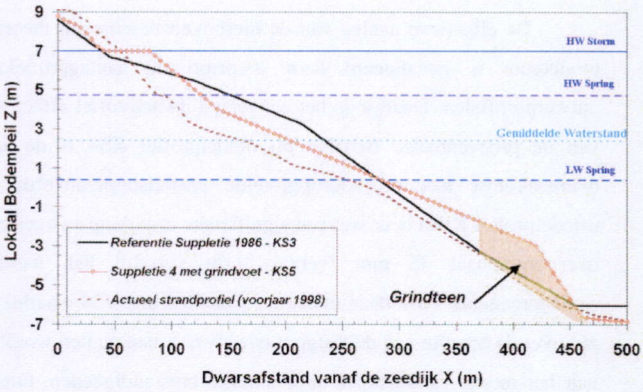
  Grind

  d_{50} = 14 mm

- aanvuldensiteit

  885 m³/m

  2.570.000 m³



- Deze suppletie is in feite reeds een zekere combinatie van een typische profielsuppletie met een "harde" beschermingsconstructie. De grindteen vormt een

onderwatergolfbreker, parallel met de kustlijn, waartegen het aangebrachte zand leunt. Dit zogenaamd "hangend strand" ligt hoger zodat met een zelfde zandvolume een hoger bodempeil gerealiseerd wordt. Typisch voor dit hangend strand is dat de zandaanvulling reikt tot op het strandwaartse niveau van de langse onderwatergolfbreker.

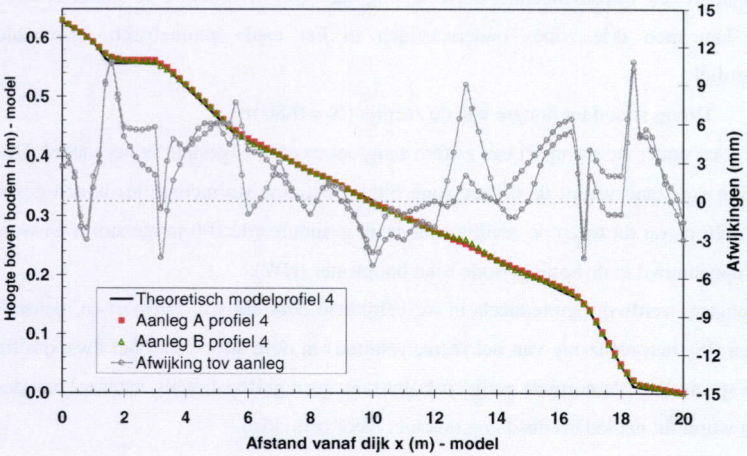
- De grindvoet wordt aangelegd langs de strandwaartse flank van de getijdegeul met een front 1/10 van Z – 3.00 m tot Z - 7.00 m (= bodem Appelzak) en over een lengte van 95 m tot op niveau Z – 0.625 m.
- De vooroeverhelling van 1/40 loopt door tot niveau Z + 4.00 vanwaar het normale strandprofiel (met plateau op Z + 7.00 m) landwaarts wordt voorzien zoals hierboven beschreven.

5.3. AANLEG VAN DE DWARSPROFIELEN

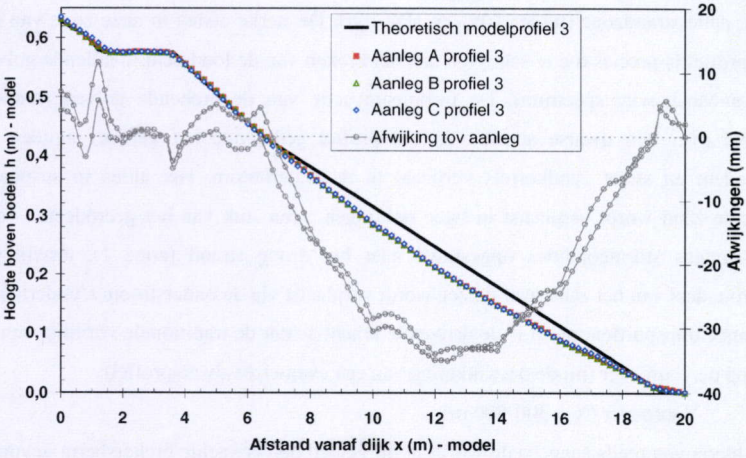
De aanleg van het voorgeschreven dwarsprofiel in de 2D-modelgoot gebeurt in lineaire fracties tussen de bepalende coördinaten van het beschouwde profiel. Uit praktische overwegingen zijn geen verdere voorzieningen getroffen (verdichting, tijdelijk onder water plaatsen van het zandmassief, ...) om verzakking van de initiële aanleg te vermijden. Het AF100-modelzand voor de 2D-modelproeven (cfr. Deel B – Hoofdstuk 2) wordt rechtstreeks in de modelgoot aangebracht en geprofileerd volgens de ontwerpwaarden.

De effectieve aanleg van de hierboven beschreven theoretische dwarsprofielen in de modelgoot is gevalideerd door a priori de aanlegprofielen te vergelijken met de ontwerpprofielen. Daartoe is het aangelegd dwarsprofiel effectief geregistreerd voor de start van de proevenreeks. Behalve bij modelprofiel KS4 is de aanleg in nagenoeg perfecte overeenkomst met de vooropgestelde profielsuppletievorm. Bij de profielsuppletie 3 (modelprofiel KS4) is er wel een significante afwijking vastgesteld. Het aangelegde profiel is over maximaal 35 mm 'verzakt'; dit verschil kan worden toegeschreven aan de aanlegprocedure voor deze uniforme strandhelling 1/30 waarbij een lange strijklat in langse zin over de breedte van de testgoot over twee vaste punten wordt geschoven of aan de zetting van het model zandmassief door externe omstandigheden. Om deze initieel systematische fouten uit te sluiten worden alle verdere berekeningen en analysebeschouwingen voor de respectievelijke dwarsprofielen gerefereerd t.o.v. het geregistreerde aanlegprofiel en niet t.o.v. het theoretische ontwerpprofiel. Figuur 2 toont de goede overeenkomst tussen het theoretisch

en het aangelegd profiel bij de profielsuppletie met een grindvoet (KS5), terwijl figuur 3 de significante afwijking illustreert tussen ontwerp en aanleg bij profielsuppletie 3 (KS4) op de vooroever van het dwarsprofiel.



Figuur 2. Aanleg van profielsuppletie 4 met grindvoet (KS5)



Figuur 3. Aanleg van profielsuppletie 3 (KS4)

5.4. ONTWIKKELING VAN HET DWARSPROFIEL

Na elke individuele proefsessie uit een blok (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4 Hydrodynamische belasting in de golfgoot) wordt het resulterende dwarsprofiel geregistreerd om de singuliere en opeenvolgende ontwikkeling na elke tijsequentie te onderscheiden. Principieel kan men drie zones onderscheiden in het reeds geometrisch verschaalde kustdwarsprofiel:

Zone 1 Droog strand ter hoogte van de zeedijk (X = 0-80 m).

Gebied waar onder stormimpact een zekere aangroei wordt vastgesteld in het model. Deze opstuwing van zand vanuit de brekerszone tijdens extreme stormcondities is een gevolg van de golfoploop tot tegen de zeedijk tijdens de gesimuleerde 100-jarige storm en wordt slechts opgebouwd in de korte periode rond hoogwater (HW).

Deze aangroei verdwijnt grotendeels in werkelijkheid door eolisch transport en menselijk ingrijpen (bv. herprofilering van het recreatiestrand) in deze strook van het dwarsprofiel. Tijdens springtij en de normale getijden krijgt men geen golfopstuwing meer tot aan deze zone en wordt dit gebied als dusdanig ook niet meer beïnvloed.

Zone 2 Nat strand (X = 150-300 m).

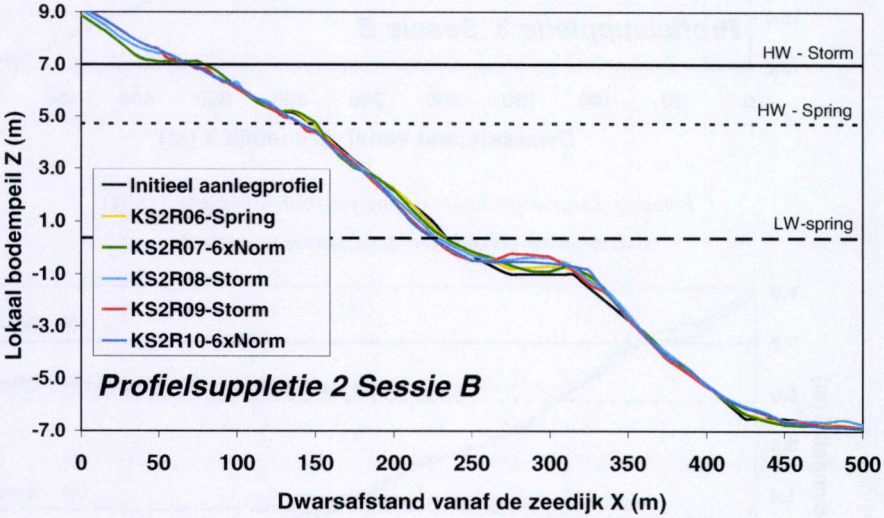
In dit gebied is een zeer expliciete erosie aanwezig. Deze actieve zone valt perfect samen met de natte strandzone (tussen LW- en HW-lijn). De sterke afslag in deze zone van het dwarsprofiel is precies toe te schrijven aan het breken van de loodrecht invallende golven (Pierson-Moskowitz spectrum). De turbulente actie van de brekende golven (random verdeeld over een dwarse strook van het profiel gedurende het getijde) agiteert de zandbodem en stuwt zandkorrels verticaal in de waterkolom. Het aldus in suspensie gebrachte zand wordt verplaatst in twee richtingen : een stuk van het geërodeerde zand wordt tijdens stormcondities opgestuwd naar het droog strand (zone 1), terwijl het overgrote deel van het zand naar de zee wordt verplaatst via de onderstroom ('undertow'). Dit laatste transportfenomeen is de drijvende kracht achter de traditionele vorming van de berm op de vooroever (bij de ontwikkeling van een evenwichtsdwarsprofiel).

Zone 3 Vooroever (X = 300-500 m).

Zoals hierboven reeds aangehaald wordt in dit gebied de verwachte brekersberm gevormd (evenwichtsprofiel) op de vooroever. De aldus gevormde onderwaterberm vormt een buffervolume zodat het tijdens stormperiodes afgeslagen zandvolume van hoger gelegen strandzones beschikbaar blijft voor een strandwaartse toevoer tijdens de rustige (zomer) tijperiodes. Door de specifieke situatie voor de Belgische oostkust waarbij de

vooroeverzone direct overloopt in de (steile) strandzijde van de getijdengeul 'Appelzak' treedt dit mechanisme niet op in de realiteit. Inderdaad, de langse getijstroom (die niet gemodelleerd wordt in deze 2D-proeven) neemt de opgebouwde berm in langse richting weg via transport in de getijdegeul.

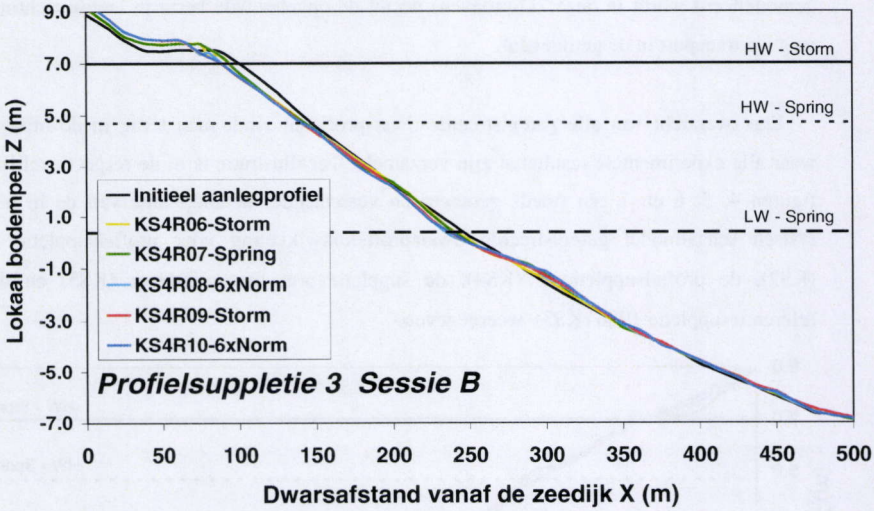
Een overzicht van alle geregistreerde dwarsprofielen vindt men terug in de bijlage waar alle experimentele resultaten zijn verzameld. Ter illustratie is in de respectievelijke figuren 4, 5, 6 en 7 een (reeds geometrisch verschaalde) detailopname van de in het fysisch schaalmodel geregistreerde dwarsprofielontwikkeling voor profielsuppletie 2 (KS2), de profielsuppletie 3 (KS4), de suppletievorm met grindvoet (KS5) en de referentiesuppletie 1986 (KS3) weergegeven.



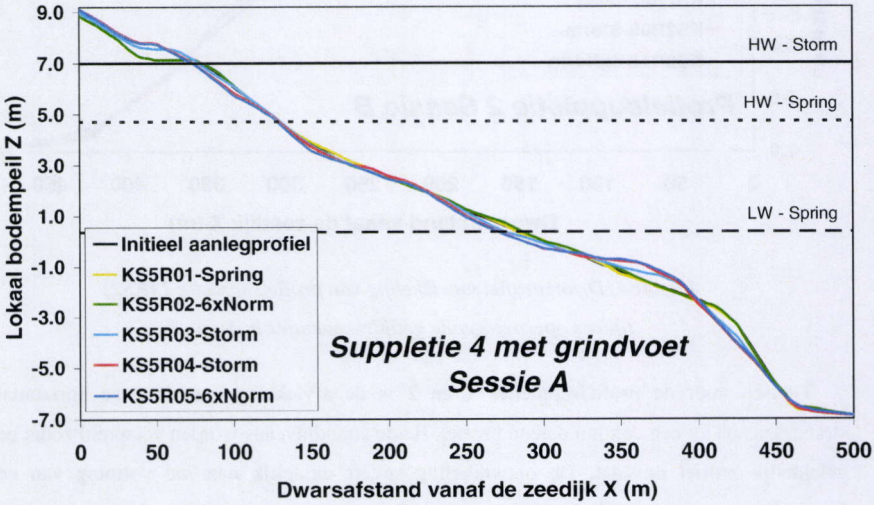
Figuur 4. Dwarsprofielontwikkeling van profielsuppletie 2 (KS2) tijdens opeenvolgende getijdesequenties in sessie B

Typisch voor de profielsuppleties 1 en 2 is de afvlakking van de twee horizontale strandplateaus tot een continu dalend profiel. Beide strandniveaus worden verspreid zodat een geleidelijk profiel ontstaat. De ontwikkeling streeft duidelijk naar de vorming van een evenwichtsdwarsprofiel. Bij de profielsuppletie 3 en suppletievorm 4 met grindvoet wordt het droogstrandplateau op niveau Z + 7.50 m (respectievelijk Z + 7.00) nauwelijks aangetast.

Men vindt enkel een algemene verhoging van dit platform terug door de aanvoer van zand van het zeewaartse strand tijdens de stormperiode ('uprush').

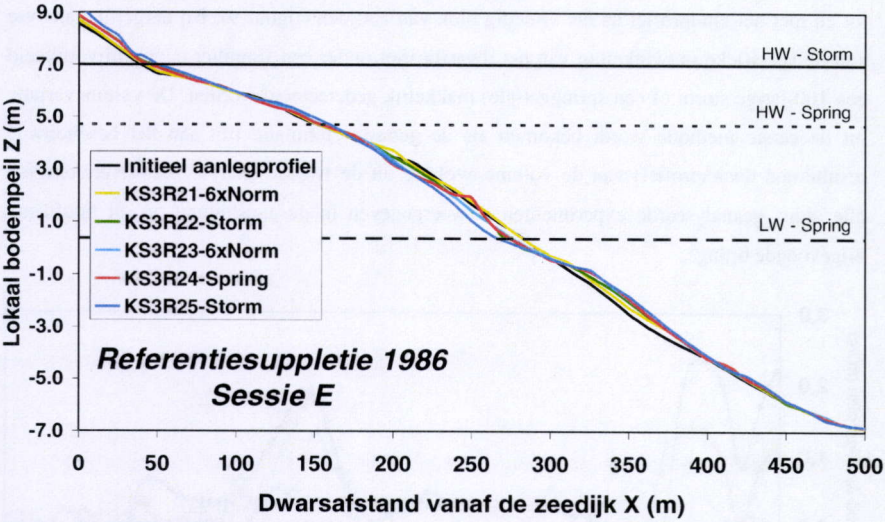


Figuur 5. Dwarsprofielontwikkeling van profielsuppletie 3 (KS4) tijdens opeenvolgende getijdesequenties in sessie B



Figuur 6. Dwarsprofielontwikkeling van suppletievorm met grindvoet (KS5) tijdens opeenvolgende getijdesequenties in sessie A

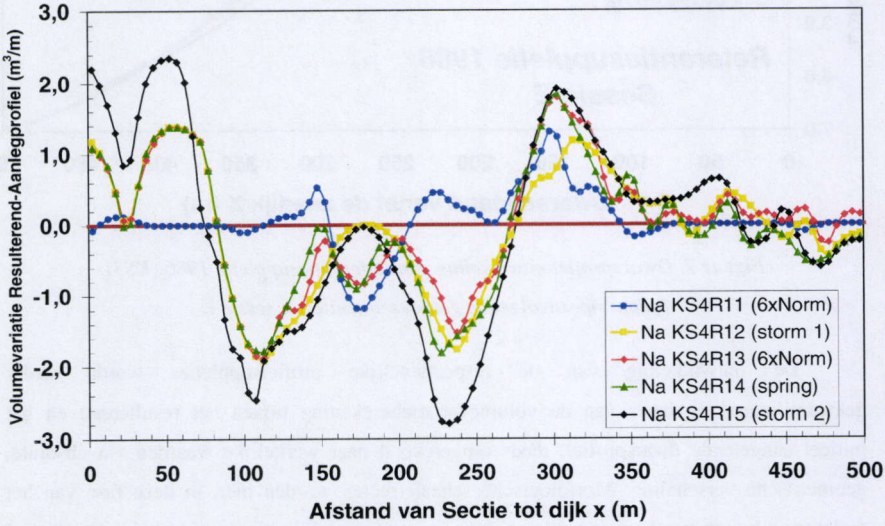
Voor de referentieproeven met de suppletievorm van 1986 (figuur 7) vindt men een stabiele strandzone tot X =120 m (HW-spring) en expliciete erosie op het natstrand, rond de laagwaterlijn, die de afzetting van een vooroeverberm zeewaarts initieert. De aanzet tot de ontwikkeling van een brekersbank op de vooroever illustreert het louter erosieve proces in de hier uitgewerkte fysische modellering. Aangroei (of herstel van het dwarsprofiel) onder normale, kalme golfcondities met de mogelijke vorming van een strandberm wordt ***niet*** gesimuleerd in deze reeks fysische experimenten.



Figuur 7. Dwarsprofielontwikkeling van Referentiesuppletie 1986 (KS3) tijdens opeenvolgende getijdesequenties in sessie E

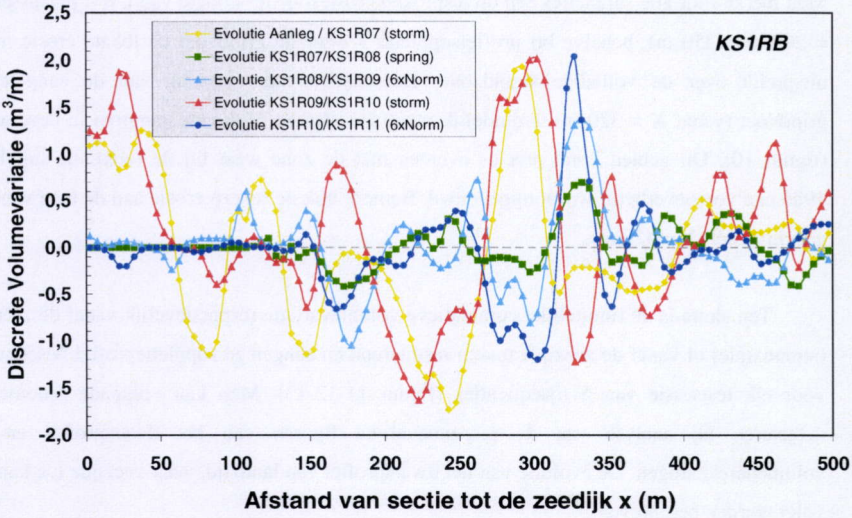
De ontwikkeling van de respectievelijke profielsuppleties wordt verder gekwantificeerd op basis van de volumevariatieberekening tussen het resulterend en het initieel aangelegde dwarsprofiel, reeds omgerekend naar werkelijke waarden via absolute, geometrische verschaling. Morfologische schaaleffecten worden hier, in deze fase van het onderzoek, buiten beschouwing gelaten. Immers, men vergelijkt hier hoofdzakelijk kwalitatief de stabiliteit van de vier suppletievormen zonder in eerste instantie absolute transportkwantiteiten te berekenen. Principieel zijn hier twee analysebenaderingen uitgewerkt. Een eerste berekening beschouwt de lokale volumevariatie (per eenheids-langsbreedte kuststrook $\Delta Y = 1$ m) tussen het resulterend en het initieel aangelegd dwarsprofiel na elke tijsequenties in de doorlopen sessie (figuur 8). Een negatieve volumevariatie betekent een

erosieve actie, terwijl positieve volumevariatie overeenstemt met aangroei in de beschouwde dwarslocatie van het actueel beschouwde resulterend dwarsprofiel. Men vergelijkt een momentopname van het dwarsprofiel met het initieel aangelegd profiel en berekent voor deze tijdssituatie in discrete dwarslocaties ($\Delta X = 5$ m) het volumeverschil tussen lokale profielen, als het verschil tussen twee trapezium-oppervlakten ten opzichte van een vaste referentielijn Z -7.00 m. Daarentegen wordt in een tweede benadering de stapsgewijze volume-evolutie tussen het actueel beschouwde en het voorgaand profiel berekend, gaande van het aangelegd profiel tot en met het eindprofiel na het volledig blok van getijden (figuur 9). Bij dergelijke analyse kan de specifieke ontwikkeling van het dwarsprofiel onder een singulier event (bijvoorbeeld een 100-jarige storm of een springgetijde) makkelijk gedetecteerd worden. De volumevariatie uit de eerste methode wordt bekomen als de gepaste cumulatie (tot aan het beschouwde resulterend dwarsprofiel) van de volume-evolutie uit de tweede analyse. Een overzicht van alle aldus geanalyseerde experimenten is weergegeven in de aansluitend op dit hoofdstuk bijgevoegde bijlage.

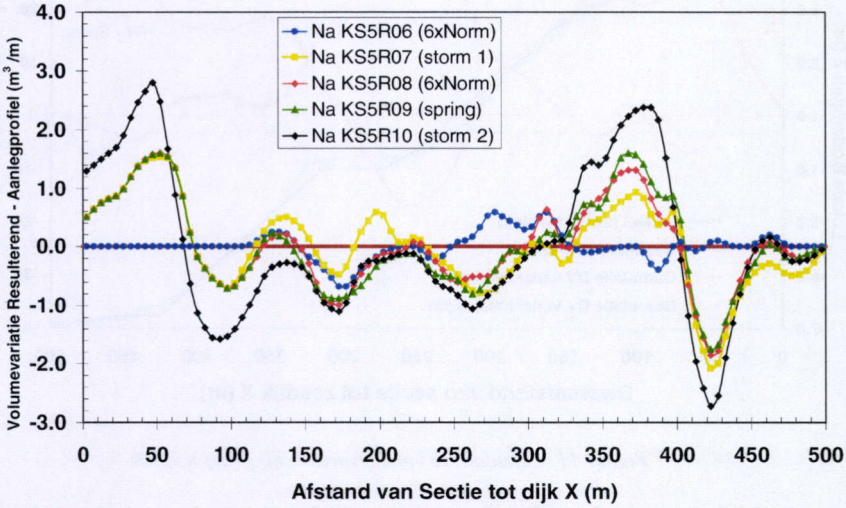


Figuur 8. Volumevariatie tussen het resulterend en aangelegd kustdwarsprofiel

Profielsuppletie 3 – Tijsessie C (KS4RC)



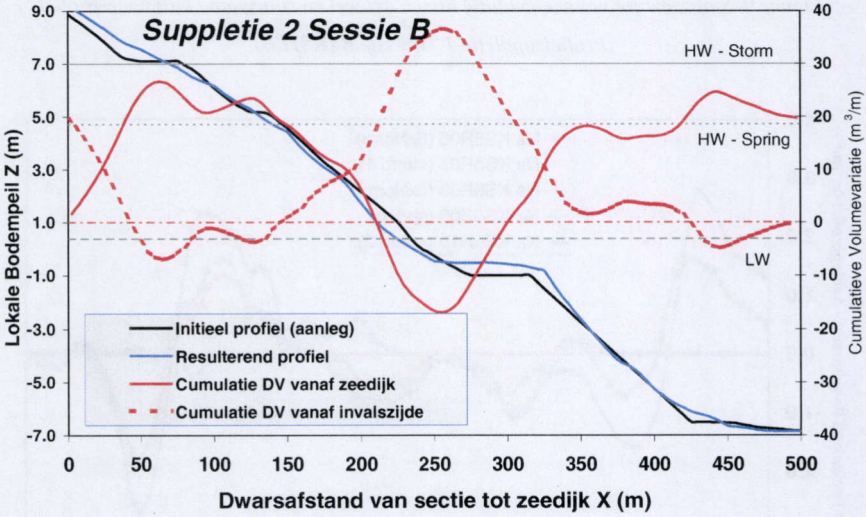
Figuur 9. Stapsgewijze volume-evolutie tussen actueel en voorgaand kustdwarsprofiel Profielsuppletie 1 Tijsessie B (KS1RB)



Figuur 10. Volumevariatie tussen het resulterend en aangelegd kustdwarsprofiel Profielsuppletie 4 met grindvoet – Tijsessie C (KS5RC)

Men merkt voor alle suppleties een uitgesproken erosiezone ter hoogte van LW-lijn (tussen X = 200 m – 250 m), behalve bij profielsuppletie 5 waar de grindvoet de lokale erosie meer uitspreidt over de volledige strandzone. De stabiliserende werking van de aangelegde grindvoet (vanaf X = 320 m) is duidelijk merkbaar als een expliciete aangroei in deze zone (figuur 10). Dit gebied komt precies overeen met de zone waar bij de referentie-suppletie 1986 een voeroeverberm wordt opgebouwd. Bemerk ook de scherp erosie aan de teen van het grindmassief (X = 420 m).

Ten slotte is de ruimtelijke cumulatieve volumevariatie respectievelijk vanaf de zeedijk (strandzijde) of vanaf de zeezijde tussen resulterend en aangelegd suppletieprofiel beschouwd voor elk testsessie van 5 tijsequenties (figuur 11-12-13). Men kan volgende fenomenen detecteren bij analyse van de respectievelijke figuren van het dwarsprofiel en de volumeberekeningen. De evolutie van het dwarsprofiel van landzijde naar zeezijde toe kan als volgt worden beschreven :

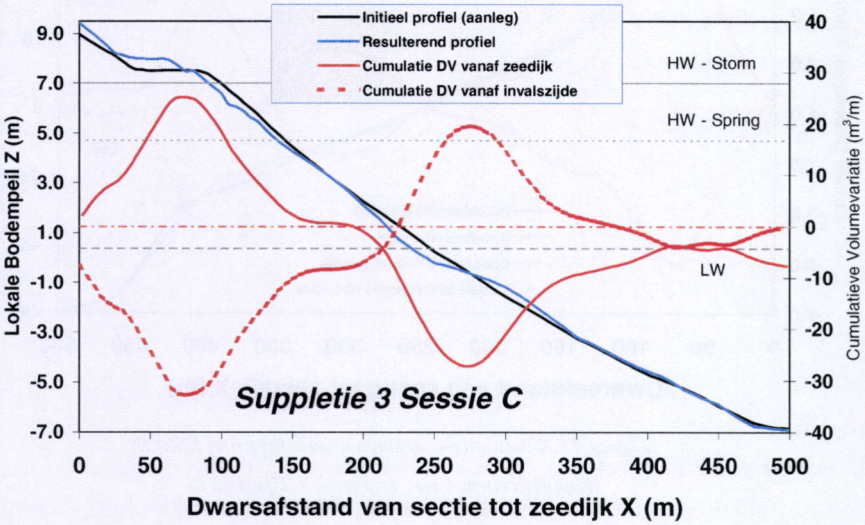


Figuur 11. Cumulatieve volumevariatie bij proef KS2RB

- Profielsuppletie 1 en 2 vertonen een expliciete aangroei van het strand aan landwaartse zijde ten gevolge van golfoploop tot aan de zeedijk tijdens stormperiodes. Deze aangroei is minder uitgesproken bij de referentiesuppletie 1986

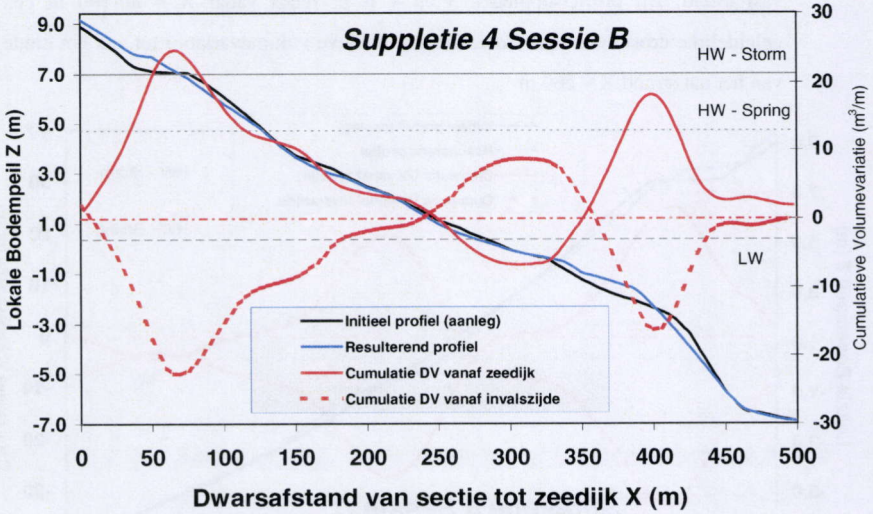
en de profielsuppletie 3 en 4 (met grindvoet). Hier is het aangroeivolume over een grotere dwarsafstand gespreid. De verspreide erosie over het volledige nat strand bij profielsuppletie 3 en 4 wordt bij de suppletievorm 3 slechts gedeeltelijk hersteld door de vorming van een brekersbank op de vooroever. Voor suppletievorm 4 is de invloed van het grindmassief als verzamelplaats voor het zeewaarts getransporteerde zand duidelijk merkbaar. Net landwaarts van het front van de grindteen wordt een vooroeverplateau bovenop het aangelegd grindmassief gevormd door de van het nat strand aangevoerde zandhoeveelheid.

- Verder vertonen de suppletievormen 1 en 2 dan een stabiele zone (X = 50-150 m) waar geen noemenswaardige volumevariatie gedetecteerd wordt. Men merkt een nagenoeg horizontale lijn in de kromme van de cumulatieve volumevariatie terwijl voor suppletie 1986 een geleidelijk verspreide aangroei tot aan X ≈ 200 m is vastgesteld. Bij profielsuppleties 3 en 4 is er reeds vanaf X ≈ 80-100 m een geleidelijke erosie merkbaar (dalende cumulatieve volumevariatie) tot aan het einde van het nat strand X ≈ 260 m.



Figuur 12. Cumulatieve volumevariatie bij proef KS4RC (profielsuppletie 3 Tijsessie C)

- De verspreide erosie op het nat strand van suppletie 1 en 2 (X ≈ 140-240 m) wordt (gedeeltelijk) hersteld door opbouw van de reeds aanwezige onderwaterberm/plateau. Bij het referentieprofiel (suppletie 1986) merkt men een sterke, lokale erosie rond de LW-lijn (X ≈ 200-280 m) met gebeurlijk herstel van het volume-evenwicht door vorming van vooroeverberm (X ≈ 320 m).
- De verspreide erosie over het volledige nat strand bij profielsuppletie 3 en 4 wordt bij de suppletievorm 3 slechts gedeeltelijk hersteld door de vorming van een vooroeverberm. Voor suppletievorm 4 is de werking van het grindmassief als verzamelplaats voor het zeewaarts getransporteerde zand duidelijk merkbaar. Net landwaarts van het front van de grindvoet wordt een vooroeverplateau bovenop het aangelegd grindmassief gevormd door de van het nat strand aangevoerde zandhoeveelheden.



Figuur 13. Cumulatieve volumevariatie bij proef KS5RB
(Suppletievorm 4 met grindvoet – Tijsessie B)

Bovenstaande ontwikkeling van de respectievelijke dwarsprofielen wordt versterkt teruggevonden in de singuliere testreeksen met extra getijdensessies voor suppletieprofiel 3 en 4 en de referentiesuppletie van 1986.

Voor de referentiesuppletie 1986 :

- Geleidelijk verspreide aangroei op hoog strand
- Plotse, lokale erosie rond LW-lijn
- Herstel door vorming van vooroeverberm

Bij de profielsuppleties 3 en 4 :

- De verspreide erosie van het nat strand is veel minder uitgesproken bij de profielsuppletie 4 met grindvoet, precies omdat het grindmassief stabiliserend werkt.
- Door de verminderde erosie op het nat strand is de brekersbank op de vooroever (als afzettingsvolume van het zeewaarts verplaatste zand) veel minder uitgesproken bij profielsuppletie 4 met grindvoet.

5.5. REFERENTIE SUPPLETIE 1986

Om de reeks uitgevoerde modelproeven verder kwantitatief te valideren is een reeks referentie-experimenten uitgevoerd waarbij de in 1986 uitgevoerde suppletie in het beschouwde onderzoeksgebied aan dezelfde hydrodynamische impact onderworpen is. De link naar de werkelijkheid wordt uitgewerkt door vergelijking van de volumevariaties volgens de modelresultaten (via gepaste geometrische/morfologische verschaling) met de berekende volumebalans van de beschikbare terreinmetingen (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4).

Theoretisch kan de morfologische tijdschaal voor de uitgevoerde experimenten worden gelijkgesteld aan de effectieve tijdschaal zoals gevonden door de Froude-verschaling

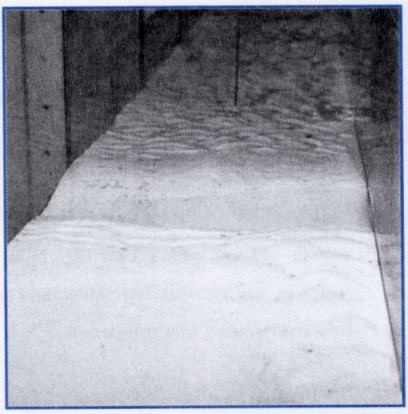
$$\alpha_{t,morf} = \alpha_t = \sqrt{\alpha_s} = 5$$

Zo wordt de sequentie van de uitgevoerde experimenten in een reeks van proeven gelijkgesteld aan een periode die vijf maal zo lang is. De uitgevoerde reeks proeven stemt aldus overeen met :

2 stormperiodes van 12 ½ h
1 springgetijde van 12 ½ h
12 normale getijden van 12 ½ h

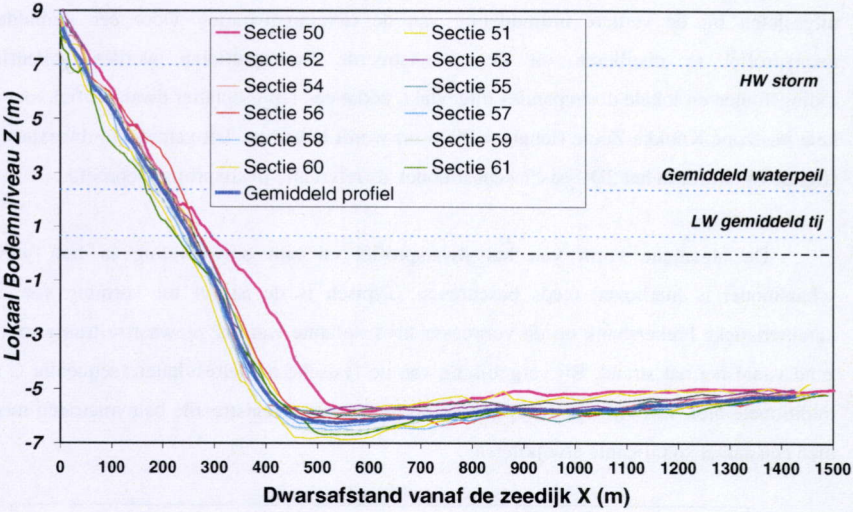
In totaal is dus een periode van 15 werkelijke getijden gesimuleerd wat overeenkomt met een periode van 7.5 dagen. Gedurende deze tijd zijn 2 kortere stormperioden voorgekomen. De voorgestelde tijdreeks kan het best gesitueerd worden in de winterperiode, waar (zware) stormen hevige afslag van het strand induceren. De opbouw van het strand (tijdelijk herstel)

tijdens rustige tijperioden wordt niet in de fysische modellering opgenomen. Door de expliciete keuze van een streng golfklimaat wordt hoofdzakelijk erosieve actie in het dwarsprofiel gevalideerd.

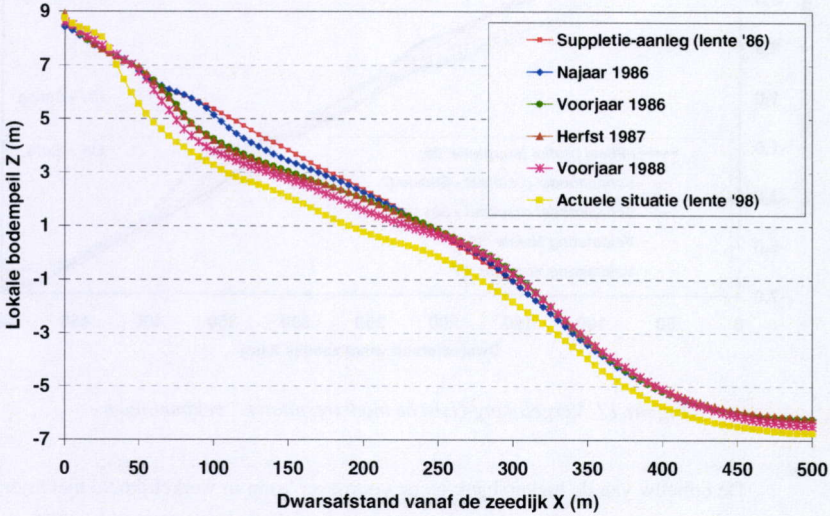


Figuur 14. Stormerosie op nat strand in model

Zoals eerder gemeld zijn de gedetailleerde bathymetriegegevens voor dit gedeelte van de kust slechts beschikbaar met een tussenperiode van zes maanden (halfjaarlijks). De hier beschouwde referentie-suppletie werd beëindigd in de eerste helft van 1986 zodat de initiële vormen van de suppletie teruggevonden worden in de veldregistratie van het voorjaar 1986, terwijl de bathymetriegegevens van januari 1986 de suppletievorm in opbouw nog weergeeft. Daarom worden de in-situ bathymetriegegevens van het voorjaar 1986 voor de respectievelijke secties 50-61 gebruikt als referentie voor de suppletievorm. De respectievelijke dwarsprofielen zijn berekend als lineaire secties in het 2D-plan van de lokale bathymetrie in dit kustgebied. Een overzicht van de aldus berekende veldmetingen voor de opname van de kustbathymetrie in het voorjaar van 1986 is gegeven in figuur 15 en toont duidelijk de vrij gelijklopende dwarsprofielen voor de verschillende secties in het kustgebied (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4). Enkel de sectie 50 ter hoogte van het Albertstrand (westwaarts van de uitbouw van de zeedijk) vertoont een afwijking. Voor alle verdere opnamen van de kustbathymetrie vindt men een zeer goede overeenkomst tussen de secties 51-60 terug, terwijl sectie 50 steeds iets hoger ligt. Sectie 50 bevindt zich immers net ter hoogte van de kustwaartse uitsprong van de zeedijk waardoor het dwarsprofiel (met de referentie voor de dwarsafstand steeds ter hoogte van de zeedijkvoet) principieel een landwaartse translatie over ± 120 m ondergaat. De Appelzakgeul ligt in dit dwarsprofiel aldus zo'n 120 m verder uit de kust, gerekend vanaf de voet van de zeedijk. Het is precies deze vooruitgeschoven kuststrook, oostwaarts van sectie 50, die expliciet onderhevig is aan ernstige erosie en het hoofdonderwerp van deze kustverdedigingsstudie uitmaakt. Het aldus gedefinieerde studiegebied strekt zich precies uit van sectie 51 tot en met sectie 60 voor de zeedijk van Knokke-Zoute.



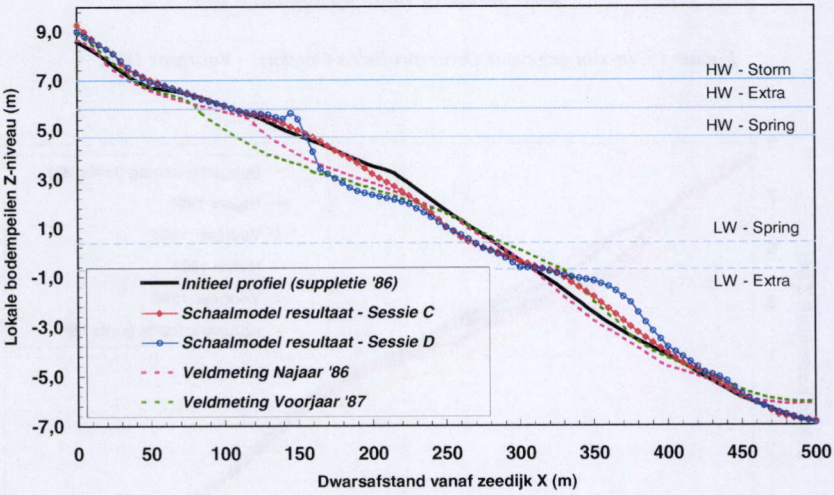
Figuur 15. In-situ gegevens Dwarsprofielen Oostkust - Voorjaar 1986



Figuur 16. Evolutie in de tijd van de gemiddelde sectie - dwarsprofiel Oostkust

Om de vaste referentielijn (voet van de zeedijk) te behouden wordt de sectie 50 uitgesloten bij de verdere uitmiddeling van de terreinregistraties. Door een gemiddeld dwarsprofiel te distilleren uit de geregistreerde dwarsprofielen worden gebeurlijk lodingsfouten en lokale discrepanties uitgevlakt, zodat een representatief dwarsprofiel voor de hele kustzone Knokke-Zoute (lengte = 2900 m) wordt bekomen. Dit gemiddeld dwarsprofiel (figuur 16) wordt in het 2D-fysisch schaalmodel als referentie-dwarsprofiel beproefd.

De algemene vorm van het dwarsprofiel en zijn ontwikkeling in het fysisch schaalmodel is hierboven reeds beschreven. Typisch is de aanzet tot vorming van een karakteristieke brekersbank op de vooroever als resultante van het zeewaartse transport van zand vanaf het nat strand. Bij vergelijking van de fysische modelresultaten (sequentie C als traditionele blok van vijf tijsessies) met de op het terrein geregistreerde bathymetrieën merkt men een aantal significante afwijkingen.



Figuur 17. Vergelijking fysische modelresultaten - veldmetingen

De opbouw van de brekersbank op de vooroever komt in werkelijkheid niet voor. De helling van de vooroever blijft nagenoeg ongewijzigd (na een eerste periode van 6 maanden) terwijl de extra erosie tijdens de redelijk rustige winterstormen van 1986 zorgt voor een tijdelijke opbouw van een dergelijke brekersbank.

De erosie op het nat strand reikt veel meer landwaarts. Terreinmetingen vertonen duidelijk erosie hoger op het strand, de absolute waarde in vertikale zin is nagenoeg identiek.

Een mogelijke verklaring voor de hierboven omschreven afwijkingen tussen model en werkelijkheid ligt in :

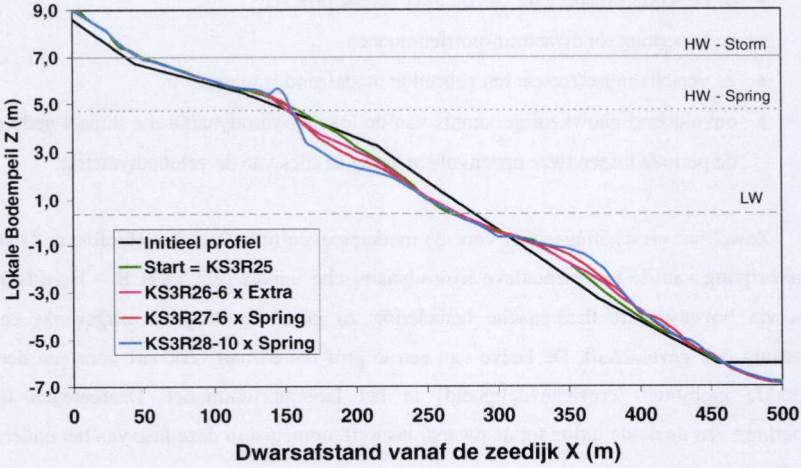
- de beperkte tijdsperiode van de uitgevoerde proeven
- de beperking tot dwarstransportfenomenen
- de verschalingseffecten: het gebruikte modelzand is té grof
- onvoldoend nauwkeurige kennis van de lokale hydrodynamische impact gedurende de periode tussen twee opeenvolgende registraties van de veldbathymetrie.

Zowel het verschalingseffect voor de modelproeven (cfr. Deel B - Hoofdstuk 2) als de omschrijving van de representatieve hydrodynamische impact (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4) zijn via bovenstaande theoretische benadering zo goed als mogelijk uitgewerkt en als dusdanig ook gevalideerd. De keuze van een té grof modelzand verklaart voor een deel de beperkte mobiliteit (erosiegevoeligheid) in het laboratoriummodel. Daarentegen is de beperking van de modellering tot de dwarstransportfenomenen in deze fase van het onderzoek een fundamentele keuze in het researchproces.

In de aanvankelijk voorgestelde tijdreeksen voor de modelproeven worden 15 getijden gesimuleerd. In werkelijkheid zijn slechts gegevens beschikbaar om de zes maanden. In deze zes maanden komen ongeveer 6 x 30 x 2 = 360 getijden voor (30 dagen/maand – 2 getijden per dag), zodat in het model principieel 360 modelgetijden van 2 ½ h dienen gesimuleerd te worden om de evolutie tussen twee opeenvolgende veldmetingen te verifiëren. Om de verdere evolutie van het dwarsprofiel (eventuele ontwikkeling naar een evenwichtsprofiel) te valideren is bij de laatste proefreeks voor de referentie-suppletie 1986 een uitbreiding voorzien met volgende sessies :

- 6 x Extra Springgetijden met PM-golfimpact $H_s = 2.50$ m
- 16 x Springgetijden met PM-golfimpact $H_s = 2.00$ m

Zo heeft men in totaal zo'n 15 + 22 = 37 getijden (ongeveer 18 ½ dagen) gesimuleerd in de fysische modelstudie. Gezien de praktische uitvoeringstijd en mede gelet op de mogelijke ontwikkeling van een evenwichtsprofiel is deze beperking zeker te verantwoorden. Uit een vergelijking van het resulterende dwarsprofiel na deze extra sequentie met de werkelijkheid kan men nu volgende conclusies trekken (zie figuur 18 en 19 hieronder):

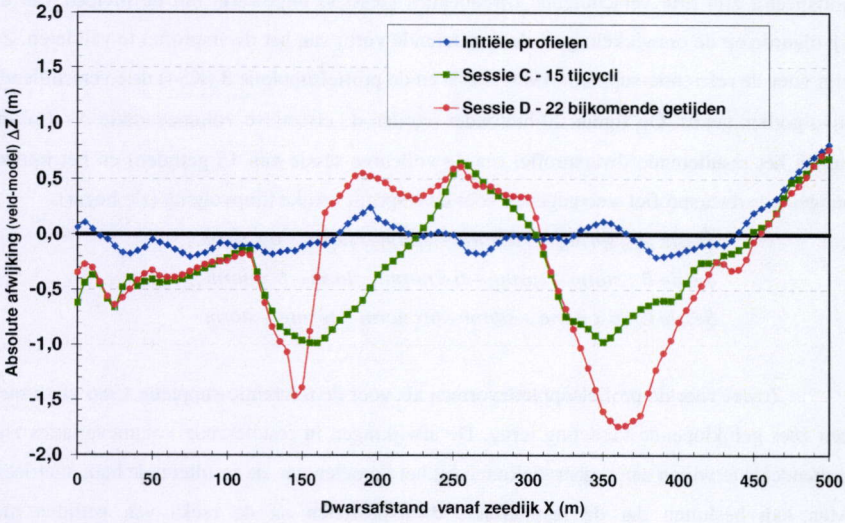


Figuur 18. Ontwikkeling van Referentiesuppletie 1986 tijdens uitbreidingssessie

- Het dwarsprofiel bevindt zich duidelijk nog niet in een stabiele evenwichtstoestand. De transportontwikkeling blijft verder evolueren volgens de eerder omschreven tendensen. Het evenwichtsprofiel is nog niet volledig bereikt.
- De erosie op het nat strand in het fysisch model is inderdaad ook meer strandwaarts opgeschoven.
- Door de opeenvolging van nagenoeg identieke getijden in het fysisch model krijgt men ter hoogte van de HW-lijn de expliciete opbouw van een golfoploopberm.
- In het fysisch laboratoriummodel is de vorming van een brekersbank zeer expliciet ontwikkeld op de vooroever, als resultante van het zeewaartse transport vanaf het nat strand; in tegenstelling tot de in-situ gegevens waar een beperkte variatie in deze zone van het dwarsprofiel merkbaar is. De in werkelijkheid gevormde brekersbank op de vooroever wordt wellicht telkens afgevlakt door de inwerking van de langse getijstroom in de Appelzak.

Immers, een typische dwarsprofielontwikkeling wordt beschreven door volgend proces : de op het nat strand geërodeerde zandvolumes bouwen een drempel op de vooroever, ter hoogte van de golfbrekerslijn, op. Dit morfologisch transportfenomeen treedt op tot onder de beschouwde hydrodynamische belasting een evenwichtsprofiel is bereikt. Als gevolg van de voortdurende wisselwerking tussen het zeewaarts dwarstransport en het resulterend langstransport in de getijdegeul – waarvan de strandwaartse flank direct aansluit op de vooroever – zal in werkelijkheid nooit een dergelijk evenwicht worden bereikt. Het direct gevolg is een verdere erosie van het nat strand (aan de landwaartse zijde) om toch weer die vooroeverdrempel op te bouwen. Bovenstaande continue wisselwerking tussen dwars- en langstransport in de beschouwde kustzone verklaart dan ook de discrepanties tussen de modelwaarden en de werkelijke profielen (figuur 19). Toch zijn ook een aantal opmerkelijke gelijkvormigheden vast te stellen :

- de uiteindelijk bekomen evenwichtshelling voor het nat strand is zowel bij de fysische experimenten als in realiteit gelijk aan 1/35
- de verticale erosie ten opzichte van het initiële suppletieprofiel is in absolute waarde van dezelfde grootte ($\Delta Z \approx 1$ m) bij de uitgebreide proefreeks en de terreinmetingen, maar verschoven in dwarse zin.



Figuur 19. Absolute afwijking ΔZ tussen veldmetingen "Najaar 1986" en de resultaten uit het fysisch schaalmodel voor Referentiesuppletie 1986

Als besluit kan men stellen dat de in de fysische modelproeven ontwikkelde dwarsprofielen niet overeenkomen met de in-situ metingen doordat de langse getijstroming in werkelijkheid voor een continue afbraak van het in dwarse richting gevormde evenwichtsprofiel zorgt. Toch kan het ontwikkelingsproces voor het dwarstransport perfect gereconstrueerd worden in deze 2D-proeven. De ontwikkeling van het dwarsprofiel op zich, met de uiteindelijke vorming van of liever tendens naar een evenwichtsprofiel, wordt wel expliciet teruggevonden in de fysische experimenten. Ondanks de beperktheden zijn de hier uitgevoerde modelproeven toch toepasbaar voor de validatie van de stabiliteit van de eigenlijke profielsuppletie. Immers, indien de suppletievorm op zich in dwarse zin stabieler is, zal minder zand worden verplaatst van het strand naar de vooroever, vanwaar het in werkelijkheid lateraal wordt afgevoerd door de resulterende tijstroming.

5.6. IMPACT VAN HYDRODYNAMICA OP DE MORFOLOGIE-ONWIKKELING

Zoals hierboven reeds aangehaald is op een zelfde initieel dwarsprofiel een reeks hydrodynamische tijcycli getest. Onder een zelfde totale golfimpact van Pierson-Moskowitz golfspectra zijn drie verschillende tijsequenties (sessies) uitgewerkt om de invloed van de tijvolgorde op de ontwikkeling en de resulterende vorm van het dwarsprofiel te valideren. Zo zijn voor de referentie-suppletie 1986 (KS3) en de profielsuppletie 3 (KS4) drie verschillende tijvolgorden getest. Op figuur 20 hieronder worden de effectieve volumevariatie ΔV (m^3/m) tussen het resulterende dwarsprofiel (na de volledige sessie van 15 getijden) en het initieel aangelegde dwarsprofiel weergegeven voor de respectievelijke tijopvolging (zie hoger).

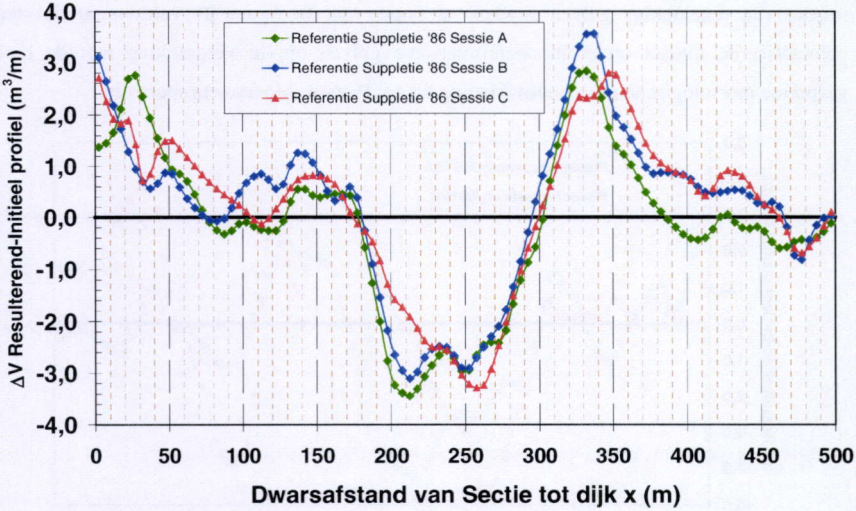
Sessie A : spring – 6 x norm – storm – storm – 6 x norm

Sessie B : storm – spring – 6 x norm – storm – 6 x norm

Sessie C : 6 x norm – storm – 6 x norm – spring – storm

Zowel voor de profielsuppletievormen als voor de referentie-suppletie 1986 vindt men een zeer gelijklopende verdeling terug. De afwijkingen in resulterende volumevariaties zijn grotendeels te wijten aan registratiefouten bij het opmeten van de resulterende bathymetrieën. Men kan besluiten dat de resulterende dwarsprofielen na de reeks van getijden met verschillende sequentie nagenoeg onafhankelijk zijn van de volgorde van verschijning zolang de totale hydrodynamische belasting dezelfde blijft. Het resulterende dwarsprofiel is globaal dan ook identiek voor de beschouwde getijsequenties. Als men iets meer in detail de

volumevariaties bekijkt dan merkt men bij volgorde A, waar twee opeenvolgende stormen worden gesimuleerd, de meer expliciete aangroei op het droog strand ten gevolge van de golfoploop tot tegen de zeedijk.

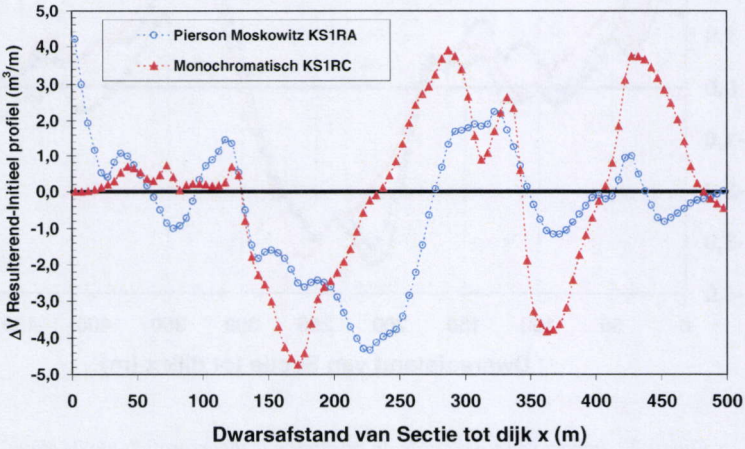


Figuur 20. Impact van tijvolgorde op resulterende dwarsprofielontwikkeling

Naast de tijvolgorde onder identieke golfimpact (=Pierson-Moskowitz golfspectrum) is in een tweede vergelijking de invloed van het golfklimaat op zich nader bekeken. Voor profielsuppletie 1 is naast het basis Pierson-Moskowitz golfspectrum ook een reeks proeven met monochromatische golven uitgewerkt bij dezelfde tijsequentie (Sessievolgorde A). De hier beschouwde monochromatische golven hebben onderstaande karakteristieken (golfhoogte H en gemiddelde golfperiode T) :

Tijsequentie	T (s)	H (m)
Spring	5.0	1.60
6 x Norm	4.0	1.25
Storm	10.0	4.00
Storm	10.0	4.00
6 x Norm	4.0	1.25

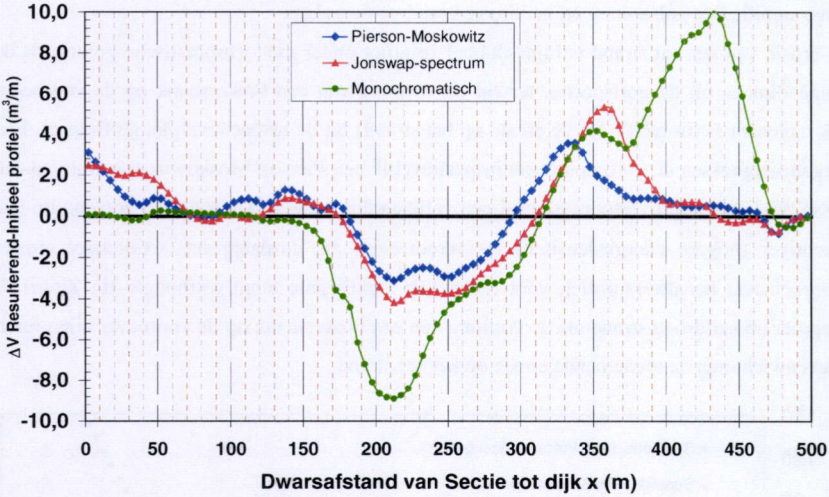
De gekozen golfhoogte H is voor deze monochromatische golven op 80 % van de initieel vooropgestelde significante golfhoogte voor het Pierson-Moskowitzspectrum vastgelegd; precies omdat de input, sturing en golfgeneratie bovenstaande verhouding aanduidt tussen gestuurde en effectief geregistreerde golfhoogte (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4) en anderzijds de impact van regelmatige golven sowieso al hoger ligt. In figuur 21 valt vooral de sterk gelocaliseerde impact onder monochromatische golven op, in vergelijking met de meer gespreide morfologische procesontwikkeling bij het Pierson-Moskowitz spectrum.



Figuur 21. Golfimpact (Pierson Moskowitz - Monochromatisch) bij suppletie 1 (KS1RA en C)

Bij het referentieprofiel 1986 zijn zowel een Jonswap-golfspectrum (KS3RC) als een PM-golfspectrum (KS3RB) bij een zelfde tijvolgorde (sessie B) beproefd. Daarnaast is ook een reeks monochromatische golven (KS3RD) getoetst. De hier uitgevoerde testreeks met regelmatige, monochromatische golven stemt overeen met de eerder uitgevoerde preliminaire experimenten op een identiek referentie-dwarsprofiel (cfr. Deel B – Hoofdstuk 3) en omvat volgende getijden en golfkarakteristieken :

Tijsequentie	H_s (m)	T (s)
6 x Spring	2.25 m	5.0
Spring	2.50 m	5.0
2 x Spring	3.00 m	5.0
2 x Spring	3.00 m	6.5
2 x Extraspring	3.00 m	7.0

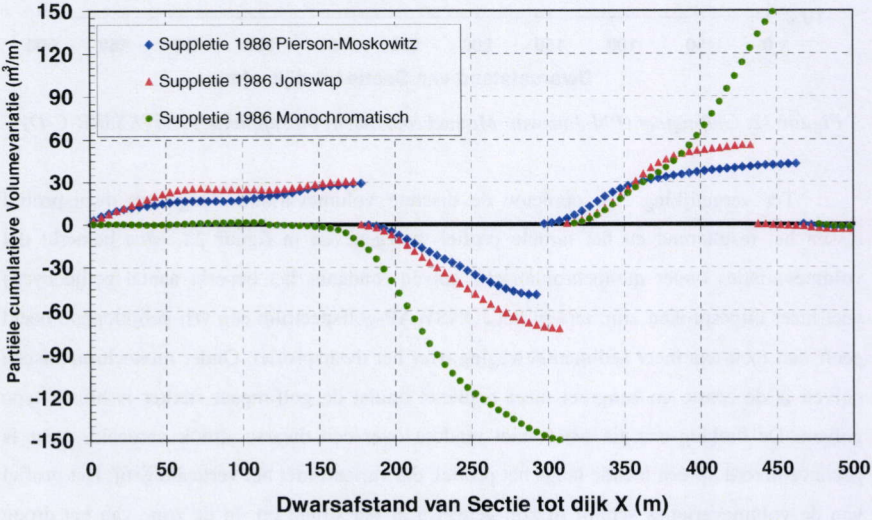


Figuur 22. Golfimpact (PM-Jonswap-Monochromatisch) bij suppletie 1986 (KS3RB-C-D)

Ter vergelijking zijn opnieuw de discrete volumevariaties langs het dwarsprofiel tussen het resulterend en het initiële profiel weergegeven in figuur 22. Men bemerkt dat volumevariaties onder monochromatische golven (ondanks het beperkt aantal getijdecycli) veel meer uitgesproken zijn; terwijl het JONSWAP-golfspectrum een vrij gelijklopend beeld geeft met toch iets meer sedimentbeweging over het dwarsprofiel. Onder monochromatische golven is de erosie en aangroei meer expliciet omdat de golfimpact sterker is bij dit type golven. De brekingsenergie wordt niet random over een dwarse strook verdeeld, maar is geconcentreerd op één locatie langs het profiel, dat varieert met het verticale getij. Het profiel van de volumevariaties schuift in zijn geheel naar het strand op. In de zone van het droog strand wordt door de geringere golfoploop bij regelmatige golven minder expliciete aangroei vastgesteld. De erosie ter hoogte van het nat strand wordt bijgevolg bijna volledig gebruikt voor de opbouw van de brekersbank op de vooroever. Door de grotere dimensies van deze zandbank op de vooroever is de zeewaartse helling minder stabiel en treedt in deze zone sterkere erosie naar de zee toe, wat uiteindelijk leidt tot een tweede drempel ter hoogte van de getijdegeulbodem (X = 430 m). Deze algemene trend wordt verder gespecifieerd in onderstaande figuur 23 waar de partiële cumulatieve volumevariatie over het dwarsprofiel is weergegeven. Bij de golfspectra merkt men door de golfoploop een aangroei op het droog

strand door de singuliere stormimpact, terwijl de monochromatische stormgolven nauwelijks enige significante golfoploop op het droog strand veroorzaken.

De erosie van het nat strand is bijna dubbel zo groot onder monochromatische golven als de afslagvolumes bij de golfspectra, terwijl de vorming van een brekersbank op de vooroever ook navenant is (in relatie tot de erosie op het strand) bij de respectievelijke golfimpact. Een vergelijking tussen de golfimpact van respectievelijk een Pierson-Moskowitz spectrum en een JONSWAP-spectrum vertoont globaal een gelijkaardig verloop. De Jonswap-golven zijn iets krachtiger (hogere energiedensiteit) en veroorzaken als dusdanig iets explicieter erosie-aangroei over het dwarsprofiel, voor een zelfde significante input-golfhoogte H_s. Zowel de aangroei op het droog strand als de vorming van een brekersbank op de vooroever zijn groter, in evenwicht met de toenemende erosie op het nat strand.



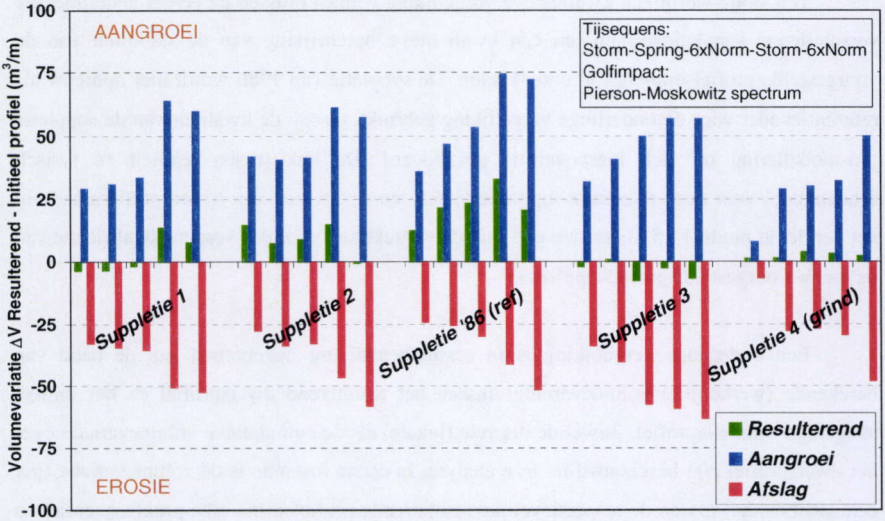
Figuur 23. Validatie van golfimpact Referentie-suppletie 1986

5.7. ZANDBALANS OVER HET DWARSPROFIEL

Ten slotte wordt een kwalitatieve vergelijking gemaakt tussen de eerder gedefinieerde verschillende suppletievormen om een kwalitatieve beschrijving van de stabiliteit van de voorgestelde profielsuppleties te ontwikkelen. De suppletie van 1986 wordt hier opnieuw als referentiekader voor de onderlinge vergelijking gebruikt, terwijl de kwaliteit van de suppletie '86-modellering op zich hierboven is gevalideerd. De link tussen realiteit en fysisch schaalmodel voor deze referentie-suppletie (§ 5.5) en de invloed van tij- en golfsimulatie in het verkleind model (§ 5.6) vormen een soliede vertrekbasis voor een verdere kwalificatie van de nieuw voorgestelde profielsuppleties.

Een onderlinge vergelijking is in eerste benadering opgebouwd aan de hand van berekende (werkelijke) volumevariaties tussen het resulterend dwarsprofiel en het initieel aangelegd suppletieprofiel. Zowel de discrete (lokale) als de cumulatieve volumevariatie over het dwarsprofiel zijn beschouwd in deze analyse. In eerste instantie is de volumevariatie (per eenheidsbreedte) tussen de respectievelijke resulterende profielen (na elke proefsequentie) en het initieel aangelegde profiel berekend voor de volledige dwarslengte (X = 0-500 m). Hier is dus ook de afzetting op de (steile) strandwaartse helling naar de Appelzakgeul (onder de vorm van een brekersbank) verrekend. De hier beschouwde zandbalans (= resulterend volume) zal in werkelijkheid nooit voorkomen omdat de resulterende langse getijstroom de op de vooroever afgezette drempel geheel (of gedeeltelijk) verwijdert. Over de volledige sectie merkt men voor alle voorgestelde profielsuppleties een nagenoeg evenwicht tussen erosie en aangroei ten opzichte van de initieel aangelegde bathymetrie. De op het nat strand geërodeerde zandvolumes worden verspreid enerzijds op het droogstrand (opbouw door golfoploop) en anderzijds op de vooroever (vorming van de brekersbank) zodat globaal een evenwicht wordt vastgesteld. Dit betekent meteen dat de hier beschouwde dwarsprofiellengte (= 500 m) inderdaad overeenkomt met de actieve zone. Er worden bijna geen zanddeeltjes uit het beschouwde gebied getransporteerd, wat ook is vastgesteld tijdens de uitgevoerde experimenten in de golfgoot. Immers, de hoeveelheid materiaal buiten de meetsectie is zeer beperkt te noemen. Enkel bij de referentiesuppletie 1986 is een significante 'positieve' resultante vastgesteld. Deze onrealistische aanwinst in sediment is toe te schrijven aan een 'overdreven' bijdrage van de expliciete aangroei van de brekersbank op de vooroever. In figuur 24 is voor elke suppletievorm, na elk van de vijf tijsequenties van de betreffende proefsessie, een resulterende zandbalans opgestelde voor het volledige dwarsprofiel: de

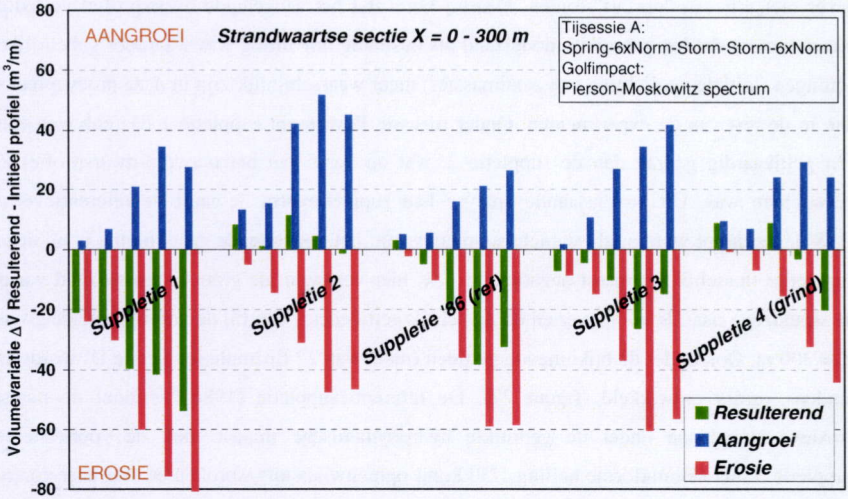
resulterende zandbalans (groen) is de som van het positieve aangroeivolume (blauw) en het negatieve erosievolume (rood) in de betreffende tijsequentie.



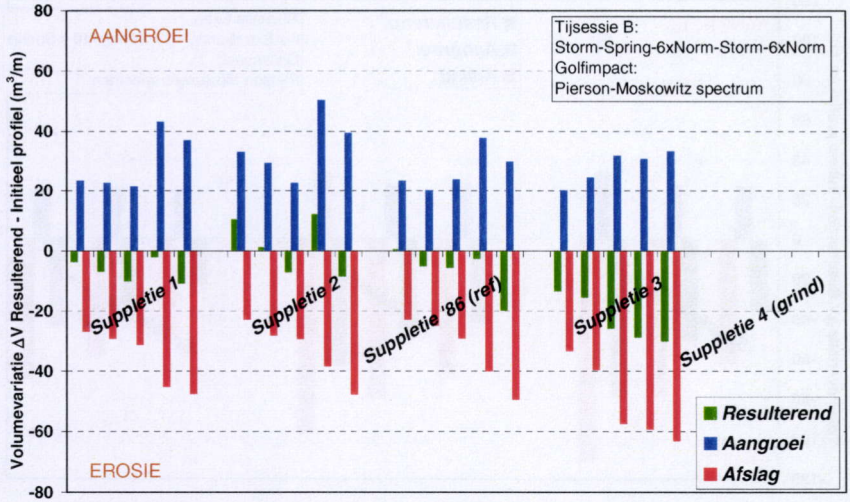
Figuur 24. Resulterende zandbalans voor volledige dwarssectie (X = 0-500 m), uitgezet per tijsequentie van de proefreeks

Om de stabiliteit van de profielsuppleties op zich en vooral in functie van de toepassing voor de Belgische Oostkust verder te kwalificeren is, na iedere tijsequentie in een proefreeks, een zandvolumebalans opgemaakt voor een beperkte dwarslengte (X = 0-300 m). In de veronderstelling dat alle sedimenten die voorbij de grens X = 300 m (artificiële definitie voor het begin van de vooroever, brekersbanklocatie in profielsuppletie 1 en 2) verplaatst worden definitief door de resulterende langse getijdestroom in de Appelzak-geul worden afgevoerd, is deze beschouwing van het strandwaarts gedeelte van het dwarsprofiel een kwantificatie van de stabiliteit (in dwarse zin onder golfimpact en verticale tijwerking) van de respectievelijke profielsuppleties. Figuren 25 en 26 tonen de aldus berekende resulterende zandbalans voor de respectievelijke profielsuppleties bij opeenvolgende identieke tij- en golfcondities van een testsessie. Profielsuppletie 2 is, volgens de hierboven omschreven benadering, duidelijk het meest stabiele profiel. Men merkt na de respectievelijke getijdesequenties een nagenoeg verwaarloosbare erosieve resulterende volumevariatie ten opzichte van het initieel aangelegde profiel over de beperkte dwarszone (X = 0–300 m).

Vooral opvallend is de duidelijk erosieve resultante bij de referentie-suppletie van 1986, in vergelijking met de hier voorgestelde suppletieprofielen.

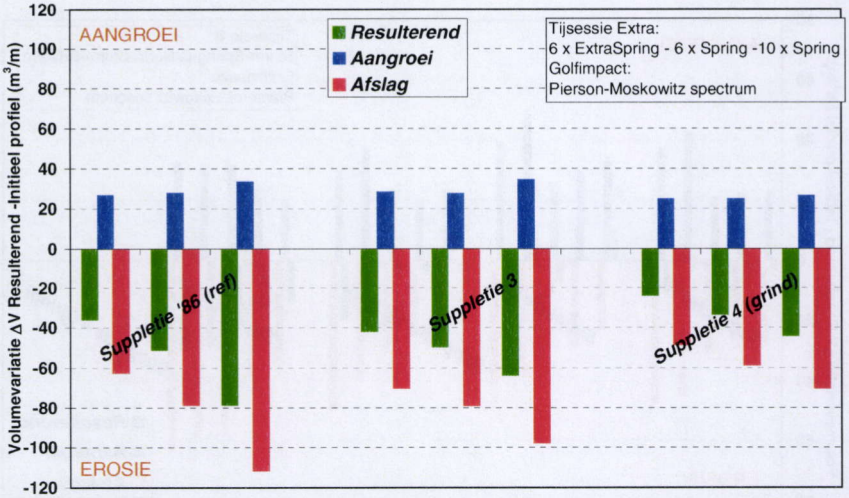


Figuur 25. Resulterende zandbalans voor strandwaartse sectie (X = 0-300 m), uitgezet voor elke tijsequentie in de proefsessie A



Figuur 26. Resulterende zandbalans voor strandwaartse sectie (X = 0-300 m), uitgezet voor elke tijsequentie van de proefreeks Sessie B

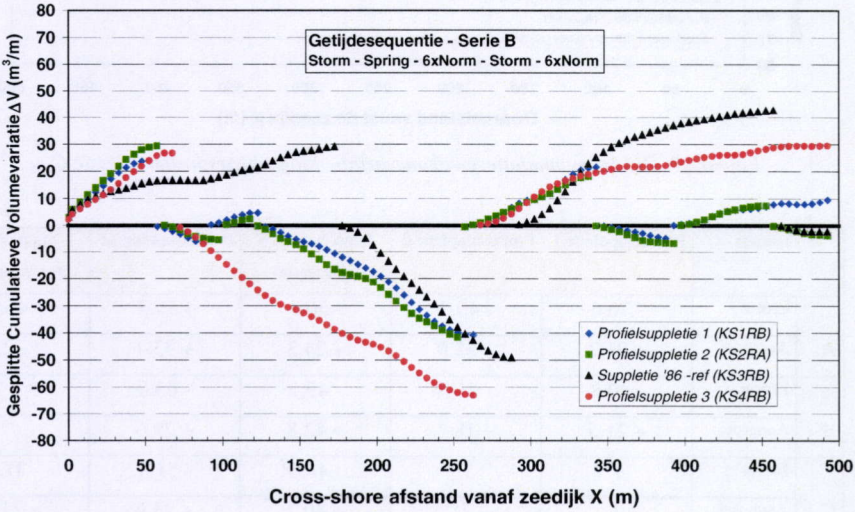
Bij de berekende zandbalans voor profielsuppletie 1 tijdens sessie A moet duidelijk de nodige reserve ingebouwd worden. Immers, dit was de eerste effectieve proevenreeks en dus zeker niet vrij van "opstart"-fouten. Daarbij komt dat het aangelegde dwarsprofiel volledig nieuw was en dat het gebruikte modelzand als dusdanig nog droog was waardoor gebeurlijke zettingen (initiële verdichting van zandmassief) meer waarschijnlijk zijn in deze proevenreeks dan in de rest van de experimenten. Onder tijsessie B vertoont suppletie 1 daarenboven een vrij gelijkaardig gedrag dan de suppletie 2, wat op basis van het ontwerp-dwarsprofiel te verwachten was. Uit bovenstaande analyse kan suppletievorm 3, naast de referentievorm (1986), geschrapt worden als stabiele suppletievorm: het resulterende zandvolume is bij deze suppleties duidelijk het meest negatieve m.a.w. hier verdwijnt de grootste massa zand vanaf de strandzone naar de vooroever en de Appelzak-getijdegeul, voorbij de vooropgestelde grens X = 300 m. Ook onder de bijkomende getijden (reeks van 22 tijsimulaties-Sessie D) wordt de tendens verder ontwikkeld (figuur 27). De referentiesuppletie (1986) vertoont de meest erosieve strandzone onder de gebruikte hydrodynamische impact; ook de voorgestelde suppletie 3 met een uniforme helling 1/30 komt opnieuw als uitgesproken erosief naar voren. De bescherming met een grindvoet in suppletievorm 4 werkt stabiliserend zodat minder volumes zand verplaatst worden (zowel naar aangroei als erosie toe) met uiteindelijk een minder erosieve resulterende zandbalans.



Figuur 27. Resulterende zandbalans strandwaartse sectie (X = 0-300 m), uitgezet voor elke tijsequentie van de bijkomende sessie D

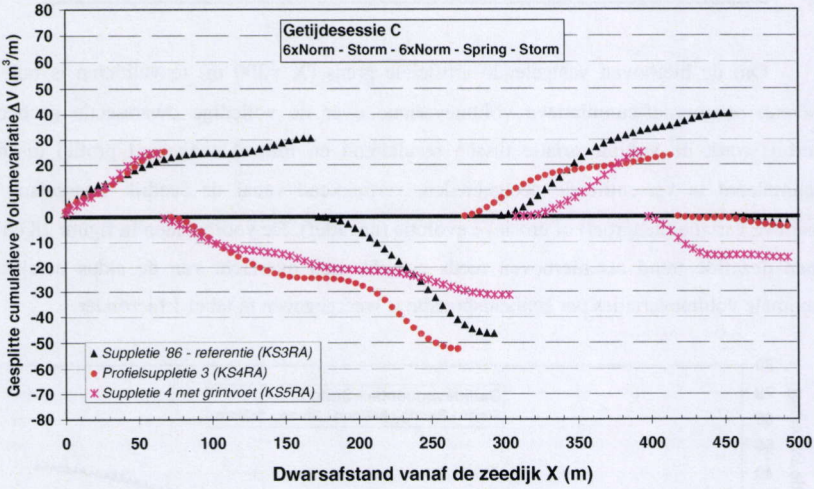
5.8. CUMULATIEVE VOLUMEVARIATIES OVER HET DWARSPROFIEL

Om de hierboven vastgelegde artificiële grens (X =300 m) te valideren is ook de discrete, progressief-cumulatieve volumevariatie over de volledige dwarssectie gecheckt. Hierbij wordt de volumevariatie tussen resulterend en initieel aangelegd profiel discreet gecumuleerd in verschillende deelgebieden, vertrekkend vanaf de zeedijk, naargelang de positieve variatie (aangroei) of erosieve evolutie (negatief). De voorbeelden in figuur 28 en 29 tonen dezelfde trend als hierboven reeds gemeld. Een overzicht van de aldus berekende maximale volumevariaties per eenheidsbreedte is weergegeven in tabel 1 hieronder.



Figuur 28. Discrete cumulatieve volumevariatie langs dwarsprofiel - Sessie A

Bijkomend bij de reeds eerder beschreven stabiliteit van het strandgedeelte van de profielsuppleties 1 en 2, in vergelijking met de referentie-suppletie 1986 en suppletievorm 3, kan men ook enkele significante fenomenen op de vooroever (X > 300 m) vaststellen. Zowel bij de referentiesuppletie 1986 als bij de suppletievorm 3 bemerkt men opnieuw de vorming van een brekersbank op de strandwaartse flank van de Appelzakgeul, terwijl voor de suppleties 1 en 2 de aangroei minder ver en uitgesproken is. Ook bij de profielsuppletie 4 met grindvoet bemerkt men de beperkte zone waarover de brekersbank, met veel kleinere dimensies, wordt opgebouwd zodat de langse getijdestroming in de Appelzakgeul veel minder zand definitief kan meevoeren uit de dwarssectie.



Figuur 29. Discrete cumulatieve volumevariatie langs dwarsprofiel - Sessie C

Tijsessie		Profielsuppletie 1	Profielsuppletie 2	Suppletie 1986 (referentie)	Profielsuppletie 3	Suppletie 4 met grindvoet
A	Erosie	- 76.6	- 40.3	- 56.3	- 56.3	- 46.1
	Aangroei	+ 21.2	+ 35.0	+ 24.3	+ 33.4	+ 32.6
B	Erosie	- 40.8	- 41.6	- 49.1	- 63.0	/
	Aangroei	+ 21.5	+ 18.2	+ 42.8	+ 29.6	/
C	Erosie	/	/	- 46.6	- 51.4	- 31.4
	Aangroei	/	/	+ 40.2	+ 23.6	+ 24.9
D	Erosie	/	/	- 112.3	- 95.3	- 70.2
	Aangroei	/	/	+ 90.0	+ 79.4	+ 43.9

Tabel 1. Extreme discrete cumulatieve zandvolumes per eenheidsbreedte

ΔV_{erosie} of $\Delta V_{aangroei}$ (m^3/m) over de volledige dwarssectie

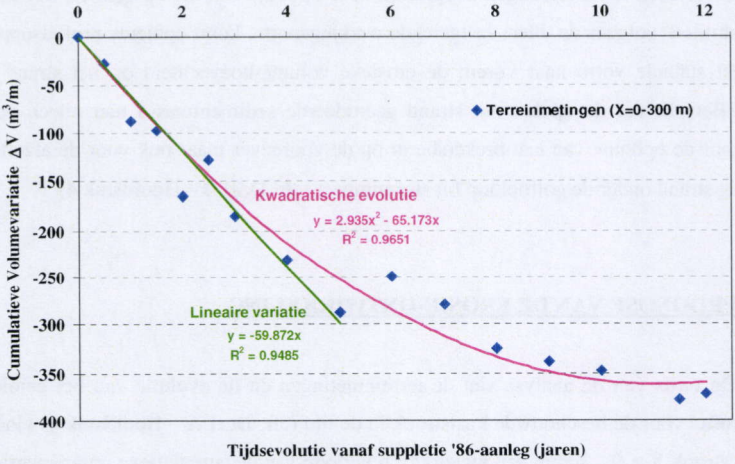
Op basis van deze gegevens kan tevens een schatting worden gemaakt van de (her)verdeling van de sedimenten over het dwarsprofiel onder invloed van de beschouwde hydrodynamische belasting. De hierboven vastgelegde grenswaarde (X = 300 m) blijkt inderdaad een goede schatting te zijn voor de overgang tussen erosie op het nat strand en de

opbouw van de brekersbank op de vooroever / strandzijde van de Appelzakgeul. De mate waarin de langse getijdestroom de aldaar opgebouwde zandbank lateraal meevoert kan niet uit deze experimenten worden afgeleid Als dusdanig wordt het vooropgestelde transport-mechanisme in dwarse zin bij de continue vorming van een regressief evenwichtsprofiel niet gesimuleerd, doch terreinmetingen suggereren deze opbouw van het kustgebied wel degelijk. Naar stabiliteit, volgens de hier vastgelegde werkingsnorm, komt opnieuw profielsuppletie 2 als meest stabiele vorm naar voren: de erosieve volume-hoeveelheid op het strand is het kleinst. Bemerk dat de op het nat strand geërodeerde sedimentmassa niet alleen gebruikt wordt voor de opbouw van een brekersberm op de vooroever maar ook voor de afzetting op het droog strand onder de golfoploop bij stormimpact (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4).

5.9. PROGNOSE VAN DE EROSIE-ONTWIKKELING

Op basis van de analyse van de terreinmetingen en de evolutie van het gemiddelde dwarsprofiel voor de beschouwde kuststrook in de tijd (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4) vindt men voor de strook X = 0 - 300 m een kwadratisch verloop van de cumulatieve volumevariatie ten opzichte van de aanleg van de suppletie 1986 terug : ΔV (m^3/m) = 2.935 x $(jaar)^2$ - 65.173 x jaar (figuur 30). Bij deze analyse van het kustdwarsprofiel is gekozen voor de beperking tot de eerder beschouwde strandsectie, waarbij de basisidee erin bestaat dat het zand eens voorbij (zeewaarts) de X = 300 m -grens definitief lateraal wordt weggevoerd uit het gebied. Initieel (voor de eerste 5 jaren na de aanleg van de suppletie 1986) kan de ontwikkeling van het dwarsprofiel in de eerste jaren na de aanleg van suppletie 1986 ook via een lineaire regressie benaderd worden : ΔV (m^3/m) = -59.872 x jaar, wat goed overeenkomt met de waarde van de afgeleide functie (raaklijn) van de volledige kwadratische evolutie voor kleine jaarwaarden (tabel figuur 30). De kwadratische regressie suggereert naast een afname in erosiesnelheid ook expliciet een stabilisatie van het kustdwarsprofiel, naar een evenwichtsprofiel op middellange termijn (na 12-15 jaar). Verdere extrapolatie naar lange-termijn prognoses, buiten de beschikbare terreingegevens, dient met de nodige omzichtigheid te gebeuren. Een evolutie voorbij de gesuggereerde evenwichtsvorm met zelfs aangroei over de beschouwde kustzone is analytisch wel in overeenstemming met de waarnemingen en de bijhorende regressie; doch de werkelijkheid toont een ander beeld van continu voortschrijdende erosie in het kustgebied.

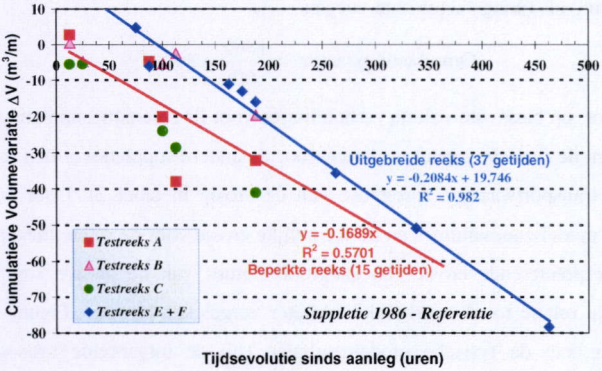
Jaar	Afgeleide-functie	Lineaire Regressie
0	65.173	
1	59.303	59.872
2	53.433	
3	47.563	



Figuur 30. Erosie-ontwikkeling van suppletie 1986 - Veldmetingen

Samenvattend wordt, op basis van de terreinmetingen, voor de korte termijnrespons een jaarlijkse erosie van de strook X = 0 - 300 m (van zeedijk tot aan de kop van de strandhoofden) na de aanleg van de suppletievorm van 1986 aangenomen van 60 m^3/jaar per eenheidsbreedte strand. Voor de totale lengte van de beschouwde kuststrook (L = 2900 m) komt dit neer op een jaarlijks verlies van 174.000 m^3, wat betekent dat na 4,5 jaar het volledige suppletievolume is weggeërodeerd. Deze vaststelling komt inderdaad overeen met de in-situ registraties. Op basis van de eerder vermelde morfologische schaalwetten kan men theoretisch stellen dat de morfologische tijdschaal van de modelproeven gelijk is aan de hydrodynamische tijdschaal $(=\sqrt{\alpha_s})$ en men dus na aanpassing van de modeltijd geen verdere verschaling dient uit te voeren om werkelijke transporthoeveelheden te berekenen, vertrekkend van de modelresultaten. Een rechtstreekse geometrische verschaling van de experimentele meetgegevens (uitgevoerd bij een aangepaste hydrodynamische tijdschaal) leidt theoretisch onmiddellijk tot realistische transportvolumes. De aldus bekomen erosie-ontwikkeling voor de respectievelijke suppletievormen is verzameld in tabel 2 hieronder.

Door de beperkte datagegevens uit de fysische experimentenreeks dient deze beschouwing met de nodige voorzichtigheid gehanteerd te worden, vooral naar kwantitatieve waarden toe. Een kwalitatieve vergelijking tussen de respectievelijke suppletievormen kan zeker uitgewerkt worden op basis van deze analyse.



Figuur 31. Erosie-ontwikkeling Modelproef Suppletie 1986

Figuur 31 toont de berekende lineaire regressie voor de in het fysisch schaalmodel waargenomen erosieontwikkeling in het dwarsprofiel van de referentiesuppletie 1986, enerzijds op basis van de beperkte testreeks van 15 getijden (Sessie A, B of C) en anderzijds voor de uitgebreide testreeks van 37 getijden (Sessie E+F). Een vergelijking tussen de in de fysische experimenten gevonden erosie-ontwikkeling van het dwarsprofiel van de suppletie 1986 en de werkelijke evolutie van het strandprofiel na de suppletie van 1986 toont volgende verhouding tussen de referentieproef (suppletie 1986 - KS3) en de in-situ waarnemingen van de beschouwde kuststrook :

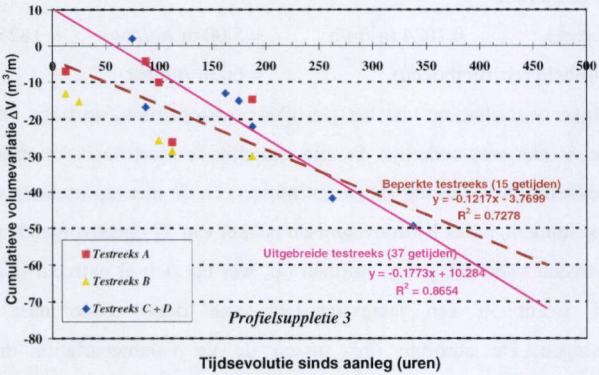
Proevenreeks :	0.2084 m^3/m/h	= 5.00 m^3/m/dag	= 1825 m^3/m/jaar
Werkelijkheid (zie hierboven)		= 60 m^3/m/jaar	

De zeer duidelijke overschatting van het jaarlijkse erosiepatroon, op basis van de fysische modelresultaten, is niet verwonderlijk. Er zijn namelijk de morfologische schaaleffecten, de extreme hydrodynamische belasting (hoge golfimpact) en de niet representatieve tijsequentie in de testsessies. Immers, in het hydrodynamisch pakket van 37 opeenvolgende getijden uit de modelproeven treden twee 100-jarige stormen op, wat op zich al extreem is en nog verder gereproduceerd wordt in een jaarextrapolatie van deze sessie naar halfjaarlijkse terreinwaarnemingen. De absolute link tussen de de volumevariaties in de fysische modelproeven (over een beperkte periode van 37 getijden) en de in-situ zesmaandelijkse

registratie van de morfologische ontwikkeling is dan ook niet zozeer bedoeld als effectieve extrapolatie, doch meer als een rechtstreekse kalibratie of beter omrekeningsfactor voor de modelresultaten naar werkelijke zandvolumes. De proefresultaten voor de referentiesuppletie 1986 worden verder verschaald door de verhouding tussen proeven en werkelijkheid voor de erosie-ontwikkeling als ijkingsfactor in te voegen.

$$\text{Omrekeningsfactor} = \frac{1865}{60} \approx 30$$

Deze ijkingsfactor, op basis van volumeverhoudingen voor de referentiesuppletie 1986, wordt aldus gebruikt om de fysische modelresultaten voor de andere suppletievormen te herrekenen naar werkelijke transportwaarden (prognose van de erosie in tabel 2). Door bovenstaande relatie tussen de model-zandvolumes en de werkelijke erosie voor de referentiesuppletie 1986 kunnen de corresponderende erosie- en aangroeivolumes van de andere suppletievormen kwantitatief en in relatie tot de werkelijkheid beter vergeleken worden. Figuur 32 toont de lineaire regressie van de fysische modelresultaten (bij de uitgebreide testsessie van 37 getijden) voor profielsuppletie 3. Voor profielsuppletie 1 en 2 zijn geen uitgebreide testreeksen uitgevoerd en worden de resultaten van de beperkte basisreeks als extrapolatie-basis gebruikt om de omzetting naar de realiteit uit te voeren. De eerder gemelde onzekerheden omtrent de experimenten uitgevoerd bij profielsuppletie 1 maken dit resultaat op zich wel zeer twijfelachtig. Opnieuw kunnen gelijkaardige besluiten geformuleerd worden: profielsuppleties 1 en 2 en in mindere mate de suppletie 4 met grindvoet komen opnieuw als meest efficiënte dwarsprofielen naar voren. Vooral profielsuppletie 2 vertoont een zeer positief resultaat doordat het aanlegvolume klein blijft en tegelijk de jaarlijkse erosie beperkt blijft tot ongeveer 35 % van de jaarerosie bij de uitgevoerde suppletie 1986.



Figuur 32. Erosie-ontwikkeling voor profielsuppletie 3 - Experimentele resultaten

	Aanlegkarakteristieken van de suppletievorm		Erosie-ontwikkeling Fysische experimenten		Omrekening naar werkelijkheid Ijkingsfactor = 30	
	Aanlegvolume tov Huidig profiel (m^3/m)	**% verhouding tov referentieaanleg**	**Beperkte reeks ($m^3/m/h$)**	**Uitgebreide reeks ($m^3/m/h$)**	**Prognose erosie ($m^3/m/jaar$)**	**% verhouding tov referentieerosie**
Suppletie '86 – Referentie	578	100 %	0.1689	0.2084	60	100 %
Profielsuppletie 1	575	99 %	0.0276	-	11	18 %
Profielsuppletie 2	490	85 %	0.0493	-	20	33 %
Profielsuppletie 3	785	136 %	0.1217	0.1773	52	85 %
Profielsuppletie 4 met grindvoet	877	152 %	0.1066	0.1393	41	67 %

Beperkte reeks = normale sessieblok bestaande uit 2 stormtijcycli, 1 springtij, 2 x 6 opeenvolgende normale getijden (totaal 15 getijden)

Uitgebreide reeks = beperkte reeks gevolgd door 6 extra springgetijden en 16 springtij simulaties (totaal 37 getijden)

Huidig profiel = gemiddelde dwarssectie 51-61 van lodingen voorjaar 1998

Tabel 2. Prognose / Vergelijking erosie-ontwikkeling

5.10. BESLUIT

Rekening houdend met de vooropgestelde eisen en mede op basis van eerder uitgevoerde experimenten is enerzijds een reeks van vier te onderzoeken profielsuppleties voorgesteld en is anderzijds ook de representatieve hydrodynamische belasting voor het kustgebied vastgelegd.

De in dit gebied uitgevoerde suppletievorm van 1986 wordt als een referentiekader gebruikt om de kwalitatieve waarde van de uitgevoerde fysische experimenten te plaatsen in vergelijking met beschikbare terreinmetingen en numerieke simulaties. De impact van golfklimaat en tijsequentie is ook gevalideerd in een reeks vergelijkende testen.

Doorheen de reeks laboratoriumproeven in de 2D-golfgoot van het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout wordt de voorgestelde ***profielsuppletie 2*** als de meest stabiele dwarsprofielvorm, onder de gecombineerde impact van representatieve loodrecht invallende golven en verticale tijvariatie, geïdentificeerd. De suppletievorm (D_{50} = 300 µm - strandplateau op Z+7.00 m en Z+5.00 m - onderwaterplateau op Z-1.00 m) voldoet aan de gestelde ontwerpeisen en houdt het aangebrachte zand maximaal op het hogergelegen strand, waardoor de vorming van een expliciete brekersbank op de vooroever (als deel van het evenwichtsdwarsprofiel) deels wordt vermeden. Immers, in de specifieke situatie van de Belgische Oostkust voert de resulterende langse getijdestroom in de Appelzakgeul de zandhoeveelheden die op de vooroever werden afgezet tijdens de vorming van het "evenwichts"-dwarsprofiel voortdurend af. Hierdoor treedt in de beschouwde kustzone een continue (structurele) erosie van het strand op; waardoor een meer geïntegreerde analyse van de stabiliteit van de suppletievormen noodzakelijk is om een optimale kustverdediging te verzekeren.

Zo ook is de geïntegreerde suppletievorm 4 (met een grindteenconstructie ter hoogte van de landwaartse flank van de langse getijgeul) een mogelijk alternatief voor de kustverdediging in dit gebied. Ook al blijkt uit deze reeks 2D-proeven de stabiliteit van deze profielsuppletie op zich iets minder positief te zijn, toch kan, in een ruimer driedimensionaal beeld van het kustgebied, deze profielsuppletie een globaal betere oplossing vormen. Verdere simulaties in een 3D-golftank moeten verder verduidelijking scheppen in de hierboven geformuleerde besluiten en prognoses.

5.11. REFERENTIES

1. Blanckaert J. en Van Praet D. (1999), Fysische modelstudie van strandvoeding voor de Belgische Oostkust - Volume I : Suppleties - Volume II : Golvenanalyse, Eindwerk FTW - RUG.

2. CUR, Rijkswaterstaat en Delft Hydraulics (1987), Report 130 : Manual on artificial beach nourishment, CUR Gouda (ISBN 90 212 6078 6).

3 Dean R.G. en Yoo C.H. (1994), Beach nourishment in presence of seawall, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 120, No. 3, p. 302, ASCE - Discussion by Kraus C. and Hanson H. (1995), Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 121, No. 5, p. 272, ASCE.

4. Dobbelaere K. en Lheureux R. (1998), Fysisch modelleren van kustverdedigingssystemen voor de Belgische Kust : Situatie Knokke - Het Zoute, Eindwerk FTW - RUG.

5. Fredsoe J. en Deigaard R. (1992), Mechanics of coastal sediment transport, Advanced Series on Ocean Engineering, World Scientific Publishing Co. Singapore.

6. Hughes S.A. (1982), Movable bed modelling law for coastal dune erosion, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 109, No. 2, p. 164, ASCE.

7. Hughes S.A. (1993), Physical models and laboratory techniques in coastal engineering, Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 7, World Scientific Publishing Co. Singapore.

8. Ito M. en Tsuchiya Y. (1984), Scale-model relationship of beach profile, Proceedings ICCE 19, p. 1386, Houston - Texas (USA).

9. Ito M. en Tsuchiya Y. (1988), Reproduction models of beach change by storm waves, Proceedings ICCE 21, p. 1544, Malaga (Spanje).

10. Kajima R. en Shimizu T. (1982), Experiments on beach profile change with a large wave flume, Proceedings ICCE 18, p.1385, Cape Town (South Africa).

11. Kerckaert P., Roovers P.P.L., Noordam A. en De Candt P. (1986), Artificial beach re-nourishment on the Belgian East Coast, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 5, p. 560, september 1986, ASCE.

12. Kriebel D.L. en Dean R.G. (1984), Beach and dune response to severe storms, Proceedings ICCE 19, p.1584, Houston-Texas (USA).

13. Kriebel D.L., Dally W.R. en Dean R.G. (1986), Undistorted Froude Model for surf zone sediment transport, Proceedings ICCE 20, p. 1296, Taipei (Taiwan).

14. Magerman S. en Van De Voorde N. (1997), Kustverdediging voor de Vlaamse Kust - Zandsuppleties, Eindwerk FTW - RUG.

15. Mimura N., Otsuka Y. en Watanabe A. (1986), Laboratory study on two-dimensional beach transformation due to irregular waves, Proceedings ICCE 20, p. 1393, Taipei (Taiwan).

16. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, AWZ - Bestuur Havens (1993), Kust 2002- Deel 1 De zeewerende functie van de kust: stand van zaken.

17. Mulder J.P.M., Van de Kreeke J. en van Vessem P. (1994), Experimental shoreface nourishment (Terschelling, Nl.), Proceedings ICCE 24, p. 2886, Kobe (Japan).

18. Rogers W.E. en Work P.A. (1996), Mathematical and physical modelling of beach nourishment projects, Proceedings ICCE 25, p. 2941, Orlando (US).

19. Roovers P.P.L., Kerckaert P., Burgers A., Noordam A. en De Candt P. (1981), Beach protection as part of the harbour extension at Zeebrugge, Belgium, Proceedings PIANC-Congress XXV, p. 755, Edingburgh (Scotland).

20. Saville T. (1957), Scale effects in two dimensional beach studies, Transactions IAHR, 7th General Meeting, Paper A3-1/10.

21. Sayao O.J. en Nairn R.B. (1988), Physical modelling of beach erosion and littoral drift, Proceedings ICCE 21, p. 1818, Malaga (Spanje).

22. Van Noortwijk J.M. en Peerbolte E.B. (2000), Optimal sand nourishment decisions, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering Vol.126 No. 1, pp. 30-62, ASCE

23. Vellinga P. (1986), Beach and dune erosion during storm surges, Delft Hydraulics Communication No. 372.

24. Wang H., Tone T. en Dette H. (1990), Movable bed modelling criteria for beach profile response, Proceedings ICCE 22, p. 2566, Delft (Nederland).

25. Work P.A. en Roger W.E. (1998), Laboratory study of beach nourishment behavior, Journal of Water, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol. 124, No. 5, p. 229, September/October 1998, ASCE.

26. Wang X., Lin L. en Wang H. (1994), Scaling effects on beach response physical model, Proceedings ICCE 24, p. 154, Kobe (Japan).

BIJLAGE

Overzicht van de 2D-experimenten

Overzicht PROEVEN 2D-GLAZEN KANAAL WLB - SUPPLETIES

Aanleg	Datum	Suppl-vorm	NaamProef	Getijde	Tijregistr	Golf	Hs_w	Hs_mod	Bathymetrie	Golf Reg	Opmerking	
1	11/09/98	Suppletie1	KS1R01	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080		3 logs		
A	15/09/98	Suppletie1	KS1R02	Spring	OK-start?	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	4 logs		
	15-16/09/98	Suppletie1	KS1R03	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
	16/09/98	Suppletie1	KS1R04	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	16/09/98	Suppletie1	KS1R05	Storm (6h)	OK-start?	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	16-17/09/98	Suppletie1	KS1R06	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
B	21/09/98	Suppletie1	KS1R07	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	21/09/98	Suppletie1	KS1R08	Spring	Start-Stijg	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	4 logs	Probleem Tijpomp	
	21-22/09/98	Suppletie1	KS1R09	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
	22/09/98	Suppletie1	KS1R10	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	GEEN	Foute naamgeving	
	22-23/09/98	Suppletie1	KS1R11	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	GEEN	Foute naamgeving	
C	24/09/98	Suppletie1	KS1R12	Spring	OK	Monochr	1,60	0,064	OK-interp	GEEN	Versterking golf	Periode T = 1,0 s
	24-25/09/98	Suppletie1	KS1R13	6x Norm	OK	Monochr	1,25	0,050	OK-interp	GEEN	Versterking golf	Periode T = 0,8 s
	25/09/98	Suppletie1	KS1R14	Storm (6h)	OK-start?	Monochr	4,00	0,160	OK-interp	GEEN	Versterking golf	Periode T = 2,0 s
	25/09898	Suppletie1	KS1R15	Storm (6h)	OK	Monochr	4,00	0,160	OK-interp	2 logs		Periode T = 2,0 s
	25-26/09/98	Suppletie1	KS1R16	6x Norm	OK	Monochr	1,25	0,050	OK-interp	13 logs		Periode T = 0,8 s
A	2/10/98	Suppletie 2	KS2R01	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	2/10/98	Suppletie 2	KS2R02	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	4 logs		
	02-03/10/98	Suppletie 2	KS2R03	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
	6/10/98	Suppletie 2	KS2R04	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	06-07/10/98	Suppletie 2	KS2R05	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
B	13/10/98	Suppletie 2	KS2R06	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	4 logs		
	13-14/10/98	Suppletie 2	KS2R07	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		
	14/10/98	Suppletie 2	KS2R08	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	14/10/98	Suppletie 2	KS2R09	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	4 logs		
	14-15/10/98	Suppletie 2	KS2R10	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs		

A	21/10/98	Suppletie 1986	KS3R01	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	5 logs	
	21-22/10/98	Suppletie 1986	KS3R02	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
	22/10/98	Suppletie 1986	KS3R03	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
	22/10/98	Suppletie 1986	KS3R04	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
	22-23/10/98	Suppletie 1986	KS3R05	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
B	28/10/98	Suppletie 1986	KS3R06	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
	28/10/98	Suppletie 1986	KS3R07	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	5 logs	
	28-29/10/98	Suppletie 1986	KS3R08	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
	29/10/98	Suppletie 1986	KS3R09	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
	29-30/10/98	Suppletie 1986	KS3R10	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
C	5/11/98	Suppletie 1986	KS3R11	Storm (6h)	?	Jonswap	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	Limiet van golfschot
	5/11/98	Suppletie 1986	KS3R12	Spring	?	Jonswap	2,00	0,080	OK-interp	5 logs	
	05-06/11/98	Suppletie 1986	KS3R13	6x Norm	?	Jonswap	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
	6/11/98	Suppletie 1986	KS3R14	Storm (6h)	OK	Jonswap	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	Limiet van golfschot
	06-07/11/98	Suppletie 1986	KS3R15	6x Norm	OK	Jonswap	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
D	10-11/11/98	Suppletie 1986	KS3R16	6 x Spring	OK	Monochr	2,25	0,090	OK-interp	30 logs	Periode T = 1.0 s
	12/11/98	Suppletie 1986	KS3R17	Spring	OK	Monochr	2,50	0,100	OK-interp	5 logs	Periode T = 1.0 s
	12-13/11/98	Suppletie 1986	KS3R18	2 x Spring	OK	Monochr	3,00	0,120	OK-interp	10 logs	Periode T = 1.0 s
	13/11/98	Suppletie 1986	KS3R19	2 x Spring	OK	Monochr	3,00	0,120	OK-interp	10 logs	Periode T = 1.3 s
	13-14/11/98	Suppletie 1986	KS3R20	2 x Extra	OK	Monochr	3,00	0,120	OK-interp	10 logs	Periode T = 1.4 s
E	17-18/11/98	Suppletie 1986	KS3R21	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
		Suppletie 1986	KS3R22	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
		Suppletie 1986	KS3R23	6x Norm	OK	Pmspect	1,50	0,060	OK-interp	13 logs	
		Suppletie 1986	KS3R24	Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	5 logs	
	25/11/98	Suppletie 1986	KS3R25	Storm (6h)	OK	Pmspect	5,00	0,200	OK-interp	5 logs	
F	25-26/11/98	Suppletie 1986	KS3R26	6 x Extra	OK	Pmspect	2,50	0,100	OK-interp	30 logs	
	26-27/11/98	Suppletie 1986	KS3R27	6 x Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	30 logs	
	02-03/12/98	Suppletie 1986	KS3R28	10 x Spring	OK	Pmspect	2,00	0,080	OK-interp	51 logs	

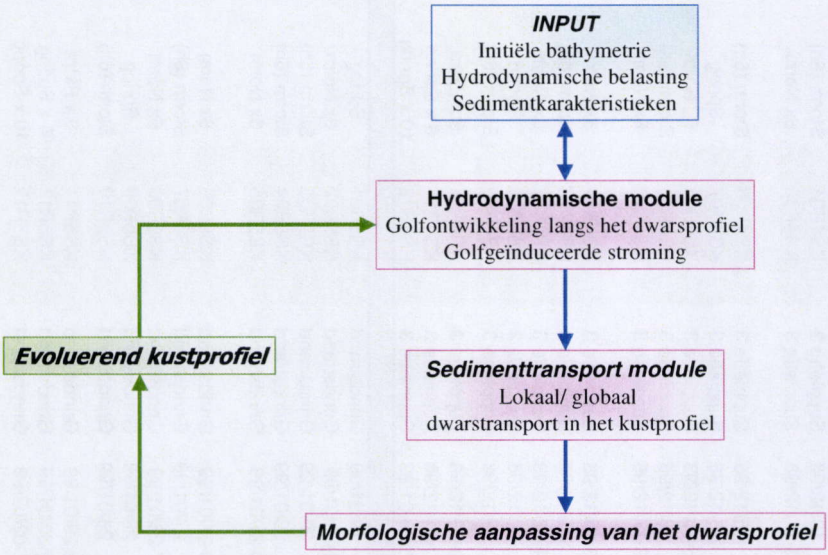
A	9/12/98	Suppletie 3	KS4R01	Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	5 logs	
	09-10/12/98	Suppletie 3	KS4R02	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
	10/12/98	Suppletie 3	KS4R03	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	10/12/98	Suppletie 3	KS4R04	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	10-11/12/98	Suppletie 3	KS4R05	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
B	15/12/98	Suppletie 3	KS4R06	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	15/12/98	Suppletie 3	KS4R07	Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	13 logs	
	15-16/12/98	Suppletie 3	KS4R08	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	5 logs	
	16/12/98	Suppletie 3	KS4R09	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	16-17/12/98	Suppletie 3	KS4R10	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
C	18-19/12/98	Suppletie 3	KS4R11	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	Volgorde testen ?
	21/12/98	Suppletie 3	KS4R12	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	21-22/12/98	Suppletie 3	KS4R13	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
	22/12/98	Suppletie 3	KS4R14	Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	5 logs	
	22/12/98	Suppletie 3	KS4R15	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
D	22-23/12/98	Suppletie 3	KS4R16	6 x Extra	OK	Pmspect	2.50	0.100	OK-interp	30 logs	
	23-24/12/98	Suppletie 3	KS4R17	6 x Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	30 logs	
	05-06/01/99	Suppletie 3	KS4R18	10 x Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	50 logs	
A	19/01/99	Grindstrand	KS5R01	Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	5 logs	
	19-20/01/99	Grindstrand	KS5R02	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
	20/01/99	Grindstrand	KS5R03	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	20/01/99	Grindstrand	KS5R04	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	20-21/01/99	Grindstrand	KS5R05	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
B	26-27/01/99	Grindstrand	KS5R06	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	GEEN	
	27/01/99	Grindstrand	KS5R07	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
	27-28/01/99	Grindstrand	KS5R08	6x Norm	OK	Pmspect	1.50	0.060	OK-interp	13 logs	
	28/01/99	Grindstrand	KS5R09	Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	5 logs	
	28/01/99	Grindstrand	KS5R10	Storm (6h)	OK	Pmspect	5.00	0.200	OK-interp	5 logs	
C	28-29/01/99	Grindstrand	KS5R11	6 x Extra	OK	Pmspect	2.50	0.100	OK-interp	30 logs	
	29-30/01/99	Grindstrand	KS5R12	6 x Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	30 logs	
	01-02/02/99	Grindstrand	KS5R13	10 x Spring	OK	Pmspect	2.00	0.080	OK-interp	50 logs	

HOOFDSTUK 6

NUMERIEKE DWARSTRANSPORTMODELLERING

6.1. INLEIDING

Zoals eerder aangeduid worden in dit werk geen nieuwe numerieke benaderingen uitgewerkt maar is gebruik gemaakt van bestaande software-pakketten om, naast de drie andere componenten (theoretische beschrijving van de fysische processen - laboratorium modelstudie - terreinmetingen), deze vierde benadering uit te werken. De mathematische vertolking van de kustprofielevolutie kan vanuit verschillende vertrekpunten ontwikkeld worden (cfr. Deel A - Hoofdstuk 2). De basismethodologie blijft in de meeste gevallen echter steeds dezelfde: vertrekkend van een aantal basisgegevens omtrent het kustprofiel en de heersende hydrodynamische belasting bepaalt de hydrodynamische module de impact op de bodem van het dwarsprofiel. Deze impact wordt dan vertaald in een effectieve sedimentmobiliteit die resulteert in een vervorming van de bathymetrie.



Figuur 1. Basisstructuur van een numeriek model voor dwarstransport

Vanuit ingenieursstandpunt blijven de zogenaamde "gesloten" dynamische modellen meer aangewezen dan de "open-kring" dynamische modellen. Immers, de expliciete inbouw van het uiteindelijk streven naar een asymptotische evenwichtstoestand van het kustprofiel verzekert tegelijk de rekenstabiliteit en de realistische transportontwikkeling in het gesloten dynamisch model, zodat lange-termijnprognoses met iets grotere zekerheid kunnen uitgewerkt worden.

Mede daardoor is in eerste instantie gekozen om het publiek beschikbare SBEACH-software pakket te gebruiken voor de mathematische simulaties van de dwarsprofielontwikkeling van de respectievelijke suppletieprofielen. "SBEACH" staat voor **S**torm-induced **BEA**ch **CH**ange en werd in een eerste fase ontwikkeld aan het CERC (Coastal Engineering Research Center van US Army Corps of Engineers) door M. Larson en N.C. Kraus ([18], 1989) als numeriek voorspellingsmodel van de kustprofielevolutie, met inbegrip van de vorming en beweging van morfologische eenheden als brekersbanken, strandbermen of -geulen. Daarnaast worden ook een aantal summiere simulaties met de LITPACK-software uitgevoerd. In tegenstelling tot SBEACH is LITPACK een deterministisch geöriënteerd model waar de ogenblikkelijke, fysische transportprocessen in een quasi-stationair tijdskader worden geplaatst. Dit software-pakket is vanuit het Danisch Hydraulics Institute ontwikkeld, voornamelijk om langstransportfenomenen en daarmee geassocieerde kustlijnevoluties te begroten. De parallelle inschakeling van een tweede numerieke benadering moet het oordeelkundig gebruik van dergelijke modellen op zich illustreren en tegelijk waarschuwen voor de gevoeligheden en afwijkingen in de computerresultaten. Door het naast elkaar gebruiken van twee computersimulaties voor een zelfde probleem kan de waarde van de individuele computerberekeningen en de algemene numerieke benadering beter ingeschat worden. Aldus kan deze derde benadering, naast de fysische schaalmodellering en de in-situ terreinwaarnemingen, in de juiste context geplaatst worden.

6.2. BASISMETHODOLOGIE VAN SBEACH

Het numerieke model SBEACH is gebaseerd op een reeks data van zowel laboratoriumtesten (in grote golfgoten) als terreinmetingen. Door initieel louter fysische modelstudies op ware grootte te gebruiken als empirische vertrekbasis zijn mogelijke verschalingsproblemen effectief uitgesloten. Een eerste dataset is verzameld bij de in 1956/1962 uitgevoerde experimenten door de US Army Corps of Engineers (Kraus et al. [17], 1988), terwijl de tweede reeks prototype-modelstudies de zogenaamde CRIEPI-experimenten

(Kajima et al. [16], 1982) betreft. Ondanks de prototype-benaderingen kunnen secundaire schaaleffecten niet volledig uitgesloten worden bij proeven in een laboratorium-golfgoot. Vandaar dat bij de empirische ontwikkeling van het numerieke model ook veldregistraties mee opgenomen zijn (Howd et al. [14], 1987 – Birkemeier et al. [1], 1988). De experimentele vaststelling dat vooral de korte, brekende golven gedurende singuliere stormgebeurtenissen de dominante oorzaak vormen voor kustprofielvariaties in de brandingszone is de fundamentele grondslag voor de opbouw van het model (Mimura et al. [22], 1986). Toch mag ook de impact van lange golven niet onderschat of vergeten worden. Vooral de opstuwing van het waterniveau kan een significante bijdrage tot het sedimenttransportproces (hoger in het kustprofiel gesitueerd) betekenen. Brekende golven worden als voornaamste oorzaak van transport aanzien in het oorspronkelijke opzet van de programma-ontwikkeling, waaruit nogmaals de prioriteit voor storm-respons wordt geïllustreerd. Een grondige analyse van alle beschikbare data vormt de basis voor het numerieke model : geometrische, sedimentologische en morfologische karakteristieken van het kustprofiel zijn gerelateerd aan hydrodynamische componenten. De sedimenttransportprocessen worden vanuit een macroscopische benadering uitgewerkt : de golfkarakteristieken, het effectieve waterpeil en de lokale bathymetrie bepalen rechtstreeks het ogenblikkelijke dwarstransport, zonder tussenkomst van een complex snelheidspatroon als fysische, aandrijvende kracht voor de sedimentmobiliteit in het dwarsprofiel. Immers, sedimentconcentratie in de brandingszone wordt rechtstreeks afhankelijk gesteld van de turbulentie, voornamelijk door het breken van de golven. Daardoor kan de potentiële sedimentmobiliteit dan ook in relatie gebracht worden met de golfenergiedissipatie.

Deze macroschaal-benadering vermijdt talrijke problemen bij het numeriek vertalen van de gedetailleerde en complexe interactie tussen beweging (snelheidsveld) en sedimenten (bodem-suspensieconcentratie). Het numerieke model bestaat uit drie berekeningsmodules die opeenvolgend worden doorlopen bij iedere tijdstap van de simulatie :

1. *Berekening van golfkarakteristieken over het dwarsprofiel*
2. *Begroting van het dwarstransport van de sedimenten*
3. *Aanpassing van het kustdwarsprofiel, als respons op bovenvermelde sedimentbeweging*

De golfenergiedistributie wordt gebruikt om direct het effectieve dwarstransport te berekenen, waarna het kustprofiel in overeenstemming met de berekende sedimentmobiliteit wordt aangepast. Deze aangepaste bathymetrie vormt dan de vertrekbasis voor een volgende tijdstap in de simulatie. De gedetailleerde beschrijving van bovenstaande, respectievelijke onderdelen van het numeriek pakket is hieronder verder uitgewerkt.

6.3. SIMULATIE VAN GOLFONTWIKKELING OVER HET DWARSPROFIEL

De aandrijvende kracht voor het sedimenttransport in het kustdwarsprofiel is natuurlijk de golfinslag, die principieel via een golfenergie-flux wordt omschreven in de numerieke benadering. Van diep water tot aan het brekerspunt worden golfkarakteristieken volgens de volledige vergelijkingen uit de lineaire golftheorie berekend (in tegenstelling tot de vaak toegepaste ondiepwater-golfbenadering). In de brandingszone, strandwaarts van het brekerspunt, berekent het zogenaamde "golf decay"-model (Dally et al [4], 1984) de verdeling van de golfenergie over het dwarsprofiel. De effectieve golfhoogte wordt op basis van de lineaire golftheorie afgeleid uit de begroting van de golfenergie-flux in het dwarsprofiel. De energiedissipatie in de brandingszone, als een gevolg van de door golfbreking geïnduceerde turbulentie, is proportioneel met de grootte van de afwijking ten opzichte van een stabiele energieflux bij een overeenstemmende waterdiepte (Horikawa et al. [13], 1966). Dit golfmodel laat toe dat golven na een initiële breking meer strandwaarts zich opnieuw gaan herstellen waardoor de turbulente golfenergiedissipatie verdwijnt en de golven verderop in het dwarsprofiel weer stabiel kunnen worden om achteraf opnieuw te breken.

Het golfmodel gebruikt volgende ééndimensionale vergelijking, die het behoud van golfenergieflux beschrijft in het dwarsprofiel.

$$\frac{d}{dx}(F\cos\theta) = \frac{\kappa}{h}(F - F_{st})$$

waarbij F = ogenblikkelijke golfenergieflux [Nm/m s]

$= E \cdot c_g$

met E = golfenergiedensiteit = $\frac{1}{8}\rho g H^2$ $[Nm/m^2]$

c_g = golfgroepsnelheid [m/s]

= n c (volgens lineaire Airy-golftheorie)

en c = golfsnelheid = $\frac{gT}{2\pi}\tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$

$$n = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{\frac{2\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}\right]$$

θ = hoek tussen loodrechte op de kust en de lokale bodemlijnen

h = lokale waterdiepte [m]

κ = empirische golfafname-coëfficiënt, controleert de graad van golfenergie-dissipatie in de brandingszone

F_{st} = stabiele energieflux, bepaalt de mate van energiedissipatie die nodig is om geen verdere dissipatie door turbulente breking te induceren eens de golfbreking effectief optreedt, zodat gebeurlijke golfreformatie kan optreden

$= E_{st} \cdot c_g$

met E_{st} = stabiele golfenergiedensiteit

$$= \frac{1}{8}\rho g H_{st}^2 \quad \text{en} \quad H_{st} = \text{ə}h$$

ə = empirische coëfficiënt

De twee empirische coëfficiënten uit het hier voorgestelde golfmodel worden op basis van de eerder vermelde experimentele gegevens (Kraus et al. [17], 1988 – Kajima et al. [16], 1982) voorlopig vastgelegd als : de golfafname-coëfficiënt $\kappa = 0.15$

de stabiele golfhoogteparameter ə = 0.40

Verdere evaluaties met andere experimentele data-reeksen tonen de variatie en gevoeligheid van bovengenoemde parameters, die verder effectief als kalibratiegegevens worden gebruikt bij de feitelijke verificatie van de numerieke simulaties voor de specifieke toepassing (Larson et al. [18], 1989).

Een scharnierpunt in de golfmodellering is de lokatie waar golven beginnen te breken, en waar de energiedissipatie door breking start of vanwaar de golfafname-coëfficiënt κ verschilt van nul. Een voorwaarde voor dit brekingsinitiatiepunt is empirisch vastgesteld, hoofdzakelijk op basis van experimentele prototype-data (Kajima et al. [16], 1982), als een relatie tussen de zogenaamde brekingsindex γ en de surf-gelijkvormigheidsparameter ξ.

$$\gamma = \frac{H_b}{h_b} = 1.14\,\xi^{0.21}$$

waarbij H_b = brekende golfhoogte [m]

h_b = brekerswaterdiepte [m]

$$\xi = \frac{\text{tg}\,\beta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} = \text{getal van Irribarren}$$

tg β = lokale bodemhelling (ter hoogte van breking)

H_0, L_0 = diepwatergolfkarakteristieken (golfhoogte, golflengte)

Ten slotte kan op basis van de algemene energie-flux vergelijking een uitdrukking voor de energiedissipatie bij golfbreking worden afgeleid. Deze golfenergiedissipatie wordt geassocieerd met de omzetting van turbulente, kinetische energie in warmte door energietransfer van grotere naar kleinere wervels binnenin de brekende golfomgeving. Per definitie kan de golfenergiedissipatie per eenheidsvolume berekend worden als :

$$Diss = \frac{1}{h}\left[\frac{d}{dx}(F\cos\theta)\right] = \frac{\kappa}{h^2}(\mathrm{F} - \mathrm{F}_{st})$$

6.4. BEGROTING VAN HET DWARSTRANSPORT

Zoals eerder reeds gemeld wordt het dwarse sedimenttransport begroot, rechtstreeks in relatie tot de golfkarakteristieken, de sedimentologische gegevens en de lokale kustprofielvorm. Het dwarse sedimenttransport wordt proportioneel verondersteld met de lokale golfenergiedissipatie per eenheidsvolume water over het kustprofiel. De directe relatie tussen golfagitatie en sedimentbeweging is afgeleid op basis van experimentele resultaten (zie hoger). Hierbij wordt vertrokken van het streven naar een uiteindelijke evenwichtstoestand, waarbij de sedimenten zodanig geredistribueerd zijn over het dwarsprofiel dat de invallende golfenergie gedissipeerd wordt zonder verdere significante nettosedimentbeweging. Dit streven naar een evenwicht is uiteindelijk de drijvende kracht bij de dwarstransport-ontwikkeling in het kustprofiel. Hoe dichter men het evenwichtsprofiel benadert, hoe trager de verdere progressie naar dat evenwicht toe zich ontwikkelt. Maximale transport-hoeveelheden komen precies ter hoogte van het brekingspunt voor.

Uit verificaties met de experimenten bleek dat een gemiddelde golfhoogte H_m gebruikt diende te worden bij de bepaling van de transportrichting, terwijl een significante golfhoogte H_s voor een betere benadering van het brekingspunt en de effectieve dwarstransporthoeveelheden zorgt. In een Rayleigh-distributie van onregelmatige golven zijn beide golfkarakteristieken als volgt gerelateerd : $H_m = 0.626\ H_s$.

Een eerste fase in de begroting van het dwarstransport in het kustprofiel beslaat de bepaling van de transportrichting. Ondanks mogelijke lokale omwisseling in richting wordt in deze macroscopische benadering een unidirectioneel dwarstransport over het volledige kustprofiel verondersteld. Het onderscheid in dwarstransportrichting wordt gemaakt op basis van het reeds eerder geciteerde Larson & Kraus-criterium (cfr. Deel A – Hoofdstuk 2):

$$\frac{H_0}{L_0} \leq 0.00070 \left(\frac{H_0}{wT}\right)^3 \qquad \rightarrow \qquad \text{erosie - zeewaarts transport}$$

$$\frac{H_0}{L_0} \geq 0.00070 \left(\frac{H_0}{wT}\right)^3 \qquad \rightarrow \qquad \text{aangroei - landwaarts transport}$$

De effectieve begroting van het dwarstransport over het kustprofiel gebeurt in vier onderscheiden gebieden van het dwarsprofiel, aangeduid met hun respectievelijke begin- en einddwarscoördinaten x:

Zone 1 : Van zeewaartse rand tot aan het brekingspunt ($x = x_b$)

In dit gebied wordt het eerder beperkte dwarstransport vooral bepaald door de dynamiek van de zandribbels op de bodem. Hoe dichter men het brekingspunt nadert, des te asymmetrischer wordt het golfbeeld en de geassocieerde snelheidsdistributie waardoor een maximale dwarstransportgraad bereikt wordt ter hoogte van het effectieve brekingspunt (= q_b).

De netto transportgraad in deze zone wordt dan ook als volgt vastgelegd :

$$q = q_b \, e^{-\lambda_1 (x - x_b)} \qquad [m^3/ms]$$

waarbij q_b = (maximale) transportgraad ter hoogte van het brekingspunt ($x = x_b$)

λ_1 = ruimtelijke spreidingsparameter [1/m]

$$= 0.40 \left(\frac{D_{50}}{H_b}\right)^{0.47} \quad \text{[empirisch bepaald]}$$

met D_{50} in mm en H_b in m

Zone 2 : Tussen het effectief brekingspunt ($x = x_b$) en het overstortpunt ($x = x_p$) van de invallende, brekende golf

Invallende golven lopen iets voorbij het initiële brekingspunt alvorens de volledige breking optreedt en de geassocieerde golfenergiedissipatie een maximale waarde bereikt (Jansen [15], 1986). Deze afstand beslaat precies de zogenaamde overslag van overstortende, brekende golven. Een kwantitatieve

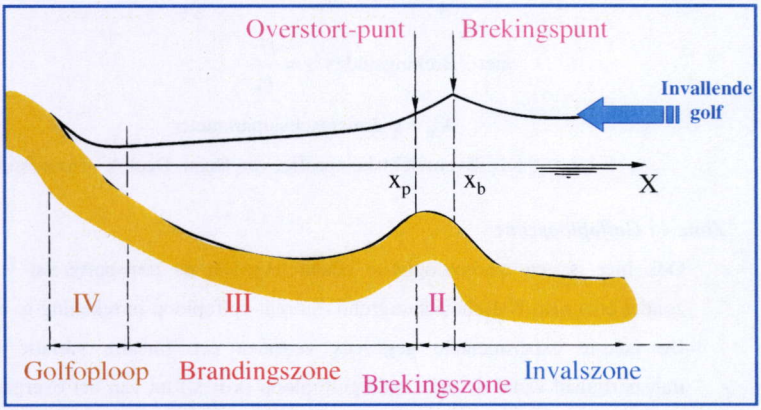
begroting van het dwarstransport in dit zeer beperkte gebied is, gezien het uiterst turbulente stromingspatroon, zeer moeilijk. Vanuit een macroscopische benadering wordt volgende netto transportgraad q voorgeschreven in zone 2 :

$$q = q_p \, e^{-\lambda_2 (x - x_p)} \qquad [m^3/ms]$$

waarbij q_p = transportgraad ter hoogte van het overstortpunt ($x = x_p$)

λ_2 = ruimtelijke spreidingsparameter [1/m]

= 0.20 à 0.25 λ_1



Figuur 2. Berekeningsgebieden in het dwarsprofiel

Zone 3 : Effectieve brandingszone

In dit gebied zijn de golven gebroken en produceren ze als dusdanig een zeer turbulente omgeving, waar sedimenten in suspensie gaan en dus beschikbaar komen voor transport. Daarom ook is het plausibel om de dwarstransportontwikkeling rechtstreeks te koppelen aan de golfenergiedissipatie in deze zone (Dally et al. [4], 1984). De netto transportgraad varieert proportioneel met de afwijking van de effectieve golfenergiedissipatie t.o.v. de zogenaamde evenwichts-golfenergiedissipatie. In deze benadering is nog een extra term toegevoegd om de lokale bodemhelling in rekening te brengen.

$$q = K\,(Diss - Diss_*) \quad \text{als } Diss \geq Diss_*$$

$$= 0 \quad \text{als } Diss < Diss_*$$

met K = empirische transportcoëfficiënt (Larson et al. [18], 1989)

$= 2.5 \times 10^{-7}\ m^4/N - 2.5 \times 10^{-6}\ m^4/N$

Diss = golfenergiedissipatie per eenheidsvolume [Nm/m^{3}s]

$$Diss_* = D_{eq} - \frac{\varepsilon}{K}\frac{dh}{dx}$$

waarbij ε = empirische transportcoëfficiënt ≈ 0.001-0.005 m²/s

$\frac{dh}{dx}$ = lokale bodemhelling

D_{eq} = evenwichtsgolfenergiedissipatie per eenheidsvolume

$$D_{eq} = \frac{5}{24}\rho g^{3/2}\gamma^2 A_{eq}^{3/2}$$

met Brekingsindex $\gamma = \frac{H_b}{h_b}$

A_{eq} = sedimentschaalparameter

(cfr. Evenwichtskustprofiel van Dean. Deel A - Hoofdstuk 2)

Zone 4 : Golfoploopzone

Ook hier is een macroscopische benadering van de transportgraad voorzien, zonder echt veel fysische achtergrond omtrent golfoploop in rekening te brengen. De meeste experimentele gegevens vertonen een lineaire variatie van de transportgraad vanaf de maximale golfoploop ($x = x_r$) tot aan het overgangspunt naar de effectieve brandingszone ($x = x_z$).

$$q = q_z\left(\frac{x - x_r}{x_z - x_r}\right) \qquad [m^3/ms]$$

6.5. DWARSPROFIELEVOLUTIE

De laatste fase in de numerieke modellering berekent de variatie van het kustprofiel op basis van het behoud van massa : $\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial x}$

Zowel aan de zeewaartse invalszijde (principe van sluitingsdiepte h_s) als bij de golfoplooplimiet op het strand wordt geen transport verondersteld als randvoorwaarde. Principieel vindt men dan volgend numeriek oplossingsschema terug (figuur 3).

- Vertrekkend vanaf de zeewaartse invalszijde worden de golfkarakteristieken met een expliciet eindige differentie-schema berekend in de opeenvolgende gridpunten.
- Een dubbel grid wordt gebruikt in de numerieke simulatie : enerzijds gridpunten in het midden van de cel (h-punt) en anderzijds gridpunten aan de randen van de rekencel (q-

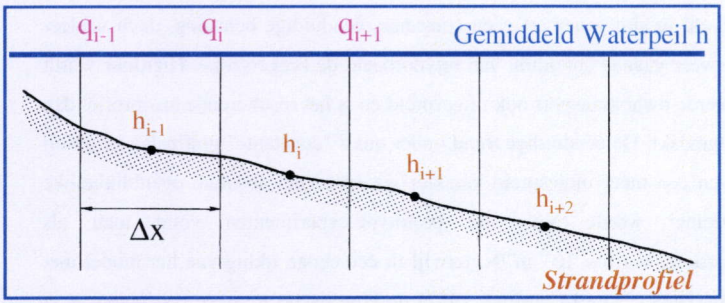
punt). In de h-punten van het dwarsprofiel worden volgende grootheden begroot : waterdiepte h, de stabiele golfenergieflux F_{st} en de golfenergiedissipatie Diss. In de q-randpunten worden naast de netto transportgraad q ook de lokale golfhoogte H, de golflengte L, de groepssnelheid c_g en de golfenergieflux F berekend.

- Voor de modellering van golfkarakteristieken wordt, in plaats van de exacte bodem, een uitgemiddelde bathymetrie gebruikt. Immers, de respons van invallende golven met de lokale bathymetrie spreidt zich uit over een zekere afstand omdat fenomenen als shoaling, refractie en breking een zekere (reactie)tijd nodig hebben om zich te ontwikkelen. De uitvlakking van de bodem gebeurt over een dwarse afstand van $\Delta x = 3\ H_b$.
- Op basis van de berekende golfhoogtedistributie over het dwarsprofiel worden, voor de beschouwde tijdstap van de simulatie, de onderscheiden zones voor de dwarstransportberekening vastgelegd.
- De dwarstransportberekening start in de brandingszone waarbij de nettotransportgraad q gerelateerd wordt aan de reeds gekende golfenergiedissipatie Diss. Eens de dwarstransportberekeningen tot aan de respectievelijke randen van deze zone zijn ontwikkeld gebeurt de verdere begroting van de netto transportgraad q in de andere zones vrij makkelijk. Een zogenaamde 3 punts-filter middelt mogelijke discontinuïteiten bij overgang tussen de respectievelijke transportzones uit, zodat een meer realistische, uitgevlakte verdeling van het dwarstransport over het kustprofiel bekomen wordt.

$$q'_i = 0.25\ q_{i-1} + 0.50\ q_i + 0.25\ q_{i+1}$$

- In de discretizatie van massabehoudsvergelijking worden dan de laatste twee tijdopnamen (k en k+1) van de lokale transportgraad q gebruikt om de effectieve evolutie in lokale waterdiepte (of het bodempeil) te begroten.

$$\frac{h_i^{k+1} - h_i^k}{\Delta t} = \frac{1}{2}\left[\frac{\left(q_{i+1}^{k+1} - q_i^{k+1}\right)}{\Delta x} + \frac{\left(q_{i+1}^{k} - q_i^{k}\right)}{\Delta x}\right]$$



Figuur 3. Oplossingsschema in het kustdwarsprofiel

6.6. SENSITIVITEITSANALYSE VAN HET SBEACH-MODEL

Bij de beschrijving van het numerieke model zijn een aantal empirische parameters naar voren gekomen. De respectievelijke impact van elk van deze grootheden op het uiteindelijke resultaat (de kustprofielevolutie) wordt nagegaan om aldus de gevoeligheid van de simulatie voor een "geschikte" keuze van deze empirische parameters te valideren.

a) De empirische transportcoëfficiënt K bepaalt de responstijd van een kustprofiel. Een grote K-waarde impliceert een snelle reactie van het dwarsprofiel, zodat vlugger het uiteindelijk evenwicht wordt bereikt. De tweede empirische transportcoëfficiënt ε beschrijft de impact van de lokale bodemhelling : een kleine ε-waarde betekent een steilere evenwichtshelling en dus minder sedimentbeweging in het dwarsprofiel. Op korte termijn is de profielontwikkeling vrij gelijklopend doch bij langere termijn-simulaties speelt de ε-parameter uiteindelijk wel een significante rol.

b) De empirische coëfficiënten uit het golfmodel beïnvloeden rechtstreeks het golfbeeld in de brandingszone en dus onrechtstreeks ook het dwarstransport, precies aangedreven door deze golven, in het dwarsprofiel. Een kleinere κ-waarde induceert een meer verspreide golfenergiedissipatie, waardoor de golven langer hun energiepotentieel behouden en dus hoger in het dwarsprofiel actief blijven. Een grote waarde van de empirische coëfficiënt $\ni$ in de uitdrukking voor de stabiele golfenergiedensiteit betekent een vlakker evenwichtsdwarsprofiel, waardoor meer én langer bodemmateriaal dient getransporteerd te worden voor een evenwicht wordt bereikt.

c) Een algemene vaststelling bij de initiële kalibratie van het numerieke model wees op een substantiële vermindering van de empirische transportcoëfficiënt K bij veldmetingen, in vergelijking met prototype-proeven onder laboratoriumcondities. Het random golfveld in situ genereert geen constante, éénduidige belasting, doch veeleer een heen en weer gaande spreiding van bijvoorbeeld de brekerszone. Hierdoor wordt het geassocieerde dwarstransport ook uitgespreid en is het resulterende kustprofiel dan ook meer uitgevlakt. De éénduidige trend onder quasi "constante" golfinslag krijgt bij random-golven een meer uitgespreid karakter waardoor het absolute ogenblikkelijke transport kleiner wordt. Voor de prototype-experimenten vond men als kalibratiewaarde $K = 1.6 \times 10^{-6}$ m^4/N, terwijl in een eerste ijking van het model met veldmetingen (Duck, Noord-Carolina, 1982) de empirische transportcoëfficiënt K =

0.7 x 10^{-6} m^4/N was. Door de expliciete inbouw van een random-golfveld en een nieuwe kalibratie met andere terreingegevens vond men nu K = 2.0 x 10^{-6} m^4/N. Deze onregelmatige spreiding in het invallende golfpatroon wordt in het model gegenereerd door de ingegeven golfhoogte volgens een bepaald percentage rond zijn initiële waarde te laten variëren.

Op basis van bovenvermelde ontwikkelingsfasen van het numerieke model kunnen volgende toepassingen met voldoende betrouwbaarheid gesimuleerd worden door SBEACH :

- Langstransportfenomenen zijn verwaarloosbaar zodat geen interactie met het dwarstransport voorkomt.
- Brekende golven en variërende waterniveaus zijn de voornaamste drijvende krachten voor het dwarstransport in het kustprofiel, de brandingszone is het voornaamste werkingsgebied voor het model.
- Een uniform en centraal verdeeld zanderig bodemprofiel met een gemiddelde korreldiameter in het bereik van D_{50} = 0.10 - 2.00 mm beschrijft het optimale toepassingsgebied.

De verdere ontwikkeling van het SBEACH-model kan zich toeleggen op volgende onderzoeksgebieden :

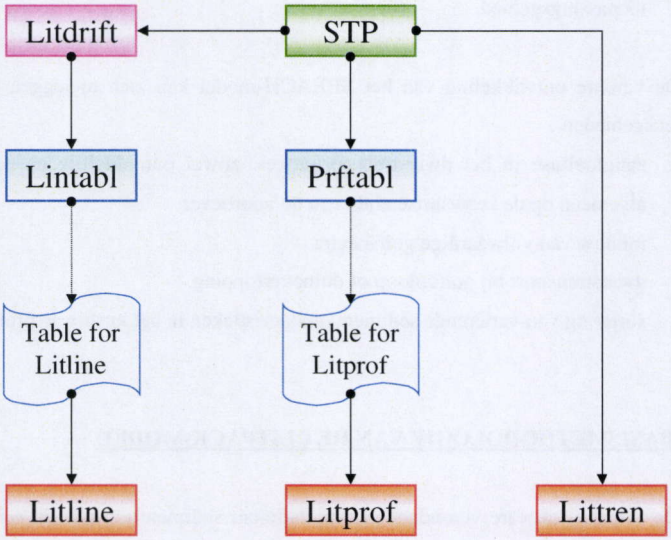
- aangroeifase in het dwarstransportproces, zowel onmiddellijk na een storm als algemeen op de zeewaartse zijde van de vooroever
- inbouw van volwaardige golfspectra
- dwarstransport bij golfoploop of duinovertopping
- sortering van variërende sedimentkarakteristieken in het kustdwarsprofiel

6.7. BASISMETHODOLOGIE VAN HET LITPACK-MODEL

De Litpack-software veronderstelt een stationair sedimenttransport in een uitgestrekt, uniform kustgebied. Binnen elke simulatie is er dus geen tijdsvariatie van het sedimenttransportgebeuren mogelijk. Het basisprogramma berekent het ogenblikkelijke niet-cohesieve sedimenttransport onder de gecombineerde werking van golven en stromingen. Een geschikte schakeling van opeenvolgende berekeningen laat een simulatie van een tijdsevolutie

toe. Fundamenteel bestaat het numerieke pakket LITPACK uit 4 toepassingsmodules en 1 basis-transportmodule:

- STP is de basismodule waarbinnen het ogenblikkelijk niet-cohesieve sedimenttransport onder de gecombineerde impact van golven en stromingen wordt berekend via een deterministische oplossing van de verticale diffusievergelijking, over de volledige golfperiode geïntegreerd.
- LITTREN berekent de specifieke sedimenttransportontwikkeling nabij een lokale verdieping (bvb. een vaargeul of zandwinningsplaats) onder dezelfde golf- en stromingsimpact.
- LITDRIFT valideert het totale langstransport over een kustprofiel als resultaat van alle ruimtelijke STP-berekeningen over dat dwarsprofiel.
- LITLINE beschouwt de evolutie van de kustlijn onder impact van de boven-vermelde langstransportgradiënten over een bepaalde kustzone.
- De LITPROF-module wordt hierna iets meer in detail beschreven.



Figuur 4. Opbouw van LITPACK-softwarepakket

6.8. DE BASISMODULE "STP"

De eigenlijke berekening van het ogenblikkelijke sedimenttransport, als basis voor de verdere simulaties in de LITPACK-modules, gebeurt binnen een deterministisch model. De beschrijving vertrekt van het turbulente golf-stromingsgrenslagen model (Fredsoe [8], 1984) waarbij de turbulente interactie in de bodemgrenslaag gerelateerd wordt aan de bedschuifspanningen en de wervelviscositeit. De grenslaag wordt opgesplitst in twee zones :

- Dicht tegen de bodem, binnen de golfgrenslaag, variëren de sedimentconcentraties en de turbulente diffusie samen met de turbulentie en de schuifspanningen over een golfperiode.
- Buiten de golfgrenslaag wordt de gemiddelde stroming door een traditioneel logaritmisch profiel beschreven. De belangrijke turbulentie in de eigenlijke golfgrenslaag vertraagt deze gemiddelde stroomsnelheid zodat niet de natuurlijke bedruwheid k_b maar een schijnbare golfruwheid k_{bw} wordt gebruikt in de beschrijving van het snelheidsprofiel in deze zone.

Fundamenteel zijn twee golftheorieën (Stokes theorie - Vocoïdale golven) beschikbaar om de golfgeïnduceerde stroomsnelheden te bepalen. De variatie van de golfkarakteristieken langs het dwarsprofiel wordt bepaald door het behoud van een constante golfenergieflux (zeewaarts van het brekerspunt) of een empirisch bepaalde afname van de golfenergie bij het ontwikkelen van de golfbreking (Hedegaard et al. [11], 1991).

Buiten de brandingszone (in dieper water) treedt sedimenttransport onder niet brekende golfcondities op als een gevolg van

- asymmetrische golforbitaalbewegingen nabij de bodem
- de zogenaamde Lagrange-drift waarbij de waterdeeltjes geen perfect gesloten traject afleggen binnen de golforbitaalbeweging
- resulterende stroming in de turbulente bodemnabije grenslaag (Longuet-Higgins et al. [21], 1962)

In de brandingszone is de bodemnabije stroming zeewaarts gericht ter compensatie van de netto strandwaartse waterbeweging in de oppervlaktelagen van de brekende golven (cfr. Deel A - Hoofdstuk 2). Deze sterke onderstroom is de drijvende kracht voor het zeewaartse sedimenttransport in deze zone van het dwarsprofiel (Svendsen [26], 1984).

Op basis van bovenvermelde beschouwingen en theoretische benaderingen wordt een ogenblikkelijk snelheidsprofiel bepaald, dat de feitelijke aandrijvende kracht (de schuifspanning en de geassocieerde wrijvingssnelheid u_*) voor de verdere berekening van het sedimenttransport definieert. Het totale sedimenttransport q wordt effectief opgesplitst in bodemtransport q_b en zwevend transport q_s.

Het bodemtransport q_b correspondeert rechtstreeks met de ogenblikkelijke bodem-schuifspanning onder gecombineerde golf- en stromingsimpact (Engelund et al. [7], 1976) :

$$q_b = \Phi_b \sqrt{(s-1)\, g\, D_{50}^3}$$

waarbij Φ_b = dimensieloos bodemtransport

$$= 5p\,(\sqrt{Fr_*} - 0.7\sqrt{Fr_{*,cr}})$$

met $$Fr_* = \frac{u_*^2}{(s-1)\, g\, D_{50}}$$

= dimensieloos Froude mobiliteitsgetal

= densimetrisch Froudegetal (cfr. Deel B - Hfst. 2)

u_* = schuifspanningssnelheid [m/s]

p = waarschijnlijkheidsparameter, kans dat alle sedimentdeeltjes van een laag bewegen

$Fr_{*,cr}$ = kritische waarde dimensieloos Froude mobiliteitsgetal

$s = \frac{\rho_s}{\rho}$ = relatieve densiteit = 2.65 (voor kwartszanden)

Het suspensietransport q_s, uitgemiddeld over een volledige golfperiode, is het product van de lokale, ogenblikkelijke sedimentconcentratie C met de geassocieerde stroomsnelheid U.

$$q_s = \frac{1}{T}\int_0^T \int_{z_{ref}}^h C\,U\,dz\,dt$$

De verticale turbulente diffusievergelijking bepaalt de lokale, ogenblikkelijke sedimentconcentratie, waarbij op een referentiepeil $z_{ref} = 2\,D_{50}$ een bodemconcentratie C_b de bodem-randvoorwaarde vastlegt.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}\left(\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial z}\right) + w\frac{\partial C}{\partial z}$$

waarbij ε_s = turbulente diffusiecoëfficiënt, gelijkgesteld aan de turbulente wervel-

viscositeit van de stroming

w = bezinkingssnelheid van de beschouwde bodemsedimenten

z = verticale coördinaat (0 aan de bodem)

Bijkomende aspecten zoals ribbelvorming, onderstroom en Lagrange-drift kunnen als uitbreiding in de berekening van het zwevend transport worden ingevoerd. Ook de door de brekende golven geïnduceerde golfenergiedissipatie en extra turbulentie-ontwikkeling worden expliciet opgenomen in de berekening (Deigaard et al. [5], 1986).

6.9. DWARSPROFIELMODELLERING MET "LITPROF"

De module LITPROF brengt alle relevante sedimenttransportberekeningen samen om aldus een tijdsevolutie in de vorming van een kustdwarsprofiel samen te stellen. Inderdaad, alle (deterministische) lokale en ogenblikkelijke sedimenttransportberekeningen worden in het hierboven beschreven STP-programma uitgevoerd. LITPROF verzamelt, voor opeenvolgende tijdstappen, het netto sedimenttransport en de geassociëerde bodemvariaties langsheen het dwarsprofiel onder de ogenblikkelijke hydrodynamische impact (golf - stroming - waterpeil).

Om een dergelijke simulatie sneller te laten lopen worden een reeks waarden van de lokale sedimenttransporthoeveelheden q op voorhand berekend (met de STP-module) voor een a priori vastgelegd werkgebied van hydrodynamische condities. Bij de eigenlijke LITPROF-berekeningen worden de feitelijke sedimenttransporthoeveelheden louter geïnterpoleerd uit de eerder opgestelde tabellen in het zogenaamde PRFTABL-programma. Zo vermijdt men de voortdurende uitwisseling tussen beide modules. Het werkgebied voor de hydrodynamische gegevens wordt bepaald door :

- de waterdiepte h
- de verhouding golfhoogte H/waterdiepte h
- de bodemhelling S
- de golfhoogtegradiënt $\frac{dH}{dz}$
- een reductiefactor (Buhr-Hansen [2], 1991) om de ontwikkeling van de brekende golven in de brandingszone te beschrijven

De eigenlijke variatie van het dwarsprofiel wordt ook hier door een continuïteitsvergelijking over het profiel beschreven :

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{1-n}\frac{\partial q}{\partial x}$$

waarbij z = lokale bodempeil

n = porositeit

q = lokale dwarstransporthoeveelheid

met q = 0 ter hoogte van de kustlijn

Een expliciet eindig differentieschema (Lax-Wendroff) lost bovenvermelde vergelijking numeriek op. Toch is eerst een dubbele aanpassing van de naakte, deterministische berekeningen nodig. In eerste instantie worden de berekende sedimenttransporthoeveelheden uitgemiddeld over een zekere dwarsafstand L_n om lokale extremen over een bepaalde strook van het dwarsprofiel uit te strijken.

$$q_{ini} = \frac{1}{(L_n / dx)} \sum_{j=1}^{L_n / dx} q_j$$

Deze uitmiddelingsafstand L_n vormt een eerste empirische aanpassing van de fundamenteel deterministische benadering. Omdat fysisch gezien het sedimenttransport niet ogenblikkelijk en lokaal kan reageren op de variërende hydrodynamica, maar effectief een zekere responstijd nodig heeft, is een transformatie van de berekende sedimenttransporthoeveelheden voorzien vooraleer de effectieve dwarsprofielvariatie wordt berekend. Deze responsfunctie wordt, identiek als bij het uitmiddelen, bekomen als :

$$\frac{\partial q_{eff}}{\partial x} = \frac{q_{ini} - q_{eff}}{L_{re}}$$

waarbij q_{eff} = effectief sedimenttransport

q_{ini} = initieel berekend (uitgemiddeld) sedimenttransport

L_{re} = responslengte = $n_2 h$ (n_2 = kalibratieparameter)

Ook deze responslengte vormt een ijkingsfactor voor de uitgewerkte numerieke berekeningen. Beide afstanden L_n en L_{re} hebben aldus een significante invloed op de gesimuleerde morfologische evolutie. Hoe korter deze lengte-parameters, hoe explicieter brekersbanken en strandbermen zich ontwikkelen in het kustprofiel. Immers, de beperkte afstand waarover de sedimenttransportbeweging wordt uitgemiddeld en uitgespreid (responstijd) veroorzaakt veel grotere gradiënten in de discrete sedimenttransporthoeveelheden langsheen het dwarsprofiel.

De responsfunctie veroorzaakt een verschuiving tussen de brekingslokatie en de plaats in het profiel waar maximale sedimenttransporthoeveelheden voorkomen (Hedegaard et al. [11], 1991). Ook de effectieve golfenergie-afname in de brandingszone speelt een belangrijke rol bij de ontwikkeling van het kustdwarsprofiel. De onderstroom groeit naarmate het verlies aan golfenergie sneller gebeurt. Als de invallende golf zeer snel na het initiële breken haar energie verliest, wordt een hoge, steile brekersbank gevormd. Bij een meer geleidelijke afname wordt de golfenergie over een groter gebied gelijkmatiger verspreid waardoor de gevonden brekersbank zich lager en minder uitgesproken ontwikkelt. Ten slotte biedt de inbouw van sedimenttransportbeweging (meestal strandwaarts gericht) onder niet-brekende golven de mogelijkheid om gebeurlijk strandherstel bij een rustig golfklimaat te simuleren.

Opnieuw wordt op basis van bovenvermelde omschrijving een ideaal toepassingsgebied van LITPROF-simulaties aangeduid (Hedegaard et al. [12], 1992) :

- Louter loodrecht op de kust invallende golven induceren enkel dwarstransport in het kustprofiel, zonder enige impact van langstransportfenomenen.
- Ondanks de mogelijkheid om in de basisrekenmodule STP een zekere bodemgradatie te simuleren blijft de simulatie met LITPROF beperkt tot een uniforme, niet-cohesieve zeebodem.
- Het pakket verzorgt een heuristische transformatie van de gedetailleerde, deterministische bepaling van het lokale, ogenblikkelijke sedimenttransport onder gecombineerde golf- en stromingsimpact naar een ruimtelijk kader (kustdwarsprofiel) en een tijdsdomein (evolutie).
- De mogelijkheid tot inbouw van vaste constructies (zoals onderwatergolfbrekers) in het kustdwarsprofiel opent perspectieven voor ruimere applicaties dan louter profiel- of suppletiestabiliteitsberekeningen.

6.10. REFERENTIES

1. Birkemeier W.A., Savage R.J. en Leffler M.W. (1988), A collection of storm erosion field data, Miscellaneous Paper CERC-88-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

2. Buhr-Hansen J. (1991), Air entrainment in surf zone waves, Proceedings of COPEDEC III, Mombasa, Kenya, pp. 1357-1371.

3. Dally W.R. en Dean R.W. (1984) Suspended sediment transport and beach profile evolution, J of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 110, No. 1, pp.15-33, ASCE.

4. Dally W.R., Dean R.G. en Dalrymple R.A. (1984) A model for breaker decay on beaches, Proceedings ICCE 19, pp. 82-98, ASCE.

5. Deigaard R., Fredsøe J., Broker en Hedegaard I. (1986), Mathematical model for littoral drift, J of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 3, pp. 351-369, ASCE.

6. Deigaard R., Fredsøe J., Hedegaard I.B., Zyserman J.A. en Anderson O.H. (1988), Littoral drift model for natural environments, Proceedings ICCE 21, pp. 1603-1617, Malaga (Spanje), ASCE.

7. Engelund F. en Fredsøe J. (1976), A sediment transport model for straight alluvial channels, Nordic Hydrology No. 7, pp. 293-306.

8. Fredsøe J. (1984), The turbulent boundary layer in combined wave current motion, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. HY8, pp. 1103-1120, ASCE.

9. Galvin C.J. (1969), Breaker travel and choice of design wave height, J. of Waterways and Harbors Division, Vol. 95, No. 2, pp. 175-200, ASCE.

10. Hanson H. (1989), Genesis - a generalized shoreline change numerical model, J. of Coastal Research, Vol. 5, No. 1, pp. 1-27.

11. Hedegaard I.B., Deigaard R. en Fredsøe J. (1991), Onshore/offshore sediment transport and morphological modelling of coastal profiles, Proceedings Coastal Sediment '91, ASCE.

12. Hedegaard I.B., Roelvink J.A., Southgate H., Pechon P., Nicholson J. en Hamm L. (1992), Intercomparison of coastal profile models, Proceedings ICCE 23, pp. 2108-2121, ASCE.

13. Horikawa K. en Kuo C. (1966), A study on wave transformation inside the surf zone, Proceedings ICCE 10, pp. 217-233, ASCE.

14. Howd P.A. en Birkemeier W.A. (1987), Beach and nearshore survey data : 1981-1984 CERC Field Research Facility, Technical report CERC-87-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

15. Jansen, P.C.M. (1986), Laboratory observations of the kinematics in the aerated region of breaking waves, Coastal Engineering, Vol. 9, pp. 453-477, Elsevier Science BV, Amsterdam.

16. Kajima R., Shimizu T., Maruyama K. en Saito S. (1982), Experiments of beach profile change with a large wave flume, Proceedings ICCE 18, pp. 1385-1404, ASCE.

17. Kraus N.C. en Larson M. (1988), Beach profile change measured in the tank for large waves, 1956-1957 and 1962, Technical report CERC-88-6, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

18. Larson M. en Kraus N.C. (1989), SBEACH : Numerical model for simulating storm-induced beach change, report 1 : theory and model foundation, Technical report CERC-89-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.

19. Larson M., Kraus N.C. en Wise R.A. (1999), Equilibrium beach profiles under breaking and non-breaking waves, Coastal Engineering No. 36, pp. 59-85, Elsevier Science BV, Amsterdam.

20. Larson M., Kraus N.C. en Sunamura T. (1988), Beach profile change : morphology, transport rate and numerical simulation, Proceedings ICCE 21, pp. 1295-1309, ASCE.

21. Longuet-Higgins M.S. en Stewart R.W. (1962), Radiation stress and mass transport in gravity waves with application to 'surf beats', J. of Fluid Mechanics, Vol. 13, pp. 481-504.

22. Mimura N., Otsuka Y. en Watanabe A. (1986), Laboratory study on two-dimensional beach transformation due to irregular waves, Proceedings ICCE 20, pp. 1393-1406, ASCE.

23. Saville T. (1957), Scale effects in two-dimensional beach studies, Transactions from the 7th General Meeting of the International Association of Hydraulic Research, Vol. 1, pp. A3-1-A3-10.

24. Skou A., Hedegaard I.B., Fredspe J. en Deigaard R. (1991), Applications of mathematical models for coastal sediment transport and coastline development, Proceedings of COPEDEC III, Mombasa, Kenya, pp. 227-236.

25. Svendsen I.A., Madsen P.A. en Buhr Hansen J. (1978), Wave characteristics in the surf zone, Proceedings ICCE 14, pp. 520-539, ASCE.

26. Svendsen I.A. (1984), Mass flux and undertow in a surfzone, Coastal Engineering Vol. 8, Nr. 4, pp. 347-366, Elsevier Science BV, Amsterdam.

27. Zyserman J. en Fredspe J. (1994), Data analysis of bed concentration of suspended sediment, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 9, pp. 1021-1042, ASCE.

HOOFDSTUK 7

MATHEMATISCHE SIMULATIE VAN DE DWARSPROFIEL-ONTWIKKELING

7.1. INLEIDING

De numerieke simulaties met "SBEACH" worden op twee niveaus getoetst : enerzijds zijn de 2D-modelproeven in de golfgoot gebruikt om het effectieve dwarstransport-mechanisme over het kustprofiel te verifiëren en anderzijds dienen de halfjaarlijkse terreinwaarnemingen langs de Belgische Oostkust als de ultieme verificatie van het computermodel als praktisch ontwerp- en beleidsinstrument. Probleem bij deze laatste vergelijking is de eerder genoemde lange termijn (≈ 6 maanden) tussen twee bathymetrie-opnamen, waardoor de numerieke simulatie een langetermijnevolutie eerder dan een kortetermijn (storm)-impact beschouwt. Het softwarepakket "SBEACH" is immers vooral georiënteerd naar singuliere, kortetermijnrespons van het kustdwarsprofiel onder hydrodynamische belasting. Verdere analyse dient de toepasbaarheid van het computermodel nader te valideren.

7.2. VERGELIJKING MET DE FYSISCHE EXPERIMENTEN IN DE 2D-GOLFGOOT

In een eerste fase van de numerieke berekeningen is aan de hand van een vergelijking met de schaalmodelresultaten een parameterstudie uitgevoerd om de kalibratie van het "SBEACH"-model uit te werken. Het gebruikte referentie-dwarsprofiel is opnieuw de suppletievorm van 1986 in het onderzoeksgebied voor de Belgische Oostkust. De numerieke SBEACH-simulaties zijn uitgevoerd in werkelijke dimensies en worden vergeleken met de geometrisch verschaalde registraties uit het fysisch schaalmodel en de effectieve terrein-waarnemingen. Principieel worden drie ijkingsparameters naar voren geschoven in dit computerpakket (cfr. Deel B – Hoofdstuk 6) :

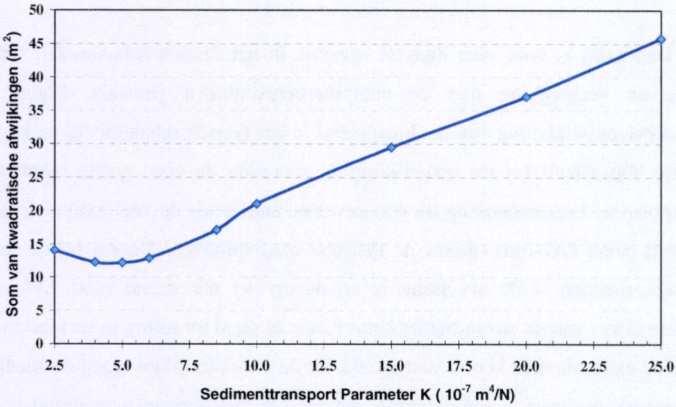
- κ-waarde = golfenergiedissipatiefactor = 0.10

  Deze parameter blijkt op zich weinig impact op het vervormde kustdwarsprofiel te hebben. Kleinere κ-waarden staan voor minder snelle energiedissipatie in de brandingszone waardoor de golfimpact in de brandingszone iets groter wordt. Op de vooroever (vorming brekersbank) is er nauwelijks een afwijking tussen de verschillende simulaties wanneer de κ-waarde varieert van 0.1 naar 0.5.

- ε-waarde = empirische transportcoëfficiënt = 0.005 m²/s

  Ook hier is de invloed op het algemene transportbeeld over het kustprofiel vrij beperkt. Kleinere waarden voor ε (= 0.001 m²/s) induceren meer expliciete, afzonderlijke bank- en bermvormen over het dwarsprofiel. Deze scherpere profielontwikkeling leunt dichter aan bij de ontwikkeling van het kustprofiel onder regelmatige, gecontroleerde golfinslag bij een meestal constante waterhoogte zoals tijdens traditionele laboratoriumproeven. De hier beschreven reeks fysische experimenten is echter uitgevoerd met een Pierson-Moskowitz golfspectrum onder verticale tijvariatie en resulteert dan ook in een meer uitgevlakt kustdwarsprofiel, zoals in werkelijkheid.

- K = transportcoëfficiënt = 5.0 x 10^{-7} m^4/N



Figuur 1. Kwadratische afwijking tussen berekend kustprofiel en geregistreerd modelprofiel voor reeks transportcoëfficiënten K

Deze parameter is duidelijk de meest significante ijkingskarakteristiek van het numerieke model SBEACH. De K-waarde is rechtstreeks gerelateerd aan de hoeveelheid sedimenttransport in het dwarsprofiel. Met deze graad van zandbeweging

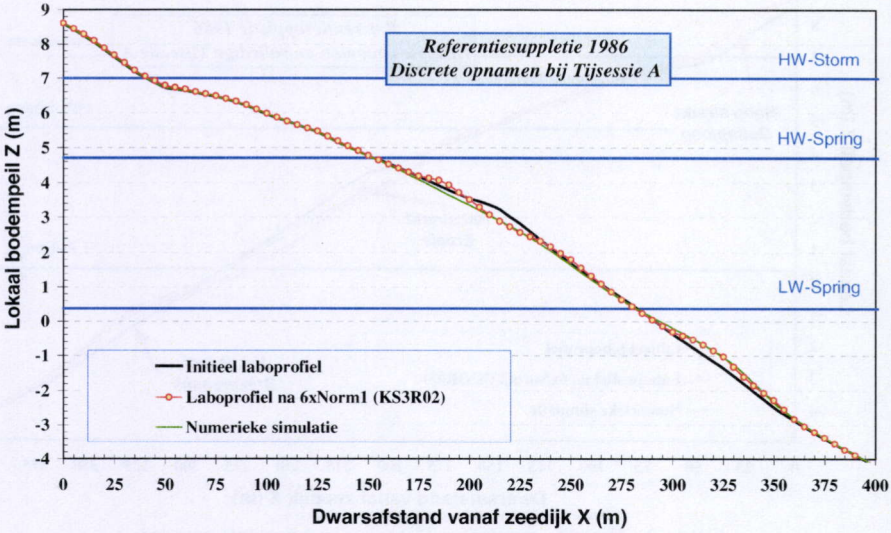
over het kustprofiel hangt natuurlijk ook rechtstreeks de vorming en verdere ontwikkeling van brekersbanken op de vooroever samen. De optimale waarde voor de transportcoëfficiënt K wordt bekomen door uit een reeks identieke simulaties (zelfde hydrodynamische belasting, initieel dwarsprofiel, sedimentkarakteristieken en andere modelparameters zoals ε, κ, minimale diepte brandingszone, ...) deze berekening te nemen waarbij de som van kwadratische afwijkingen tussen de numerieke simulatie en het corresponderende fysisch modelresultaat voor de referentiesuppletie 1986 minimaal wordt.

Voor het referentieprofiel (suppletie '86) is de eerder gedefinieerde hydrodynamische belasting vastgelegd in 3 tijsessies voor PM-golfspectra (cfr. Deel B - Hoofdstuk 4).

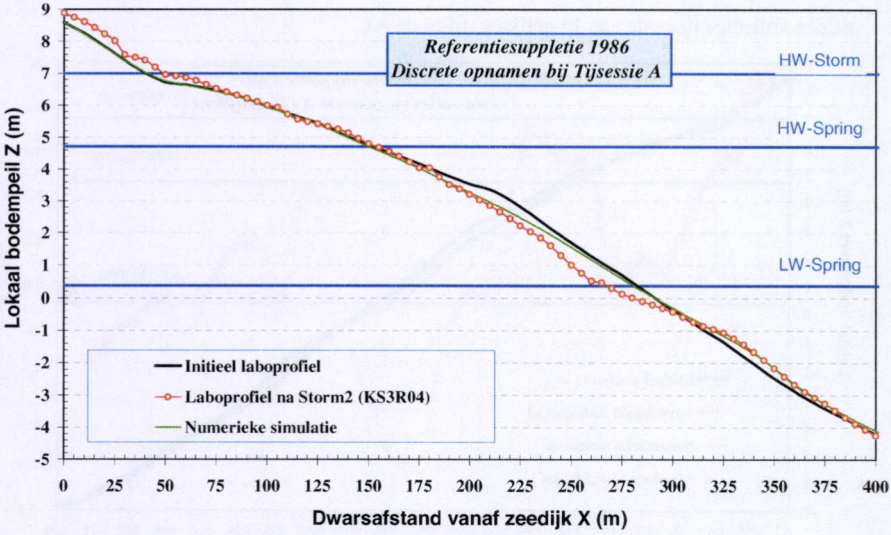
- Tijsessie A = springtij + 6x normale getijden + stormtij + stormtij + 6x normale getijden
- Tijsessie B = stormtij + springtij + 6x normale getijden + stormtij + 6x normale getijden
- Tijsessie C = 6x normale getijden + stormtij + 6x normale getijden + springtij + stormtij
  gevolgd door Tijsessie F = 6x extreem springtij + (6 + 10) x springtij

Voor elke volledige tijsessie is bij de respectievelijke K-parameter van de betreffende numerieke simulatie de som van de kwadratische afwijkingen t.o.v. de corresponderende modelproeven berekend. Figuur 1 toont een typisch verloop van de berekende afwijking en bepaalt aldus de optimale kalibratiewaarde voor K.

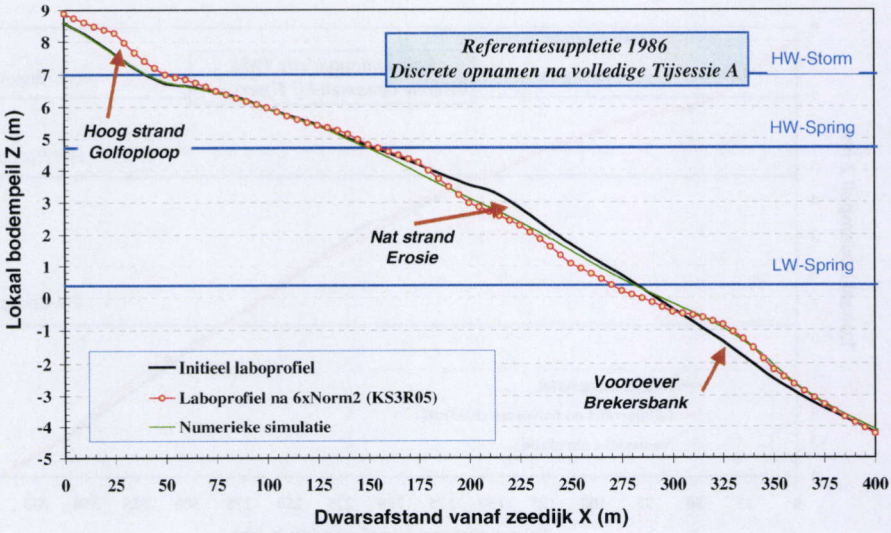
Daarnaast is voor elke discrete opname in het fysisch schaalmodel ook een visuele controle en vergelijking met de computerberekeningen gemaakt. Figuur 2 toont de progressieve ontwikkeling van het kustprofiel in het fysisch schaalmodel en bij de numerieke simulatie. Opvallend bij de vergelijking is enerzijds de zeer goede overeenkomst in de vorming van de brekersbank op de vooroever en anderzijds de veel explicietere erosie op het nat strand (rond LW-lijn) tijdens de fysische modelproeven. Vooral bij de respectievelijke 100-jarige stormen is de afwijking in erosie op het nat strand rond LW vrij groot: het singuliere effect van de stormimpact komt niet echt goed tot uiting in de numerieke simulatie. Tijdens de experimenten is ook vastgesteld dat de golfoploop (tot tegen de zeedijk bij de 100-jarige storm) resulteert in een afzetting van zand op het hooggelegen strand voor de zeedijk. Dit zand is precies afkomstig van de turbulente strook ter hoogte van de brekende golven op het nat strand, waardoor de erosie in de fysische experimenten hier dan ook hoger is. De numerieke simulatie daarentegen vertoont geen sedimentatie door golfoploop op het hogergelegen strand. De resulterende strandhelling in de computerberekeningen komt gemiddeld echter zeer goed overeen met de geregistreerde profielhelling in het schaalmodel.



Figuur 2a. Discrete opname na 1ste reeks van 6 normale getijden

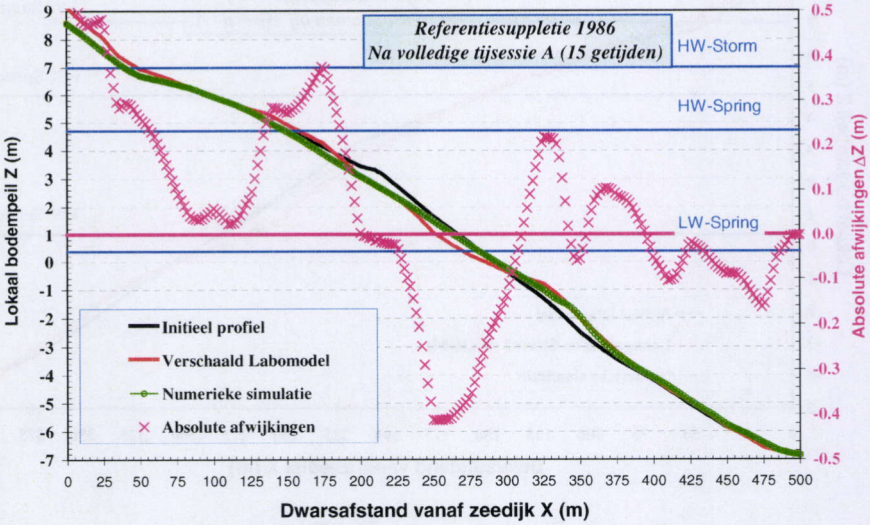


Figuur 2b. Discrete opname na 2de 100-jarige storm



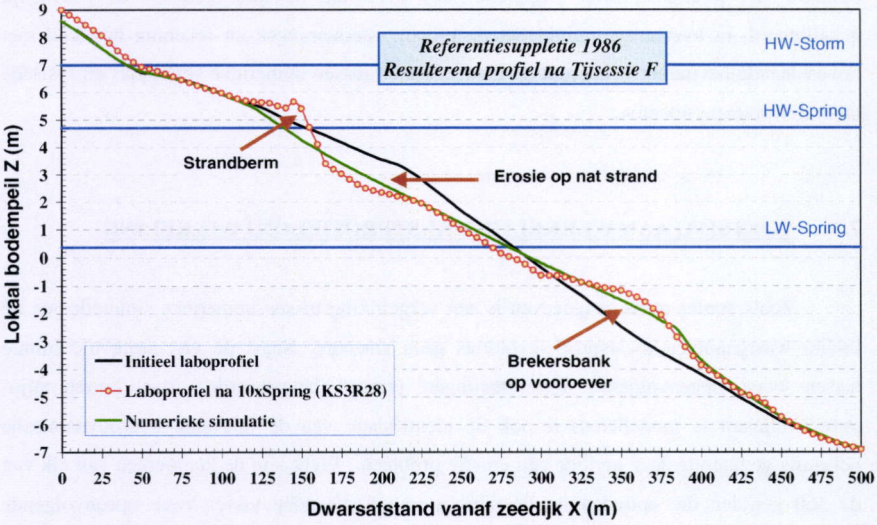
Figuur 2c. Discrete opname na 2de reeks van 6 normale getijden

Figuur 3 toont de resulterende absolute afwijkingen tussen de geometrisch verschaalde registraties uit het fysische laboratoriummodel en de corresponderende numerieke simulatie na een volledige tijsessie van 15 getijden (tijsessie A).



Figuur 3. Resulterend profiel na volledige tijsessie - Absolute afwijkingen

Een volgende stap in de numerieke berekeningen met SBEACH is de simulatie van de 22 extra getijden als vervolg op de 15 getijden van tijsessie C (tijsessie F) zoals ook uitgevoerd tijdens de fysische laboratoriumproeven, als overgang naar de langetermijn-ontwikkeling tussen twee opeenvolgende terreinmetingen. Bij deze simulatie valt duidelijk op dat de uitgesproken afwijkingen tussen labomodel en numerieke SBEACH-berekening ter hoogte van de LW-lijn veel meer uitgevlakt worden. De brekersbank, de vooroeverhelling en de resulterende helling (en erosie) van het nat strand zijn in zeer goede overeenstemming met elkaar. Figuur 4 toont echter ook de vorming van een strandberm ter hoogte van de HW-lijn in de fysische experimenten, terwijl in de numerieke simulatie een louter progressieve (landwaartse) erosie op het nat strand wordt vastgesteld. Opnieuw kan de golfoploop een mogelijke verklaring vormen voor deze afwijking. Algemeen echter blijft de numerieke simulatie zeer goed de ontwikkeling van het dwarsprofiel, zoals geregistreerd in het fysisch schaalmodel, volgen. Deze tussenstap sterkt ons in de overtuiging dat ook lange-termijnevoluties met succes gesimuleerd zullen worden met SBEACH.



Figuur 4. Vergelijking fysisch-numeriek model na volledige Tijsessie E+F (15 + 22 getijden)

Bovenstaande beschouwingen illustreren duidelijk de mogelijkheden van het SBEACH-pakket om de dwarstransportontwikkeling in het beschouwde referentieprofiel (suppletie 1986) zeer goed weer te geven. De vorming van de brekersbank en de resulterende

helling van het nat strand uit de numerieke simulaties zijn nagenoeg perfect in overeenstemming met de vaststellingen in het fysisch schaalmodel. De afwijkingen in erosiegraad op het nat strand en de vorming van een strandberm worden verklaard door de golfoploop in het 2D-model (golfspectra) welke niet in die mate in het numeriek model gesimuleerd is. Toch kan hier gesteld worden dat de SBEACH- software er zeker in slaagt de dwarstransportontwikkeling (met de geëigende kalibratieparameter voor de transport-coëfficiënt K) over een kustprofiel, zoals waargenomen in een fysisch schaalmodel, zeer goed weer te geven.

Vooraleer de andere suppletievormen te betrekken in deze numerieke simulaties wordt een verdere toetsing aan de terreinmetingen uitgevoerd. Deze halfjaarlijkse bathymetrie-opnamen vormen immers het uiteindelijke referentiekader waarbinnen de ontwikkeling van de respectievelijke suppletievormen dient geplaatst te worden. Enkel binnen dit kader kan de finale vergelijking tussen de suppleties verder uitgewerkt worden. Daarom ook wordt opnieuw het referentieprofiel (suppletie '86) in eerste instantie getoetst en gebeurlijk gekalibreerd, in overeenstemming met de in-situ waarnemingen en rekening houdend met bovenstaande bevindingen omtrent de overeenkomst tussen numerieke simulaties en fysische laboratoriumexperimenten.

7.3. TOETSING AAN WERKELIJKE KUSTPROFIELONTWIKKELING

Zoals eerder reeds aangegeven is een vergelijking tussen numerieke simulaties en de in-situ waargenomen dwarsprofielevoluties geen sinecure. Naast de vrij grote tijdsruimte tussen twee opeenvolgende terreinmetingen (eerder langetermijn-, dan kortetermijn-ontwikkelingen te modelleren) is ook de identificatie van de relevante hydrodynamische belasting gedurende deze periode een ernstig probleem. Welk zijn de kenmerken van elk van de 360 getijden die optreden in die periode van 6 maanden tussen twee opeenvolgende bathymetrie-opnamen? Hoe significant is de exacte kennis van verticale tijvariatie, golfklimaat of singuliere stormfenomenen? Vanuit praktisch oogpunt is het immers onbegonnen werk en zoals later blijkt ook economisch niet verantwoord om elk afzonderlijk getij te karakteriseren en in te voeren als hydrodynamische belasting in de numerieke simulatie. Veeleer aangewezen is de zoektocht naar een representatieve getijdegroep die een significante hydrodynamische impact op het dwarsprofiel vertegenwoordigt. Twee perioden

zijn hier expliciet uitgewerkt: een eerste tijdreeks loopt vanaf de aanleg/registratie van de suppletie voor Knokke-Zoute (voorjaar 1986), over de eerste terreinmeting in het najaar 1986, tot en met het voorjaar 1987 en vertegenwoordigt de initiële respons van het nieuw aangelegde suppletieprofiel op de hydrodynamische omgeving. Een tweede periode is gekozen tussen voorjaar 1989 en voorjaar 1990, precies omdat in de winterperiode van 1990 (februari/maart) een aantal significante stormevenementen voorkomen (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4). De ontwikkeling van het dwarsprofiel onder deze singuliere stormen, geplaatst in een ruimere tijdsbenadering, vormt de aanzet tot deze bijkomende kalibratie/verificatie-simulatie.

Een uitgebreide reeks getijdesessies (samengesteld uit de hieronder weergegeven basis-getijden) is getoetst als significante hydrodynamische belasting voor de respectievelijke simulatieperiodes. De absolute samenstelling van de hydrodynamische belasting voor de beschouwde werkelijke opname-perioden op zich is niet volledig te reconstrueren. Daarom wordt een synthetische, representatieve belasting samengesteld. Er is als dusdanig dan ook geen verdere rechtstreekse relatie tot de werkelijkheid; behalve dat onder de hier gedefinieerde hydrodynamische belasting het kustdwarsprofiel in het computermodel zich in overeenstemming met de werkelijkheid ontwikkelt. Op basis van zowel kwalitatieve als kwantitatieve analyses en vergelijkingen met de beschikbare terreinmetingen van zowel het verticaal tij, de golfkarakteristieken als de resulterende bathymetrie-opnamen is uiteindelijk de meest representatieve hydrodynamica voor de twee synthese-perioden gedistilleerd:

- Periode 1 = 1 jaar tussen voorjaar 1986 en voorjaar 1987
  = 720 getijden (12 maanden – 360 dagen) samengesteld uit :
  - 8 opeenvolgende tijblokken c
  - 1 singulier tijblok a (wintermaand)
  - 3 afsluitende tijblokken c
- Periode 2 = 1 jaar tussen voorjaar 1989 en voorjaar 1990
  = 720 getijden (12 maanden – 360 dagen) samengesteld uit :
  - 2 opeenvolgende tijblokken c
  - 1 singulier tijblok a
  - 5 opeenvolgende tijblokken c
  - 1 singulier tijblok a (najaarsstorm '89)
  - 1 singulier tijblok c
  - 1 singulier tijblok b (voorjaarsstorm februari/maart '90)
  - 1 singulier tijblok c

Dergelijke opsplitsing in de respectievelijke tijblokken a, b en c van 60 getijden (30 dagen = 1 maand) laat toe de numerieke simulatie op discrete tijdstippen te controleren, analyseren en gebeurlijk te manipuleren (zie verder). De maandelijkse simulatie van de dwarstransportontwikkeling onder de discrete tijblokken a, b of c behoudt tegelijk ook een concrete voeling met de werkelijkheid. De samenstellende basisgetijden voor de respectievelijke tijblokken zijn hieronder in detail weergegeven.

Tijsessie I = 15 getijden, identiek aan de proefsessies tijdens de fysische modelstudies

1 x stormtij (H_s = 5.00 m – PM – T_p = 11.18 s)
1 x springtij (H_s = 2.00 m – PM – T_p = 7.07 s)
6 x normaal getij (H_s = 1.50 m – PM – T_p = 6.12 s)
1 x stormtij (H_s = 5.00 m – PM – T_p = 11.18 s)
6 x normaal getij (H_s = 1.50 m – PM – T_p = 6.12 s)

Tijsessie II = 15 getijden met nomale golfimpact

2 x normaal getij (H_s = 1.25 m – PM – T_p = 5.59 s)
2 x normaal getij (H_s = 1.00 m – PM – T_p = 5.00 s)
1 x dood getij (H_s = 0.80 m – PM – T_p = 4.47 s)
2 x normaal getij (H_s = 1.00 m – PM – T_p = 5.00 s)
2 x normaal getij (H_s = 1.25 m – PM – T_p = 5.59 s)
1 x springtij (H_s = 1.50 m – PM – T_p = 6.12 s)
2 x normaal getij (H_s = 1.00 m – PM – T_p = 5.00 s)
2 x normaal getij (H_s = 1.25 m – PM – T_p = 5.59 s)
1 x springtij (H_s = 1.50 m – PM – T_p = 6.12 s)

Tijsessie III = 15 getijden met rustig golfklimaat (golfhoogte is factor 1.60 kleiner gekozen)

2 x normaal getij (H_s = 0.780 m – PM – T_p = 4.42 s)
2 x normaal getij (H_s = 0.625 m – PM – T_p = 3.95 s)
1 x dood getij (H_s = 0.500 m – PM – T_p = 3.54 s)
2 x normaal getij (H_s = 0.625 m – PM – T_p = 3.95 s)
2 x normaal getij (H_s = 0.780 m – PM – T_p = 4.42 s)
1 x springtij (H_s = 0.940 m – PM – T_p = 4.84 s)
2 x normaal getij (H_s = 0.625 m – PM – T_p = 3.95 s)
2 x normaal getij (H_s = 0.781 m – PM – T_p = 4.42 s)
1 x springtij (H_s = 0.940 m – PM – T_p = 4.84 s)

Bovenvermelde basisblokken van tijsessies worden samengesteld tot de respectievelijke drie tijblokken van 60 getijden (≈ 1 maand) als basiskader voor de verdere numerieke simulaties :

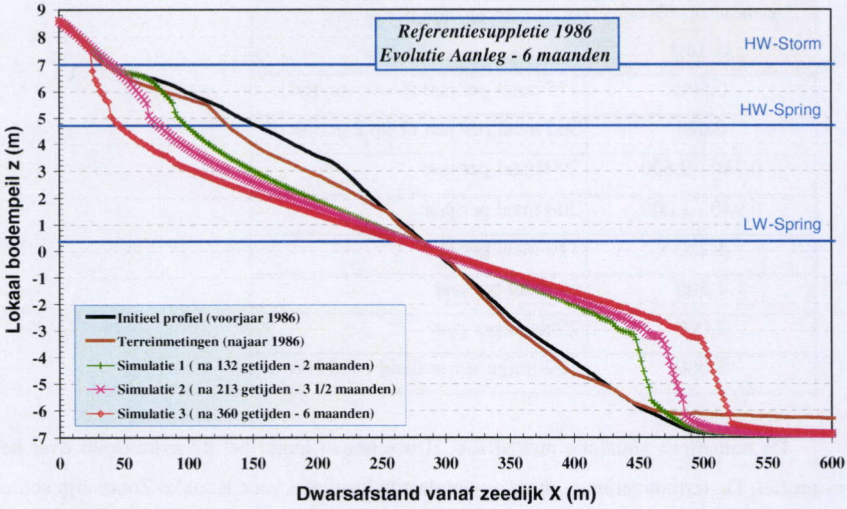
Tijblok a = 4 x Tijsessie II na mekaar = "60 springnormgetijden"
Tijblok b = 2 x [Tijsessie II + Tijsessie I] = "60 stormgetijden"
Tijblok c = 4 x Tijsessie III na mekaar = "60 basisgetijden"

Om de gebruikte golfkarakteristieken te situeren binnen het waargenomen golfbeeld in het onderzoeksgebied (registraties "Bol van Heist", zoals vermeld in de Atlas van Hydro- en meteowaarnemingen voor de Vlaamse kust 1977-1986) is hieronder voor elke significante golfhoogte H_s de voorkomingsfrequentie over een volledig getij van 12 uren weergegeven.

Significante Golfhoogte H_s (m)	Berekende Frequentie
0.500	475 maal per jaar (65 % van tijd)
0.625	365 maal per jaar (1 op 2 getijden)
0.780 - 0.800	290 maal per jaar
0.940 - 1.000	200 maal per jaar
1.250	110 maal per jaar
1.500	65 maal per jaar
2.000	20 maal per jaar
5.000	100-jarige storm 6 uur rond HW

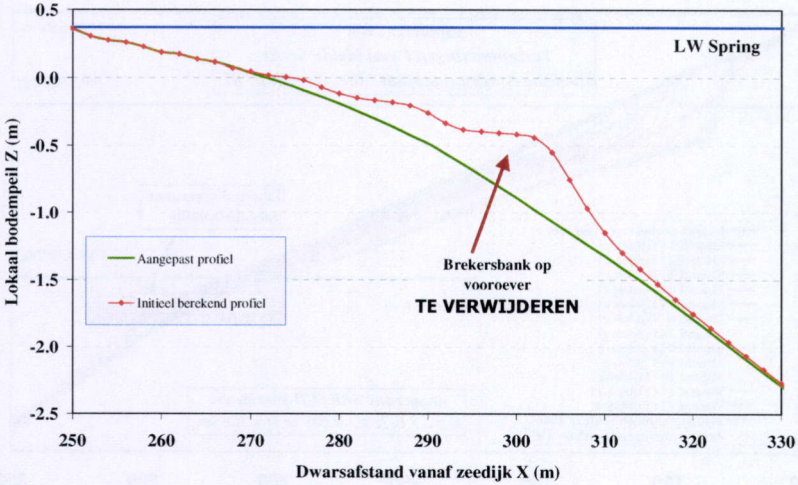
De numerieke simulatie met SBEACH beschouwt louter het dwarstransport over het kustprofiel. De terreinmetingen in de gesimuleerde kustzone voor Knokke-Zoute zijn echter een resulterend beeld van twee ruimtelijke effecten : het dwarstransport en het langstransport onder invloed van de getijstromingen. Zoals reeds meerdere malen aangehaald treedt naast het zee- en strandwaartse transport, voornamelijk onder invloed van golfimpact, ook een zeer belangrijke laterale translatie van sedimenten op, meer zeewaarts in de lokale tijgeul. In deze Appelzak-tijgeul wordt de op de vooroever gevormde brekersbank aldus lateraal weggevoerd door de langse tijstroming. Hierdoor bereikt het kustdwarsprofiel nooit een evenwichtsvorm en blijft de stranderosie structureel aanwezig. Bovenstaande transportmechanismen zijn niet opgenomen in de numerieke simulatie. Een bijkomende manipulatie van de berekende kustprofielen is nodig om deze reële ontwikkeling in het computerwerk te integreren. Daartoe is na elke discrete tijblok (periode van 60 getijden = 1 maand) het resulterende dwarsprofiel bijgewerkt naar een volgend initieel profiel voor de verdere simulatie. Eerdere berekeningen met SBEACH, waarbij geen manipulatie van het vervormd kustprofiel is gebeurd, tonen duidelijk aan dat een scharnierpunt in de ontwikkeling van het dwarsprofiel kan geïdentificeerd worden (figuur 5). Dit overslagpunt situeert zich voor het suppletieprofiel 1986 rond het snijpunt van de LW-lijn met het dwarsprofiel. Rond het scharnierpunt (X = 290 m) ontwikkelt zich de dwarse uitwisseling van sedimenten over het profiel: vanaf het nat

strand worden sedimenten gemobiliseerd onder de turbulente actie van de brekende golven (erosie) om via de sterke onderstroom naar de zeewaartse vooroever te worden verplaatst. Hier sedimenteren de zanddeeltjes tot een brekersbank. De langse tijstroming in de Appelzakgeul voert de aldus opgebouwde brekersbank lateraal af, weg uit het betreffende dwarsprofiel.



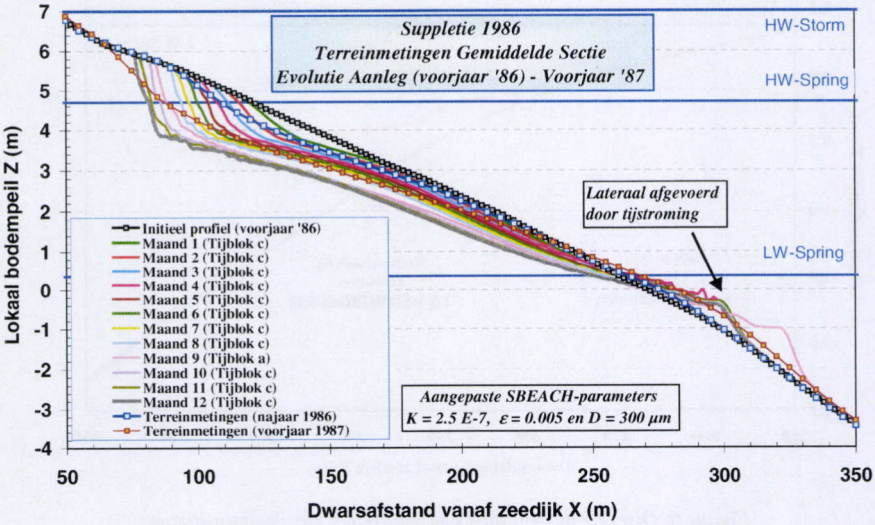
Figuur 5. Niet-gecorrigeerde numerieke simulatie - Preliminaire SBEACH-berekening

Om deze continue wisselwerking tussen dwarstransport en laterale sedimentbeweging in de beschouwde kustzone voor Knokke-Zoute ook in de numerieke simulatie te integreren is volgende manipulatie vooropgesteld. De tijscenario's in de basisblokken van 60 getijden (zie hogervermelde tijblokken a, b of c) blijven behouden, maar na elke discrete numerieke simulatie van een dergelijk tijblok wordt het resulterend dwarsprofiel aangepast zodat de op de vooroever afgezette brekersbank steeds verdwijnt. Immers, het lateraal afvoeren van de sedimentafzettingen op de strandwaartse flank van de tijgeul (zoals effectief in werkelijkheid gebeurt door de langse tijstromingen) kan in een discontinue vorm ook in de numerieke simulatie uitgewerkt worden : na elk tijblok wordt het zeewaarts gedeelte vanaf de vooroever in het oorspronkelijke profiel hersteld in zijn initiële vorm, zoals weergegeven in figuur 6.

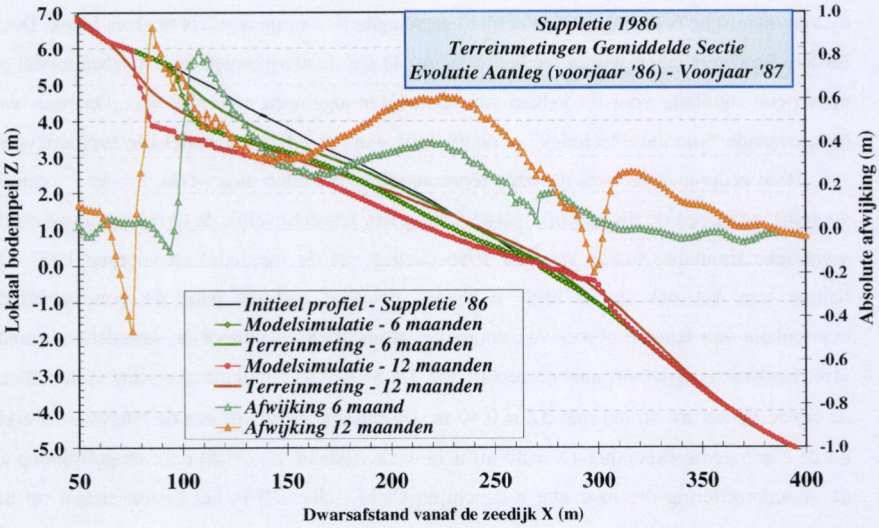


Figuur 6. Discrete manipulatie van berekende kustdwarsprofielen

Op basis van bovenstaande manipulatietechniek is een definitieve reeks computerberekeningen uitgevoerd waarbij de transportparameter $K = 2.5 \times 10^{-7}$ m^4/N is gesteld, precies omdat de mobiliteit van het zand in werkelijkheid onder de synthetische hydrodynamische belasting met de eerder vastgelegde K-waarde nog iets té groot bleek. Doch eerdere beschouwingen wezen reeds uit (figuur 1) dat de afwijkingen tussen schaalmodel en numerieke simulatie voor dit gebied van K-waarden algemeen minimaal was. Op basis van bovenstaande "simulatie-techniek" is de evolutie van het referentieprofiel (de suppletievorm van 1986) gedurende de twee gekozen representatieve perioden uitgewerkt. Figuur 7 toont de vergelijking tussen de dwarsprofielontwikkeling van respectievelijk de terreinmetingen en de numerieke simulaties tussen voorjaar 1986 (aanleg van de suppletie) en voorjaar 1987. De helling van het nat strand blijft nagenoeg constant, precies door de bovenvermelde manipulatie van laterale afvoer van vooroeversedimentatie, waardoor de stranderosie steeds meer landwaarts opschuift naar de zeedijk toe. De SBEACH-simulatie overschat systematisch de erosie op het nat strand met $\Delta Z = 0.40$ m. De scherpe erosieklif aan de landwaartse zijde uit de computerberekeningen ($X = 80$ m) is in werkelijkheid uitgevlakt door de golfoploop en de strandprofilering die naar alle waarschijnlijkheid (telkens?) in het tussenseizoen op het recreatieve strandgedeelte is gebeurd.

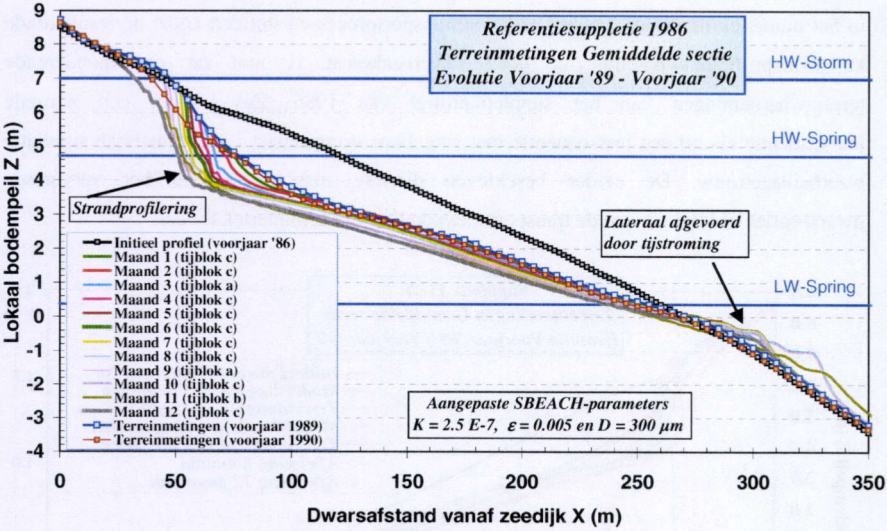


Figuur 7. Evolutie referentiesuppletie '86 Voorjaar '86 - Voorjaar '87 (terrein - computer)



Figuur 8. Absolute afwijking tussen de terreinwaarnemingen en de numerieke simulatie voor de periode Voorjaar 1986 - Voorjaar 1987

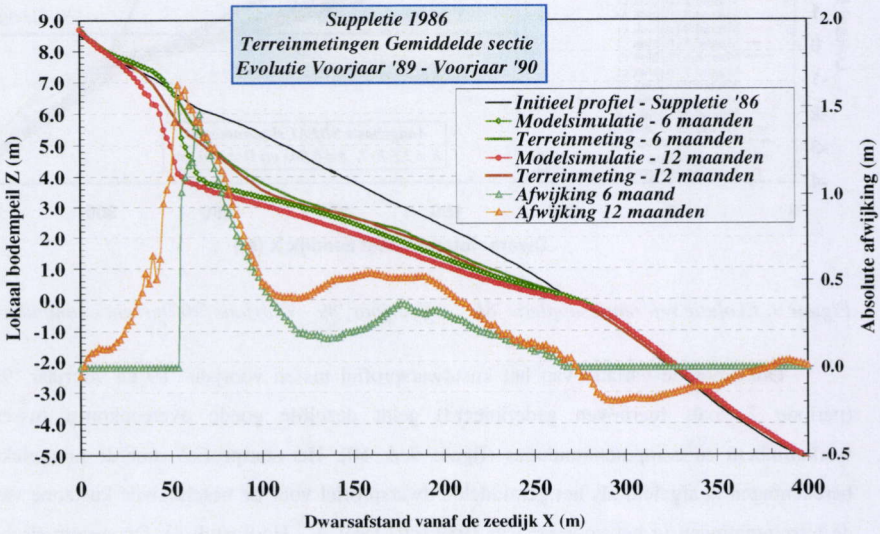
De afbraak van de brekersbank op de vooroever wordt zowel in de in-situ registraties als bij de numerieke modellering teruggevonden. Het algemeen beeld van de dwarsprofielontwikkeling volgens de SBEACH-simulaties kan dan ook als vrij representatief worden omschreven, te meer daar de achterliggende fysische processen goed gereflecteerd zijn in de waargenomen evolutie.



Figuur 9. Evolutie referentiesuppletie '86 Voorjaar '89 - Voorjaar '90 (terrein - computer)

Ook voor de variatie van het kustdwarsprofiel tussen voorjaar '89 en voorjaar '90 (periode 2 zoals hierboven gedefinieerd) geldt dezelfde goede overeenkomst tussen werkelijkheid en computersimulaties (figuur 9 & 10). Het startprofiel voor de numerieke berekeningen is afgeleid als het gemiddelde dwarsprofiel voor de beschouwde kustzone van de terreinmetingen in het voorjaar van 1989 (cfr. Deel A - Hoofdstuk 4). De systematische overschatting van de erosie op het nat strand (ΔZ = 0.30 m) en de identieke strandhelling blijven ook hier karakteristiek voor de SBEACH-simulatie. Opnieuw kan de zeer scherpe erosieklif op het hoogstrand (rond HW), in de SBEACH berekeningen, als gevolg van de voortschrijdende erosie op het nat strand, in werkelijkheid niet teruggevonden worden omdat toeristische eisen voor een lokale, tijdelijke en ongecontroleerde herstelactie zorgen in deze zone. Strandprofileringen of toevoer van duinzand zorgen voor een herstel van het recreatieve strand na de winterstormen (februari/maart 1990), voor het toeristische hoogseizoen en de

terreinmetingen. Opnieuw dient echter ook vastgesteld te worden dat de SBEACH-berekeningen precies ter hoogte van de golfoploopzone rond HW onder stormcondities er niet in slagen de scherpe erosieklif op het droog strand uit te vlakken zoals in werkelijkheid. Opvallend is de zeer goede overeenkomst in de helling van het nat strand en de lokatie van de erosieklif (mate van landwaartse migratie). Steunend op bovenstaande goede simulatieresultaten besluit men dat de samengestelde synthetische hydrodynamische belasting in het numeriek model de "juiste" sedimenttransportprocessen initieert zodat de resulterende kustdwarsprofielontwikkeling in goede overeenkomst is met de corresponderende terreinwaarnemingen van het suppletieprofiel van 1986. Zowel voor een normale jaarsequentie als bij een jaarsequentie met singuliere stormimpact is de numerieke simulatie waarheidsgetrouw. De eerder beschreven discrete manipulatie van het vervormde dwarsprofiel leidt tot een goede transportontwikkeling in het numeriek model.

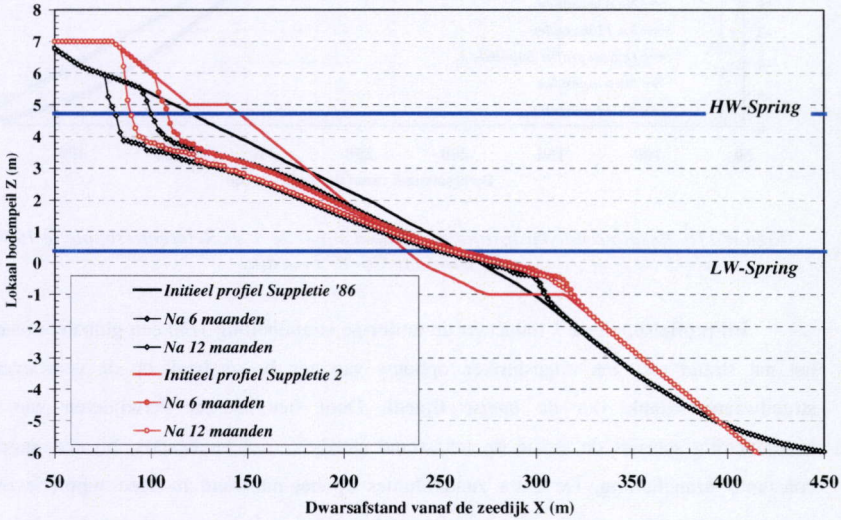


Figuur 10. Absolute afwijking tussen de terreinwaarneming en de numerieke simulaties voor de periode tussen Voorjaar 1989 en Voorjaar 1990

7.4. PROGNOSE-SIMULATIES VOOR DE ANDERE SUPPLETIEVORMEN

Op basis van bovenvermelde ijkingssimulaties voor de referentiesuppletie '86 zijn nu ook de eerder voorgestelde suppletievormen (cfr. Deel B – Hoofdstuk 5) onderworpen aan dezelfde hydrodynamische belasting om aldus de transportontwikkeling voor de respectievelijke dwarsprofielen te begroten met het numeriek model SBEACH. Zo kunnen de evoluties van de verschillende suppleties, voor een identieke jaarbelasting, numeriek naast elkaar geplaatst worden. Dezelfde manipulatie-strategie is toegepast om het lateraal wegvoeren van de sedimentafzetting op de vooroever in de brekersbank door de getijstroming te simuleren. Opnieuw is zeewaarts van het scharnierpunt van de betreffende suppletie de initiële vorm hersteld.

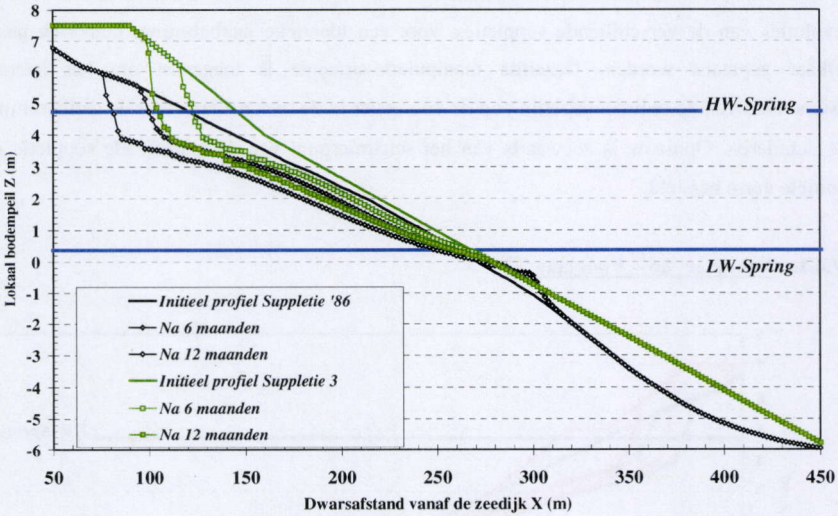
7.4.1. Voorjaar '86 – Voorjaar '87



Figuur 11a. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 2 vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '86-'87 belasting

Voor de profielsuppletie 2 (KS2-model) merkt men bij de numerieke simulaties dat de drempel op niveau Z – 1.00 m als een bufferplatform werkt. Gedurende de eerste 5 maanden wordt de van het nat strand geërodeerde zandhoeveelheid in een bank opgehouden ter hoogte

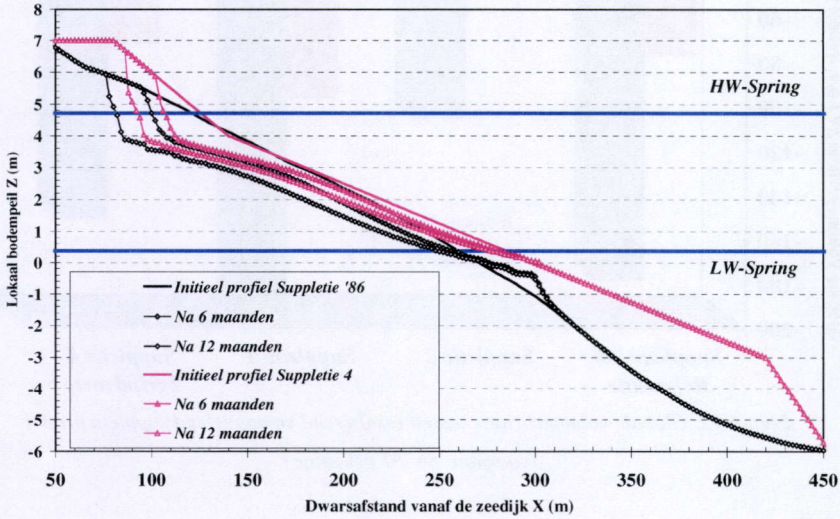
van de plateau op Z – 1.00 m. De zeewaartse vooroeverhelling ondervindt hier nauwelijks enige impact. Pas vanaf het najaar '87 slaat de gesedimenteerde zandmassa over de drempel naar de vooroever en dient opnieuw de manipulatie voor de laterale tijstroomimpact toegepast te worden. De hoeveelheid zand dat overslaat naar de vooroever blijft echter sterk beperkt door de opbouw van de brekersbank op het initiële suppletieplateau op Z -1.00 m.



Figuur 11b. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 3 vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '86-'87 belasting

Bij profielsuppletie 3 induceert de uniforme strandhelling 1/30 een globale erosie van het nat strand met een uitgesproken opbouw van een brekersbank op de vooroever, de strandwaartse flank van de langse tijgeul. Door het lateraal verwijderen van deze zandafzetting schrijdt de erosie op het strand steeds verder landwaarts, bij een nagenoeg constante strandhelling. De extra zandvolumes op het natstrand in deze suppletievorm 3 dragen niet bij tot de stabiliteit maar veroorzaken precies de hoge erosiegraad in deze zone van het dwarsprofiel. De hoeveelheid afgeslagen zand verhoogt enkel doordat de finale profielvorm naar dezelfde evenwichtsconfiguratie leidt. Enkel de termijn voor behoud van het droog strand wordt iets groter, doch de erosieprocessen induceren na 2 à 3 jaar reeds de definitieve dwarsprofielvorm, met extra verlies aan suppletiezand. Een belangrijke stranderosie is dan ook het gevolg van deze continue verbreking van het transportevenwicht.

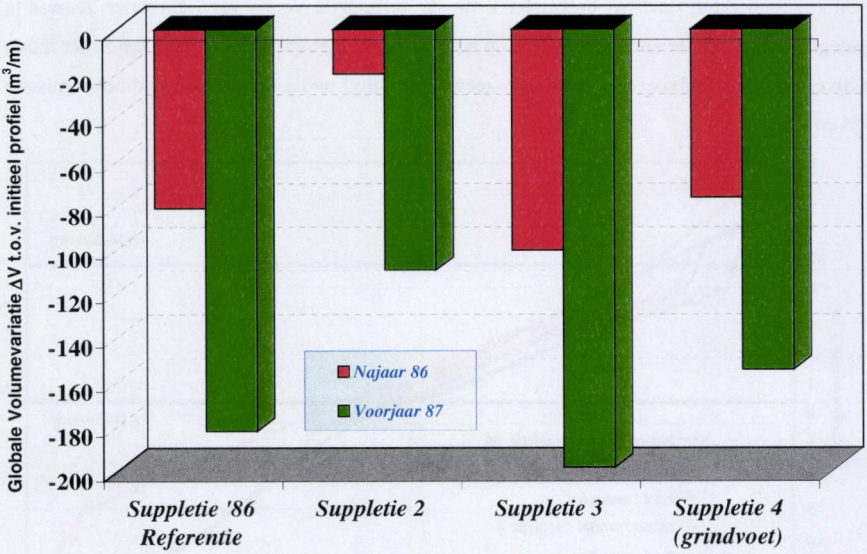
Bij de suppletie met grindvoet (suppletievorm 4) dient opgemerkt dat deze zeewaartse versteviging met zwaarder materiaal niet effectief is ingebouwd in de numerieke simulatie : er is een uniform zand over het volledige suppletieprofiel ingebouwd, met aangepaste inwendige wrijvingshoek om de werkelijke stabiliteit van de zeewaartse talud van de grindvoet in de berekeningen te garanderen. Opvallend bij deze reeks berekeningen is enerzijds de opbouw van een beperkte, vlakkere brekersbank op de verhoogde vooroever (iets meer zeewaarts gelegen) waardoor de effectieve erosie op het nat strand kleiner wordt en anderzijds het intact blijven van de grindvoet en vooral zijn zeewaartse talud onder de gestelde hydrodynamische belasting.



Figuur 11c. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 4 met grindvoet vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '86-'87 belasting

Wanneer de volumevariatie tussen het resulterende dwarsprofiel en het corresponderende initiële suppletieprofiel voor de volledige dwarsstrook (X = 0 – 500 m) wordt uitgezet (figuur 12), valt onmiddellijk de duidelijk mindere erosie op bij de profielsuppletie 2 en de suppletie 4 met grindvoet. Bij de profielsuppletie 2 zorgt de horizontale plateau op Z – 1.00 m voor een initieel zeer stabiel dwarsprofiel (dwarstransport opgehouden op de zeewaartse, horizontale berm) waardoor ook verder minder sterke stranderosie (en dus ook effectief zandverlies) optreedt bij deze suppletievorm. Bij de suppletie met een zeewaartse grindvoet krijgt men een meer continue, geleidelijke (structurele) erosie die evenwel duidelijk minder groot is dan bij de referentiesuppletie '86 en

de suppletievorm 3. Opnieuw, net als bij de fysische schaalmodelstudie (deel B – Hoofdstuk 5), worden de profielsuppletie 2 en de suppletie 4 met grindvoet als meest stabiele configuratie geïdentificeerd. Ook op langere termijn (hier 6 – 12 maanden) blijken deze suppletievormen dezelfde trend te tonen als bij de fysische modelstudie over een beperkte periode (± 15 getijden ≈ 1 week).

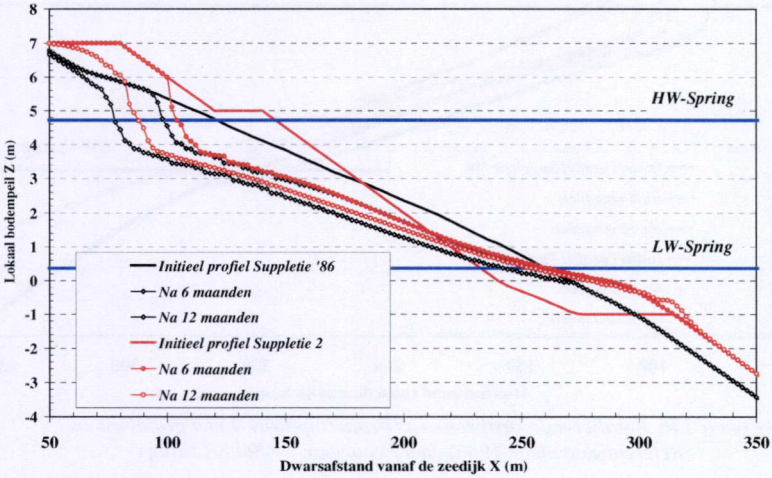


Figuur 12. Globale volumevariatie tussen resulterend en aangelegd suppletieprofiel (voorjaar '86-'87 belasting)

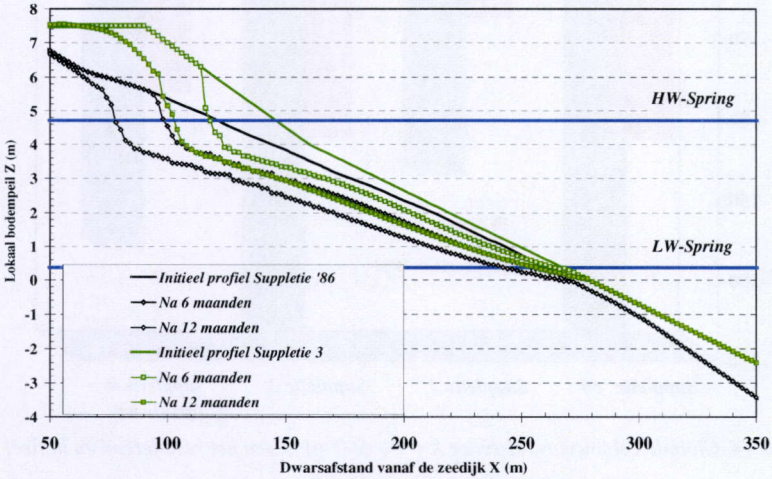
7.4.2. Voorjaar '89 – Voorjaar '90

Bij de onderlinge vergelijking van de verschillende suppletievormen gedurende deze hydrodynamische periode dient duidelijk gesteld dat voor alle vormen is gestart van het initiële ontwerpprofiel. Ook voor het referentieprofiel (suppletie 1986) is bij deze reeks numerieke simulaties dus vertrokken van de initiële vorm, in tegenstelling met de bovenvermelde kalibratieberekening voor dezelfde tijdsperiode. Bij deze ijkingssimulatie is effectief met de terreinwaarnemingen op de respectievelijke tijdstippen gewerkt, het vertrek-dwarsprofiel voor de suppletie 1986 was effectief de geregistreerde bathymetrie in de opname van voorjaar 1989. Bij een nieuwe vergelijking tussen de suppletievormen merkt men weer dat de erosievolumes ten opzichte van de initiële vorm het grootst zijn bij de

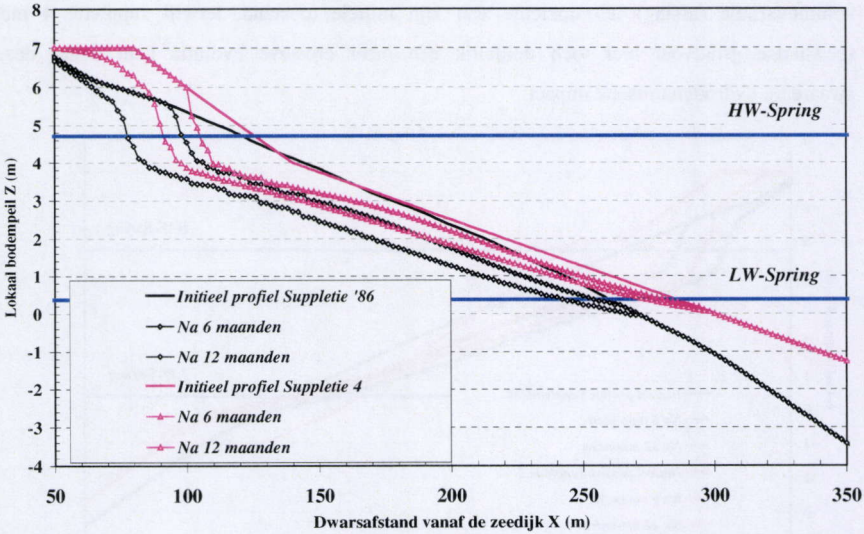
referentiesuppletie 1986 en profielsuppletie 3. Profielsuppletie 2 kent opnieuw de kleinste volumevariatie (afslag) ten opzichte van zijn initiële toestand, terwijl suppletie 4 met zeewaartse grindvoet hier toch duidelijk een meer erosieve evolutie kent onder deze zwaardere hydrodynamische impact.



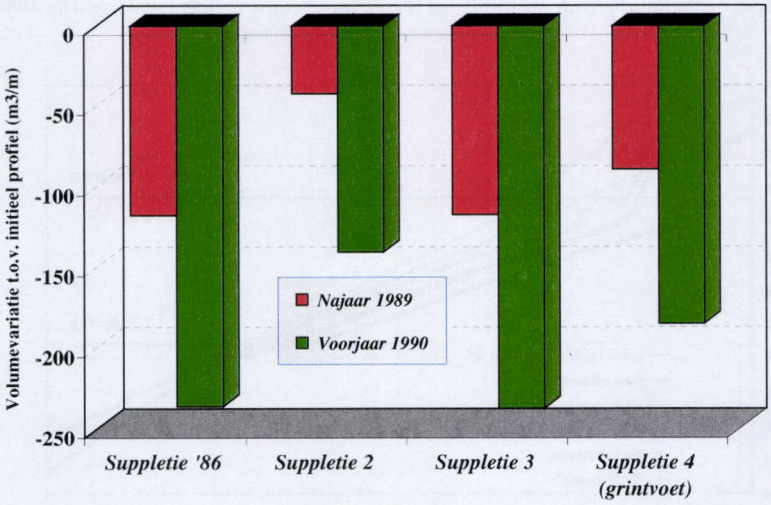
Figuur 13a. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 2 vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '89-'90 belasting



Figuur 13b. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 3 vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '89-'90 belasting

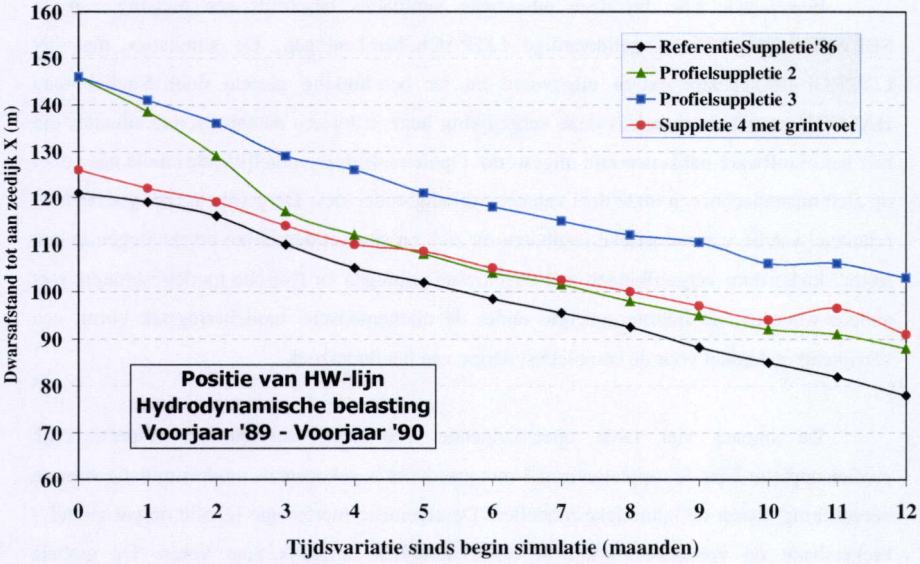


Figuur 13c. Resulterende kustprofielen (Profielsuppletie 4 met grindvoet vs Referentiesuppletie 1986) onder voorjaar '89-'90 belasting



Figuur 14. Globale volumevariatie (voor X = 0 – 500 m) tussen het resulterend en initieel kustdwarsprofiel (voorjaar '89 – '90 belasting)

Bij de verdere analyse van de resulterende dwarsprofielen voor de respectievelijke suppletievormen valt duidelijk de vrijwel overal constante, uniforme helling van het nat strand op. Deze helling 1/40 kan als een evenwichtshelling voor de beschouwde zandconfiguratie geïdentificeerd worden. Uit deze numerieke simulaties blijkt nogmaals dat de initiële suppletievorm, onder eenzelfde hydrodynamische impact, vrij snel naar een evenwichtssituatie evolueert waarbij, in functie van de gekozen profielvorm, de noodzakelijke erosie- en transportprocessen gegenereerd worden. Eenzelfde invallend golfveld in combinatie met een identiek verticaal tij en langsstroming induceert op het ene dwarsprofiel een minimaal transport- en erosievolume, terwijl bij een ander initieel suppletieprofiel duidelijk veel meer zand verplaatst wordt over het dwarsprofiel. Het principe van het streven (op langere termijn) naar een evenwichtsprofiel, onafhankelijk van de initiële vorm, blijkt hier duidelijk ingebakken in de numerieke simulaties. Toch kan uit deze vaststelling besloten worden dat indien het ontwerp van een suppletie zo dicht mogelijk aanleunt bij het theoretisch evenwichtsprofiel, de te verwachten erosie minimaal zal zijn. Daarom ook wordt hier de profielsuppletie 2 naar voren geschoven als meest aangewezen suppletievorm. Besluitend kan men alvast stellen dat het softwarepakket "SBEACH" zeer behoorlijk de lange-termijnontwikkeling van het kustdwarsprofiel simuleert en als dusdanig dan ook een handig beleidsinstrument is.



Figuur 15. Evolutie van HW-lijn in de tijd voor de suppletieprofielen

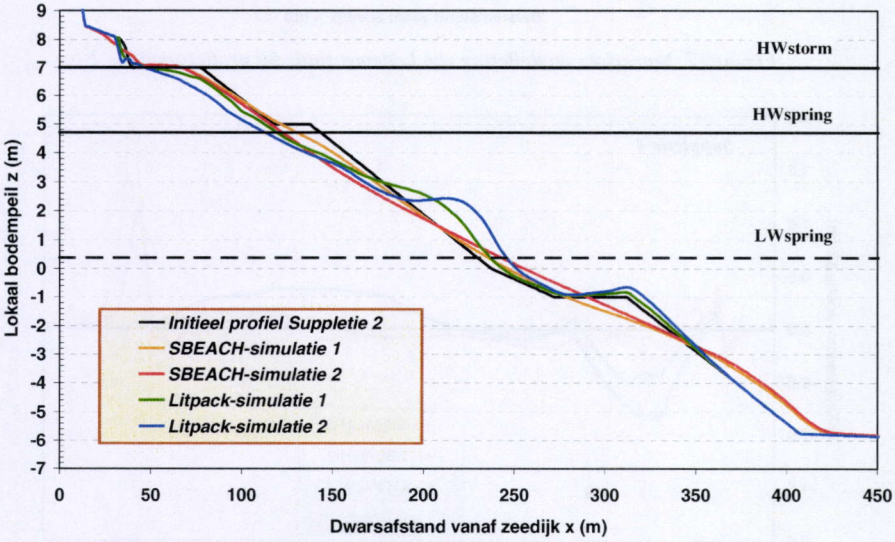
Een ander belangrijk aspect is de lokatie van de HW-lijn op het suppletiestrand en zijn evolutie in de tijd. Voor profielsuppletie 2, net als voor de suppletievorm 4 met grindvoet, is de terugschrijding van de HW-lijn merkelijk kleiner dan bij de referentiesuppletie 1986. De HW-lijn situeert zich zo'n 90 m van de zeedijk na de hydrodynamische impact van de periode '89-'90 bij de profielsuppletie 2 en 4, terwijl voor de referentiesuppletie '86 het strand teruggedrongen wordt tot op zo'n 75 m van de zeedijk. Opvallend is het blijkbaar zeer positieve resultaat voor de profielsuppletie 3 : hier blijft de HW-lijn zo'n 105 m verwijderd van de zeedijk. Dit schijnbaar gunstig resultaat is volledig toe te schrijven aan de extra beschikbare zandberm (op niveau Z + 7.50 m in plaats van de plateaus op Z + 7.00 m in alle andere suppletieprofielen) tegen de zeedijk, die hier als extra erosiemassa nog niet volledig is opgebruikt, waardoor de effectieve terugschrijding van de HW-lijn nog niet is gebeurd. De evolutie van de HW-lijn voor de respectievelijke suppletievormen (figuur 15) bevestigt de hierboven gekwantificeerde trends. Niet alleen vanuit toeristisch-recreatief standpunt is deze lijn van belang, ook naar feitelijke kustverdediging blijkt de evolutie van de HW-lijn een goede beslissingsparameter voor verdere maatregelen.

7.5. VERGELIJKING MET SINGULIERE LITPACK-SIMULATIES

Een laatste fase bij deze numerieke simulaties beschrijft een toetsing van de SBEACH-resultaten met gelijkaardige LITPACK-berekeningen. De simulaties met het LITPROF-pakket zijn extern uitgevoerd en ter beschikking gesteld door Studiebureau HAECON n.v. Daarom ook is deze vergelijking beperkt tot een aantal discrete situaties die met beide software-pakketten zijn uitgewerkt. Opnieuw is deze vergelijkende studie geen doel op zich maar slechts een onderdeel van een volledig onderzoek. Dergelijke toetsing schetst de relatieve waarde van numerieke resultaten op zich en situeert dergelijke berekeningen in een ruimer kader door vergelijkingen met terreinwaarnemingen en fysische modelresultaten; met andere woorden: de interne synergie onder de mathematische modelleringstak vormt een verrijkend onderdeel voor de complete synergie van het onderzoek.

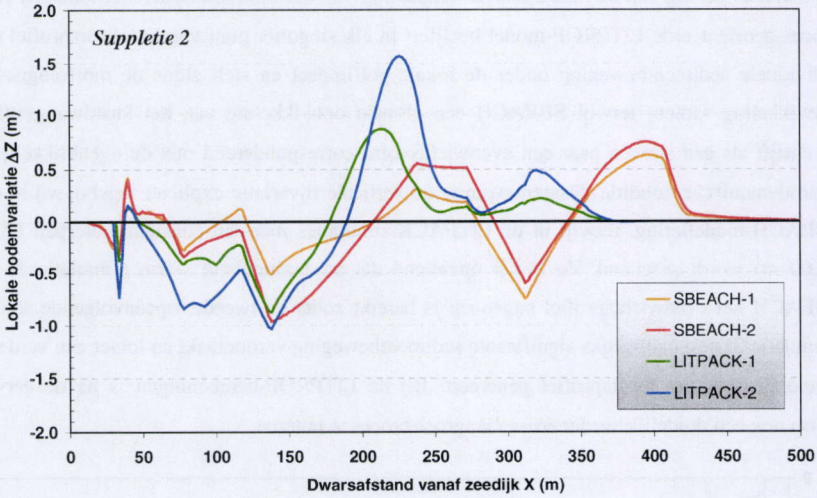
De impact van twee opeenvolgende 100-jarige stormen op respectievelijk profielsuppletie 2 en de suppletievorm 4 met grindvoet is gekozen als modelsimulatie voor de vergelijking tussen de numerieke modellen. De algemene morfologie (erosie op nat strand – brekersbank op vooroever) komt in beide modellen duidelijk naar voren. De globale volumebalans stemt dan ook zeer goed overeen voor de overeenkomstige simulaties. De

ontwikkelde dwarsprofielen voor de respectievelijke numerieke berekening vertonen echter ook enkele typische, verschillende kenmerken voor beide kustprofielen. De LITPROF-simulaties genereren een veel meer uitgesproken dwarstransport dat zich sterk lokaal manifesteert. De SBEACH-berekeningen daarentegen vertonen een veel meer uitgespreide en minder sterke sedimentbeweging in het kustdwarsprofiel. Dit significant verschil is een rechtstreeks gevolg van de fundamentele benadering van het dwarstransport mechanisme. Het proces-georiënteerde LITPROF-model becijfert in elk singulier punt van het dwarsprofiel de individuele sedimentbeweging onder de lokale golfimpact en stelt aldus de morfologische ontwikkeling samen; terwijl SBEACH een globale ontwikkeling van het kustdwarsprofiel beschrijft als een streven naar een evenwichtsvorm corresponderend met de ogenblikkelijke hydrodynamische conditie. Daarenboven is de verticale tijvariatie expliciet ingebouwd in de SBEACH-modellering, terwijl in de LITPACK-simulaties met een constant waterpeil (Z = +7.00 m) wordt gerekend. Zo is het opvallend dat na 1 singuliere storm (simulatie 1) in SBEACH het evenwichtsprofiel nagenoeg is bereikt zodat de tweede, opeenvolgende storm (simulatie 2) nog nauwelijks significante sedimentbeweging veroorzaakt en louter een verdere spreiding over het dwarsprofiel genereert. Bij de LITPROF-berekeningen is na de eerste storm nog een duidelijk verder erosie/aangroei-proces te noteren.

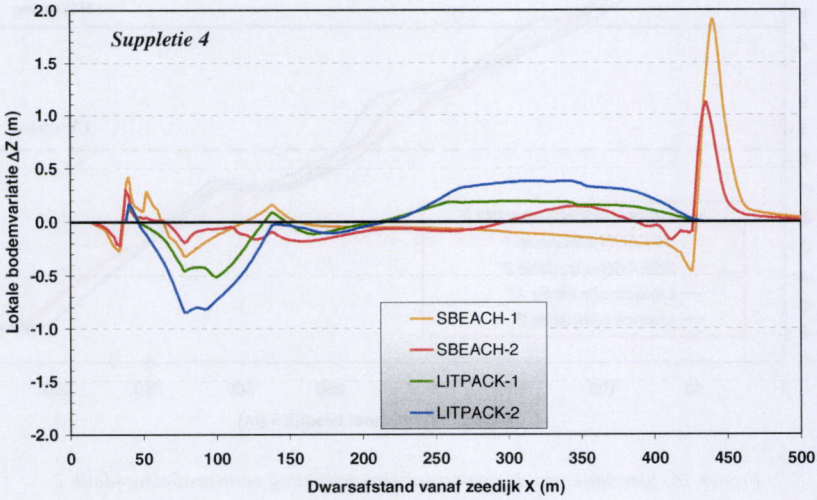


Figuur 16. Simulatie van de dwarsprofielontwikkeling voor profielsuppletie 2

In LITPACK is de sedimentmobiliteit duidelijk veel té hoog ingeschat. Zelfs met een aangepaste K-transport-coëfficiënt = 2.5 x 10^{-6} m^4/N is het sedimenttransport bij de SBEACH-simulaties nog veel te klein. De respons op de tijdelijke stormcondities is overdreven groot bij de LITPROF-berekeningen; terwijl de meer uitgespreide reactie (zowel in tijd als in ruimte) in de SBEACH-modellering dichter bij de werkelijkheid aanleunt.

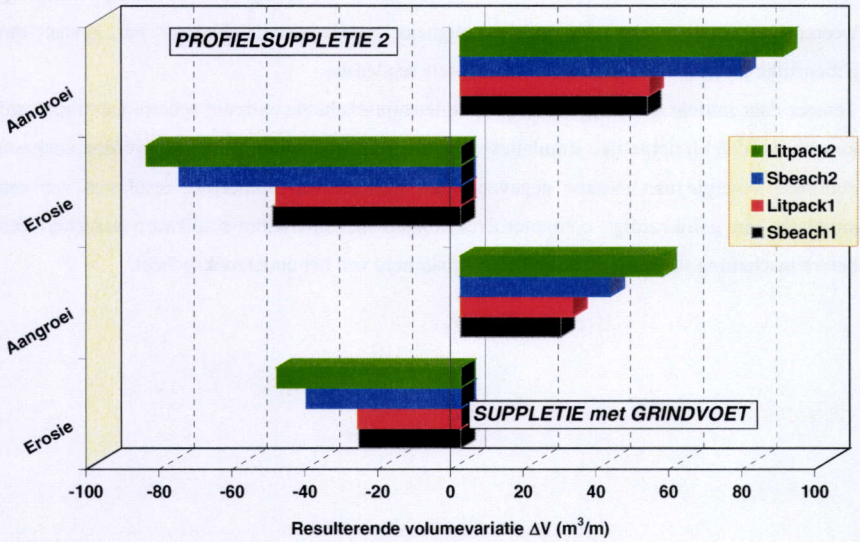


Figuur 17. Numerieke modellering van bodemvariatie bij profielsuppletie 2



Figuur 18. Numerieke modellering van bodemvariatie bij suppletie met zeewaartse grindvoet

Opvallend bij profielsuppletie 2 is de duidelijke erosie op het meest zeewaartse banket (Z = – 1 m) bij de ontwikkeling van het evenwichtsdwarsprofiel in de SBEACH-simulatie, terwijl dit banket een duidelijk stabiele berm vormt (met nauwelijks transport zeewaarts van dit horizontale plateau) bij de LITPACK-berekeningen. Hierdoor is de brekersbank op het nat strand dan ook veel explicieter. Voor de suppletievorm met zeewaartse grindvoet dient gesteld dat bij de SBEACH-modellering geen onderscheid is gemaakt tussen het zand van de suppletie (D_{50} = 300 µm) en het grind (D_{50} = 1400 µm), waardoor de grindteen (ook in zand verondersteld) hier veel te mobiel wordt. Vandaar ook dat de voornaamste afwijking tussen beide numerieke benaderingen zich voor dit dwarsprofiel in deze zone situeert. Ook de effectieve bodemvariatie ΔZ vertoont een zelfde beeld : locatie van respectievelijk erosie en aangroei stemt grosso modo overeen voor beide berekeningen, maar de intensiteit verschilt aanzienlijk. Ook hier vindt men bij suppletie 2 de afwijkingen rond het meest zeewaartse banket (Z = – 1 m), respectievelijk rond de grindvoet bij de laatste suppletievorm.



Figuur 19. Berekende zandbalansen voor de respectievelijke suppletievormen/simulaties.

7.6. CONCLUSIES

Het gebruik van deze 'externe' numerieke simulaties legt precies de zwakke schakels bloot van dergelijke computerberekeningen. Op basis van louter eindresultaten kunnen enkel bovenstaande vaststellingen worden geformuleerd. Bij gebrek aan enige sensitiviteitsanalyse en gedetailleerde ijkingsprocedure (via testing aan terreinwaarnemingen of andere referenties) is de inschatting van de waarde van de berekeningen totaal willekeurig. In hoeverre is immers de ontwikkeling van het resulterend dwarsprofiel afhankelijk van de gekozen (of gecalibreerd op basis van terreinmetingen?) uitmiddelingsafstand L_n en responslengte L_{re} in het LITPROF-programma ? (cfr. Deel B – Hoofdstuk 6).

Bovenstaande vergelijking tussen beide numerieke benaderingen bevestigt de theoretische vermoedens : het 'open kring' dynamisch model LITPROF berekent een meer expliciete respons, terwijl het gesloten dynamisch pakket SBEACH een 'evenwichts'-benadering als resultaat biedt. Dergelijke parallelle meer gespreide ontwikkeling van numerieke benadering weerspiegelt meteen de relatieve gevoeligheid en als gevolg hiervan het gevaar om gebeurlijke prognoses uit te werken als absolute tendensen.

Temeer daar initiële afwijkingen in de korte-termijn-evaluatie extreem scherp geëxtrapoleerd kunnen worden bij dergelijke simulaties. Besluitend dient opnieuw gepleit te worden voor een complete synergie met externe gegevens. Een toetsing van numerieke resultaten van een simulatie aan gelijkaardige computerberekeningen met alternatieve software verzekert een betere inschatting van de waarde en betrouwbaarheid van het onderzoeksgeheel.

DEEL C

Verificatie 3D-modellering

- Besluiten -

HOOFDSTUK 1

HYDRODYNAMICA IN HET 3D-MODEL

1.1. INLEIDENDE SITUERING

De 2D-proeven in de golfgoot illustreren tegelijk hun mogelijkheden en tekortkomingen: de stabiliteit van de individuele suppletie onder singuliere golfimpact is duidelijk te identificeren, doch het volledige kusthydrodynamische proces kan niet gesimuleerd worden. Immers, de complexe combinatie van (loodrecht) invallende golven met een langse tijstroming induceert een specifieke morfologische ontwikkeling. In de voorgaande dwarsprofielmodellering werd de transportontwikkeling op het nat strand en de vooroever van een suppletievorm geverifieerd teneinde de zandbeweging zeewaarts te valideren. De op de vooroever gesedimenteerde brekersbank in de 2D-proeven komt in werkelijkheid echter niet voor (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4), precies omdat de langse getijstroom het gesedimenteerde zandmassief lateraal afvoert. De hier beschreven 3D-experimenten dienen dan ook om het hierboven geschetste morfologische kustproces te verifiëren en valideren. Is het inderdaad zo dat het, op basis van terreinwaarnemingen, vooropgestelde sedimenttransportproces in de kustzone voor de Belgische Oostkust effectief optreedt en eenzelfde resulterend effect heeft in het fysisch schaalmodel ?
Daarom worden tijdens de 3D-proeven in de golftank van het Waterbouwkundig Laboratorium van Borgerhout (cfr. Deel B – Hoofdstuk 2) de suppletievormen onderworpen aan een gecombineerde impact van loodrecht invallende golven, langse tijstroming en verticale tijvariatie. Opnieuw wordt de suppletie van 1986 de referentie- en kalibratiedwarsprofielvorm voor de ontwikkeling van de eerder gemelde complete synergie tussen terreinmetingen, fysische labostudies en numerieke computersimulaties.

1.2. HYDRODYNAMISCHE STURING VAN HET 3D-MODEL

Naast de eerder reeds beschreven verticale tijvariatie en loodrechte golfimpact (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4) voor de respectievelijke model-getijden dient bij de 3D-experimenten ook een variatie van de langse tijstroming over het getij gesimuleerd te worden. In

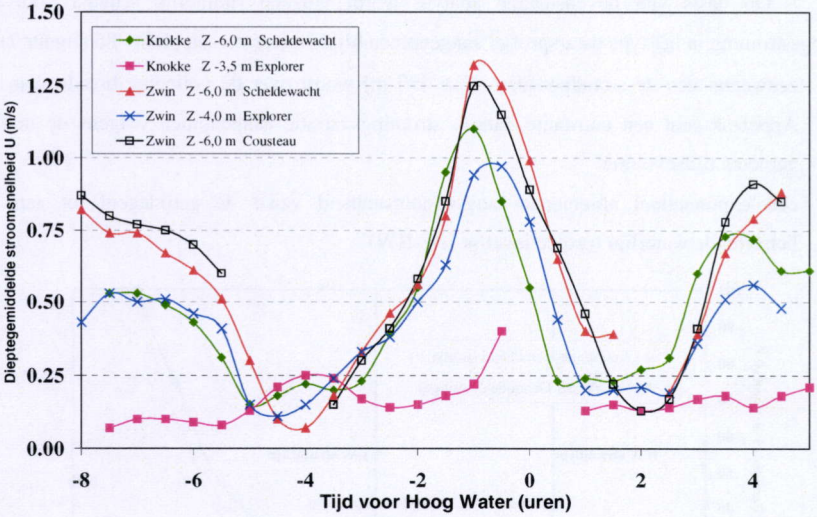
tegenstelling tot golfregistraties en waterpeilmetingen zijn slechts zeer beperkte datareeksen beschikbaar voor de langse tijstromingen. (Kerckaert P. [7], 1985) Een systematische registratie van de langsstroming ontbreekt volledig in het onderzoeksgebied. Enkel een paar singuliere meetcampagnes (als lokale momentopnames) leveren gedetailleerde gegevens omtrent grootte, richting en ruimtelijke variatie van de langsstroming in het gemodelleerde kustgebied. Uit de deels mislukte meetcampagne in de voorstudie van dit onderzoeksproject (Verbanck S. et al. [12], 1999) kan men louter de duidelijke oost-west oriëntatie in de stroomroos onderscheiden en enkele absolute stroomsnelheden zoals de maximale waarde U_{max} = 2.10 m/s (vloedstroom) en de resulterende snelheidswaarde over een getij (nagenoeg evenwijdig met de kustlijn) U_{res} = 0.45 m/s. Deze snelheidsmetingen zijn uitgevoerd in de Appelzak-geul, op een hoogte van 3 m boven de lokale bodem tijdens een stormperiode.

Een andere bron van informatie zijn de meetgegevens verzameld tijdens twee 13-uurs meetcampagnes in het beschouwde kustgebied. Deze gegevens zijn ontleend aan de door Eurosense-Belfotop nv gepubliceerde evaluatiestudie van het onderzoeksproject "Stabilisatie van het onderwaterstrand door middel van verticale kunststofdoeken - Beginsituatie voorjaar 1990". (AWZ [1], 1994) Gedetailleerde metingen zijn uitgevoerd op twee locaties, respectievelijk voor de kust van Knokke ter hoogte van sectie 51-52 en ter hoogte van de Zwingeultoegang (sectie 72-73). Deze meetsites bevinden zich precies aan de westelijke en oostelijke uiteinden van de Appelzak-getijdegeul. Ter hoogte van sectie 51 is vanaf een meetvlet, ter hoogte van Z - 6.00 m, een volledige snelheidsverdeling over de waterdiepte geregistreerd gedurende 13 uren (halfuurlijkse metingen) op 28 maart 1990. Deze locatie "Scheldewacht" situeert zich zo'n 420 m zeewaarts vanaf de lokale zeedijk. De tweede locatie voor de meetvlet "Explorer" in sectie 52 (ter hoogte van Z - 3.50 m) situeert zich op een 350 m zeewaarts van de zeedijk (aan de kop van de strandhoofden) en is in dezelfde springtij-periode bemeten.

De tweede meetcampagne, ter hoogte van de Zwintoegang (sectie 72-73), werd uitgevoerd op 26 april 1990 (= normaal springtij) en besloeg 3 meetsites :

- Scheldewacht ter hoogte van Z - 6.00 m op zo'n 900 m van de duinvoet (= lokaal equivalent van zeedijk), in het midden van de Appelzak-getijdegeul, midden sectie 71
- Explorer, ter hoogte van Z - 4.00 m op zo'n 420 m van de duinvoet, naar de ingang van de Zwingeul toe, in sectie 73

- Cousteau, op identieke diepte Z - 6.00 m ongeveer 650 m van de duinvoet, in sectie 72, langs de zuidflank van de Appelzak-getijdegeul



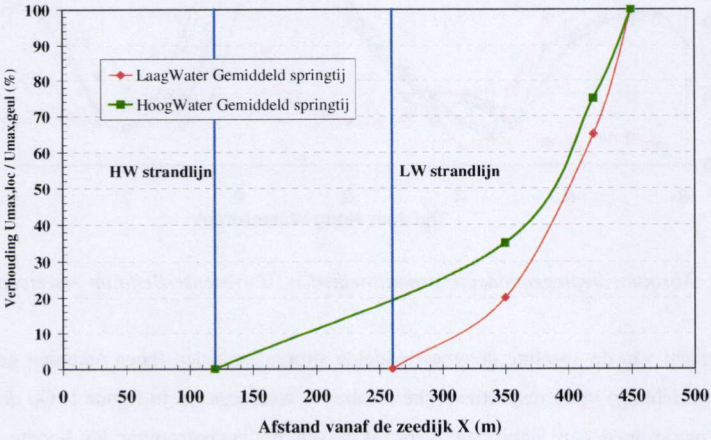
Figuur 1. Absolute dieptegemiddelde stroomsnelheden "Eurosense-Belfotop"-meetcampagne

Een overzicht van de absolute dieptegemiddelde stroomsnelheden (geen rekening gehouden met stroomrichting) in de respectievelijke locaties is weergegeven in figuur 1. Op de locatie Knokke merkt men een significant verschil tussen de langsstroming ter hoogte van de getijdegeul ("Scheldewacht") en de stroming tussen de strandhoofden ("Explorer"). De beschutting van de strandhoofden zorgt voor een duidelijke vermindering in absolute grootte van de vloedstroomsnelheid (bv. U_{max} = 1.1 m/s $\Rightarrow$ 0.4 m/s) en een afvlakking van de snelheidsvariatie over het verticaal getij. De ebstroom bij LW treedt niet op in deze strandwaartse locatie: de beschikbare waterhoogte is té beperkt om stroming over de strandhoofden heen te genereren tussen de strandhoofden. De goede werking van de strandhoofden dwingt de ebstroom volledig zeewaarts naar de Appelzak-getijdegeul. Deze duidelijke afname in langsstroming over het dwarsprofiel komt minder tot uiting ter hoogte van het Zwin. De strandwaartse locatie, net buiten de strandhoofden, is hier immers minder beschut en de invloed van de nabije toegangsgeul naar het Zwin zorgt reeds voor een zekere afbuiging van de vloed/ebstroom naar het strand toe. Opvallend is de zeer goede

overeenkomst in langse stroomsnelheid tussen de metingen langs de strandflank van de Appelzak-geul en de registraties in het midden van de getijdegeul.

Op basis van bovenstaande analyse wordt volgend ruimtelijk schema voor de langsstroming in het type dwarsprofiel aangenomen bij de referentie-suppletie '86 (figuur 2):

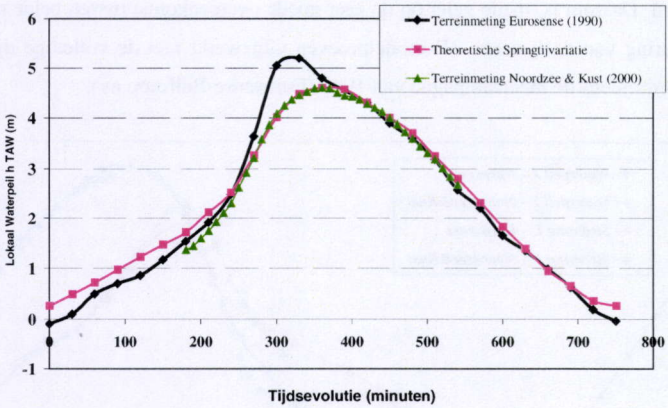
- zeewaarts van de strandhoofden (X ≥ 450 m) wordt over de volledige breedte van de Appelzak-geul een constante, langse stromingsvariatie aangenomen volgens de in-situ gemeten tijdsevolutie
- een exponentieel afnemende langsstroomsnelheid vanaf de getijdegeul tot aan de betreffende waterlijn (respectievelijk LW-HW)



Figuur 2. Dwarsverdeling van langse getijstroming over het kustprofiel

Dergelijke ruimtelijke verdeling over het dwarsprofiel is in een aantal preliminaire proeven in de 3D-golftank gevalideerd. Nu al is echter duidelijk dat de voornaamste debiettoevoer in het fysisch schaalmodel zich moet situeren zeewaarts van de strandhoofden, op een afstand van $\Delta x = 7$ m (≈ 420 m vanaf zeedijk in werkelijkheid) van de landwaartse modelmuur. Precies omdat bovenstaande terreinmetingen aantonen dat er geen (bij LW) of nauwelijks (bij HW) langsstroming voorkomt landwaarts van de strandhoofden, blijft de doorstroomsectie voor de langse tijstroom in het fysisch schaalmodel beperkt tot de Appelzak-getijdegeulstrook.

Een vergelijking tussen de in-situ geregistreerde waterpeilen (als gemiddelde van de twee locaties in dieper water) en de eerder vastgelegde theoretische springtijvariatie (Van Cauwenberghe C. [13], 1990) toont in figuur 3 een goede overeenkomst. Verder wordt dan ook met de reeds gedefinieerde verticale getijvariaties gewerkt (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4).

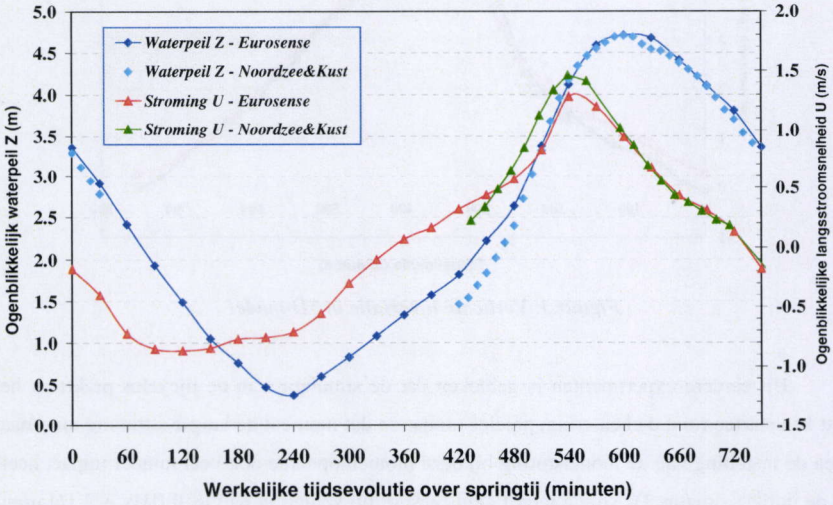


Figuur 3. Verticale tijvariatie in 3D-model

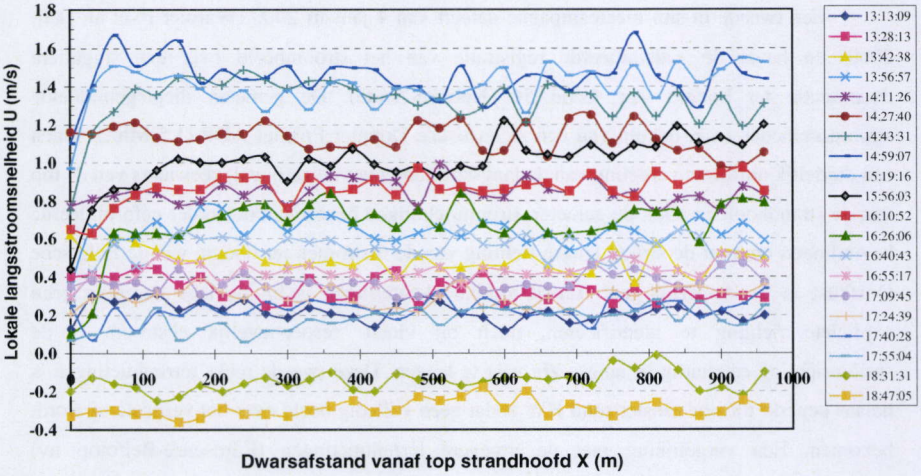
Uit eerdere experimenten is gebleken dat de simulatie van de tijcyclus praktisch het best kan starten rond de kentering, precies omdat op dat moment de langse stroming minimaal is en de instelling van de modelsturing bij deze momentopname ook veel minder impact heeft op de initiële situatie. De studie wordt aldus gestart bij kentering na vloed (HW + 2 1/4 uren) waarbij eerst LW (ebstroom) vooraleer HW (vloedstroom) wordt gegenereerd.

Een tweede in-situ meetcampagne dateert van 4 januari 2000 (Warnier F. et al. [15], 2000) en bevat de gedetailleerde registratie van het stroombeeld over een singuliere dwarssectie ter hoogte van sectie 54 (Knokke-Zoute). De gemeten dieptegemiddelde stroomsnelheden (met behulp van een Acoustische Doppler Profiler ADP (1,5 MhZ)) tonen een duidelijk uniforme verdeling van de langsstroming over de getijgeul, zeewaarts van de top van de strandhoofden. Ook de gemeten stroomrichtingen bevestigen de eerder geformuleerde bevindingen omtrent de strikte langse richting van de tijstromen ter hoogte van de Belgische Oostkust in de Appelzak-geul. Enkel rond de kenteringen is bij de lage stroming geen expliciete richting te identificeren, doch bij vloed- respectievelijk ebstroom is de stroomrichting éénduidig in langse zin vast te leggen. Deze tweede reeks terreinmetingen is helaas beperkt tot een venster rond HW zodat geen volledig beeld over het verticale tij wordt bekomen. Een vergelijking met de vroegere terreinmetingen (Eurosense-Belfotop nv) illustreert de nagenoeg perfecte overeenkomst tussen beide datareeksen, telkens uitgevoerd bij springtij. De maximale langsstroming bij vloed blijkt iets groter te worden : 1.46 m/s in plaats van 1.29 m/s. De waterpeilvariatie in het gemeenschappelijke tijvenster is volledig

gelijklopend. Daarom is, mede gelet op de zeer goede overeenkomst tussen beide reeksen, de verdere sturing van de fysische 3D-modelproeven uitgewerkt met de volledige tijdata zoals geregistreerd tijdens de meetcampagne van 1990 (Eurosense-Belfotop nv).



Figuur 4. Vergelijking tussen de twee meetcampagnes

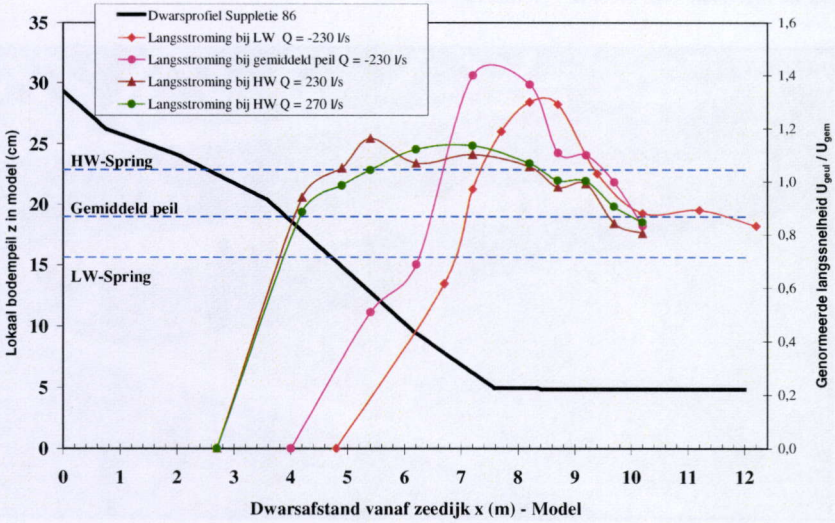


Figuur 5. Dwarse variatie van langsstroming in Appelzak-geul (Noordzee & Kust-meting)

Er dient opgemerkt dat in deze tweede meetreeks de langsstroomsnelheid U een gemiddelde waarde (over 4 m waterkolom tussen 2.4 m en 6.4 m onder het wateroppervlak) over de volledige dwarssectie van de getijgeul vertegenwoordigt, in tegenstelling tot de discrete puntmetingen over de lokale waterkolom in de eerste terreinmeting. De goede overeenkomst bevestigt eerdere analysebeschouwingen omtrent de registraties in de eerste datareeks.

Op basis van de hierboven vermelde terreinmetingen ter hoogte van de betreffende kuststrook ter hoogte van Knokke-Zoute is een variatie van de langse getijstroming U_{geul} gedurende een springtij vastgelegd, waarbij een uniforme dwarsverdeling over de getijdegeul is verondersteld. Bij de feitelijke sturing van het 3D-golfmodel in het WLWAVE-programma wordt echter louter een langsdebiet gegenereerd en geregistreerd. De sturingsparameter Q_{langs} dient omgerekend naar een effectief langsstromingsbeeld via een geassocieerde doorstroomoppervlakte A_{langs}.

$$Q_{langs} = U_{geul} \times A_{langs}$$

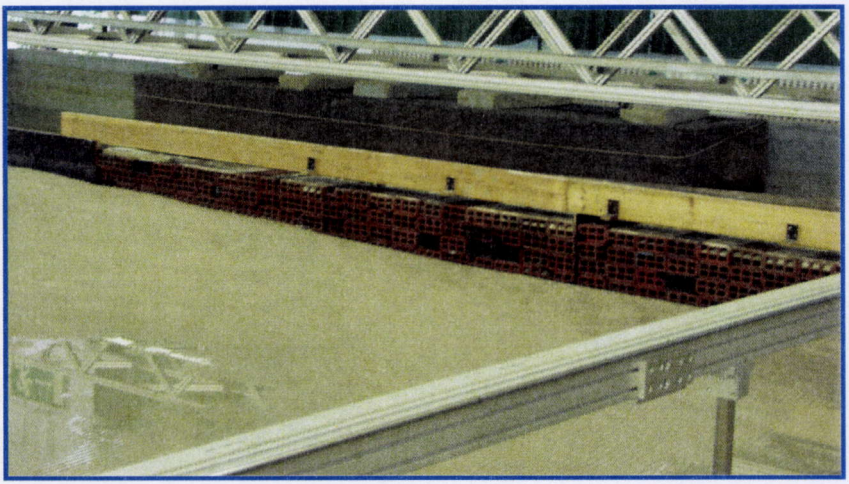


Figuur 6. Dwarsverdeling van de langsstroming in het 3D-model

Voor de referentiesuppletie (1986) is in een reeks preliminaire proeven de relatie tussen de lokale langsstromingssnelheid U_{geul} en het totale langsdebiet Q_{langs} proefondervindelijk vastgelegd. Daartoe zijn in het 3D-golfmodel bij verschillende langsdebieten, waterpeilen en

op meerdere dwarslocaties (x-waarden) langs de centrale as (y = 0 m) de gemiddelde langsstroomsnelheden (over de verticale waterkolom) geregistreerd. Figuur 6 toont een dwarsverdeling van de gemeten langsstroming over het suppletieprofiel bij verschillende tijcondities en gestuurde langsdebieten. Bij hoogwater is de vrij uniforme verdeling van de langsstroming over een brede strook tot op het nat strand merkbaar, terwijl bij laag water de geassocieerde ebstroming meer expliciet in de langse tijgeul is geconcentreerd. De strandhoofden houden bij laagwater de langse stroming volledig zeewaarts in de Appelzak-geul.

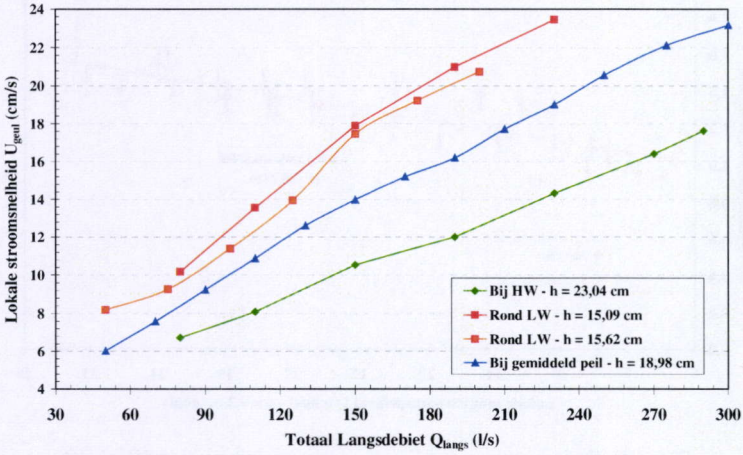
Deze uniforme verdeling van de langsstroming over een beperkte, lokale strook van de golftank wordt bekomen door de combinatie van een volledige dwarse afsluiting van het profiel aan de strandzijde en een rij van stabilisatiebuisjes aan de zeekant. Deze holle buizenrij richt de langsstroming lateraal in het schaalmodel. Daarenboven zorgt de honinggraatstructuur voor de in- en uitstroom van het langsdebiet aan weerszijden van de golftank voor een homogene en minder turbulente toevoer en spreiding van de langsstroming naar de meetzone (cfr. Deel B – Hoofdstuk 2).



Figuur 7. Modelconfiguratie voor het oriënteren van de langsstroming

Een tweede reeks proeven beschouwt de variatie van de lokale langsstroomsnelheid in de getijdegeul (x = 9.2 m in model – X ≅ 550 m in werkelijkheid) bij een specifieke

tijconditie (constant waterpeil) met toenemend langsdebiet Q_{langs}. Figuur 8 toont een gelijkaardige, lineaire variatie van de lokale stroomsnelheid U_{geul} met het gestuurde langsdebiet Q_{langs} voor alle waterniveaus.



Figuur 8. Langsstroomsnelheid vs. Langsdebiet in het 3D-schaalmodel

Bovenstaande modelmetingen zijn in figuur 9 gegroepeerd in functie van de lokaal geregistreerde langsstroomsnelheid U_{geul} (x = 9.2 m in model, op ± 5 cm boven de bodem) en de geassocieerde dwarse doorstroomoppervlakte A_{langs} (voor suppletie 1986), gerelateerd aan de basisdoorstroomoppervlakte A_{basis}.

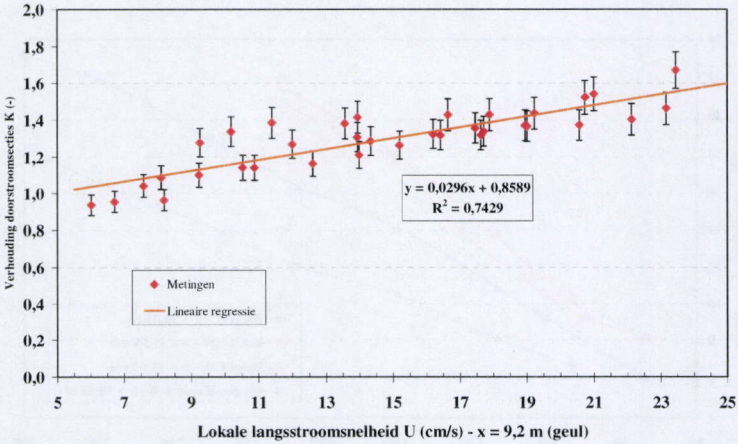
$$Q_{langs} = A_{langs} \times U_{geul}$$

$$= K_A \times A_{basis} \times U_{geul}$$

A_{basis} = oppervlakte tussen het ogenblikkelijke waterpeil en het bodempeil van de profielsuppletie (referentie 1986), tot aan y = 12 m (einde van het dwarsprofiel in het 3D-model)

De aldus gevonden lineaire regressie tussen de gestuurde langsdebieten en de geregistreerde langsstroming U_{geul} leidt onmiddellijk tot onderstaande kalibratieparameter K_A:

$$K_A = \frac{A_{langs}}{A_{basis}} = 0.0296 \text{ x } U_{geul} + 0.8589 \qquad (R^2 = 0.74)$$



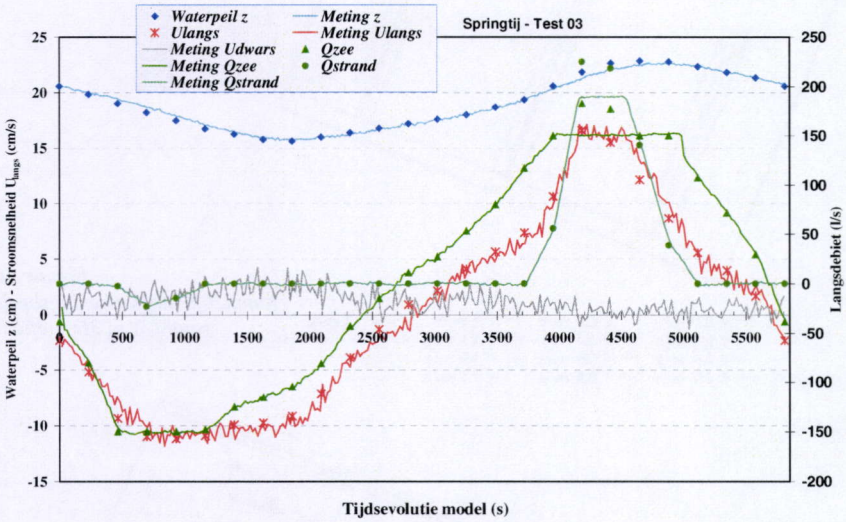
Figuur 9. Sturingsparameter K_A voor langsstroming in het 3D-model

De sturing van het langsdebiet Q_{langs} in het 3D-model gebeurt dan ook met bovenstaande algemene formule, waarbij in functie van de te realiseren langsstroming een aanpassing van de geassocieerde doorstroomsectie wordt uitgevoerd. Zo wordt in eerste instantie op basis van de terreinmetingen van de dieptegemiddelde langsstroomsnelheden een verschaling naar modellangssnelheden bekomen via de traditionele Froude-verschaling :

$$\alpha_U = \sqrt{\alpha_s} = \sqrt{60} = 7.746$$

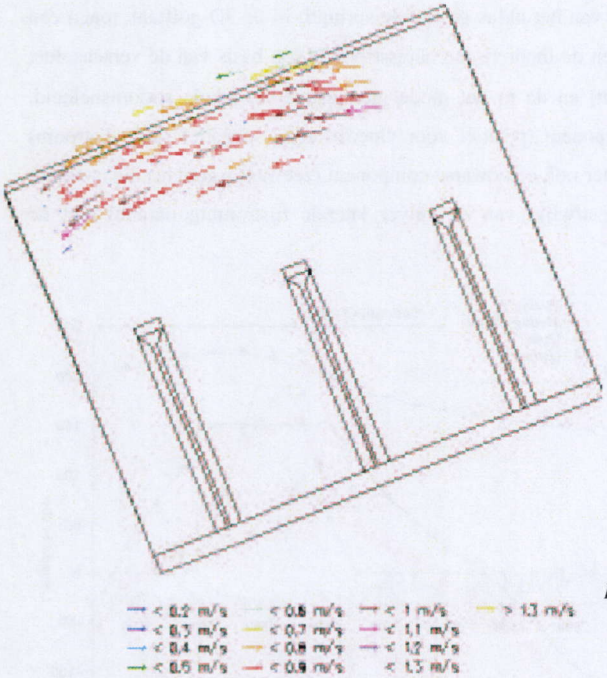
Deze stroomsnelheden bepalen dan rechtstreeks het te sturen langsdebiet Q_{langs} via de parameter K_A en de basisdoorstroomoppervlakte A_{basis}. De verdeling van het totale langsdebiet wordt, rekening houdend met de eerder vermelde ruimtelijke verdeling van de langse tijstroming (bijna uitsluitend zeewaarts van de strandhoofden gesitueerd), als volgt in het 3D-model uitgewerkt: zolang het gevraagde langsdebiet kleiner blijft dan 150 l/s (= maximale capaciteit van de zeewaartse pomp) levert uitsluitend de zeewaartse pomp het debiet, bij grotere debieten wordt ook de strandwaartse pomp ingeschakeld.

Preliminaire simulaties van het aldus gestuurde springtij in de 3D-golftank tonen een zeer goede overeenkomst tussen de theoretische langsstroming (op basis van de verschaalde, singuliere terreinwaarnemingen) en de in het model geregistreerde, lokale stroomsnelheid. Naast de langse snelheidscomponent (positief voor vloedstroom – negatief voor ebstroom) registreert de EM-snelheidsmeter ook een dwarse component (zeewaarts gericht) die aanduidt in hoeverre de langsstroming afwijkt van de zuiver laterale tijstroming parallel met de kustlijn.

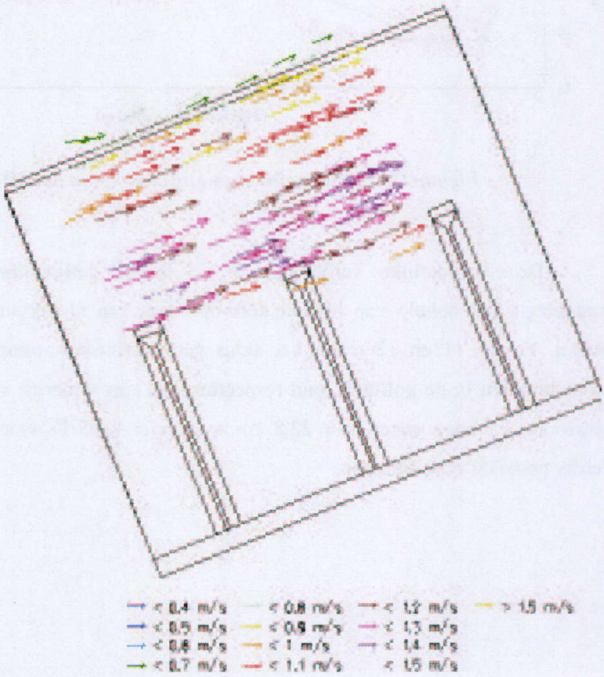


Figuur 10. Preliminaire springtijsimulatie in het 3D-schaalmodel

Deze ruimtelijke verdeling van de langse getijstroming is ook experimenteel vastgelegd met behulp van digitale foto-opnames van vlotter-stromingsbeelden in het 3D-model. Figuur 11 en 12 tonen het aldus geregistreerde stromingsbeeld zeewaarts van de strandhoofden in de golftank rond respectievelijk laag water (h = 15.6 cm – Q_{langs} = -85 l/s ebstroom) en hoog water (h = 22.8 cm – Q_{langs} = +195 l/s vloedstroom) en bevestigen de eerder gemelde vaststellingen.



Figuur 11.
Ruimtelijk langsstromingsbeeld rond LW in 3D-golftank



Figuur 12.
Ruimtelijk langsstromingsbeeld rond HW in 3D-golftank

Een verder ontwerp van de langsstroming bij de respectievelijke tijcondities vereist, bij gebrek aan beschikbare terreinmetingen, een eerder intuïtieve benadering. De hier voorgestelde versterkingsfactoren voor de langse stroomsnelheid in de getijdegeul stemmen overeen met de in de stroomatlas vermelde verhoudingen tussen de respectievelijke getijden : (Kerckaert P. [7], 1985)

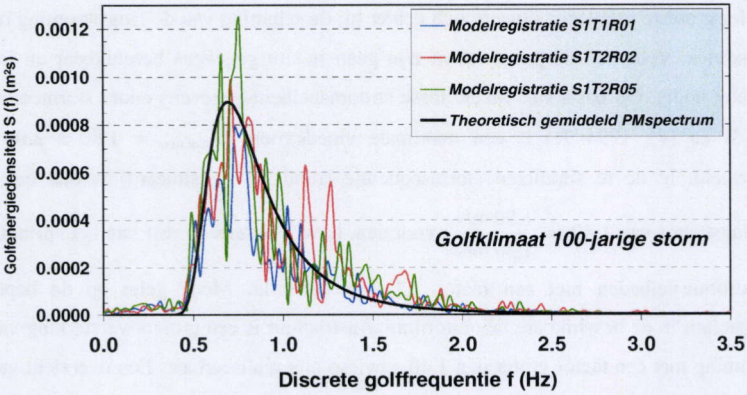
Gemiddeld tij	= 0.9 x Springtij (0.85 volgens stroomatlas)
Dood tij	= 0.8 x Springtij (0.70 volgens stroomatlas)
Extreem springtij	= 1.2 x Springtij (1.11 volgens stroomatlas)

Het grootste probleem situeert zich echter bij de schatting van de langsstroming onder stormcondities. Voor de 100-jarige storm zijn geen in-situ gegevens beschikbaar en is een extrapolatie nodig. Op basis van enkele losse stroomsnelheidsgegevens onder stormcondities (AWZ [3] en [4], 1994-'96) is een maximale vloedstroom $U_{geul,max} \approx 1.80$ à 2.00 m/s vooropgesteld. In de te simuleren stormsequentie (rond HW gesitueerd) is dan ook een versterkingsfactor van 1.40 ($= \frac{1.80\,m/s}{1.30\,m/s}$) voorzien, terwijl tijdens de rest van het springtij de langse stroomsnelheden met een factor 1.1 zijn versterkt. Mede gelet op de beperkte pompcapaciteit in de beschikbare laboratoriuminfrastructuur is een grotere versterking van de langsstroming met een factor groter dan 1.40 sowieso niet realiseerbaar. Een overzicht van de karakteristieke hydrodynamische parameters van alle gesimuleerde tijsequenties tijdens de 3D-experimenten is hieronder in tabel 1 verzameld.

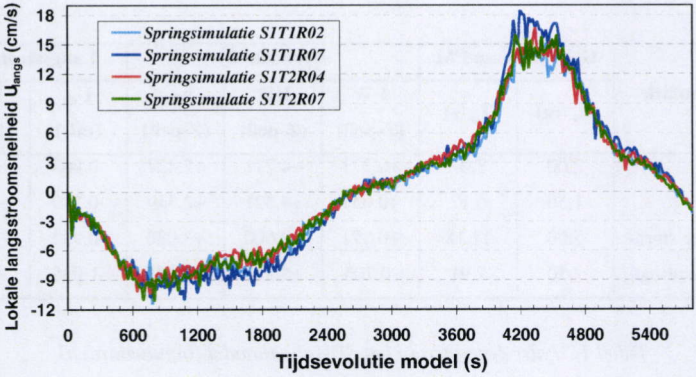
Tijsimulatie	**Golfspectrum PM**		**Verticaal tij**			**Langsstroming**	
	H_s (m)	**T_p (s)**	**LW (Z-peil)**	**HW (Z-peil)**	**h_{gem} (Z-peil)**	**U_{eb} (m/s)**	**U_{vloed} (m/s)**
Springtij	2.00	7.07	+0.371	+4.711	+2.427	-0.865	+1.285
Normaal tij	1.50	6.12	+0.651	+4.321	+2.319	-0.779	+1.157
100-jarige storm	5.00	11.18	+0.371	+7.000	+3.090	-0.952	+1.799
Extreem springtij	2.50	7.91	-0.705	+5.840	+2.391	-1.038	+1.542

Tabel 1. Hydrodynamica in het 3D-schaalmodel (inputwaarden)

Het eerder reeds gemelde WLWAVE-softwareprogramma (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4) verzorgt de interactieve sturing van de drie componenten van de hydrodynamica in de modelopstelling. Opnieuw is de gedetailleerde studie van de gegenereerde golf- of stromingsimpact niet rechtstreeks een onderzoeksdoel op zich. Een betrouwbare, reproduceerbare hydrodynamische impact van golfinval, langse tijstroming en verticale waterpeilvariatie voor alle overeenkomstige experimenten is het vooropgezette doel in deze testreeks. Daarom is hieronder een vergelijking gemaakt tussen respectievelijk het invallende golfspectrum bij vier simulaties van een 100-jarige stormcyclus op een suppletie 1986-profiel (figuur 13) en anderzijds de lokale langse stroming in de getijdegeul voor vier springtijsimulaties (figuur 14).



Figuur 13. Reproduceerbaarheid van golfimpact in 3D-model

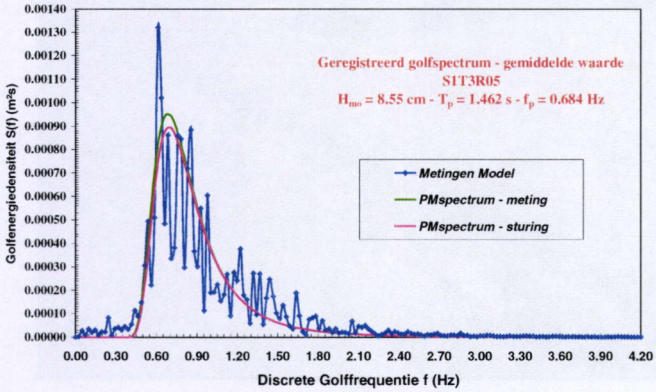


Figuur 14. Reproduceerbaarheid van langsstroming in 3D-model

Door deze hoge graad van reproduceerbaarheid is eenzelfde hydrodynamische impact bij een specifieke tijsimulatie gegarandeerd en kan een gefundeerde morfologische vergelijking uitgewerkt worden op basis van de opeenvolgende, resulterende bathymetrieën.

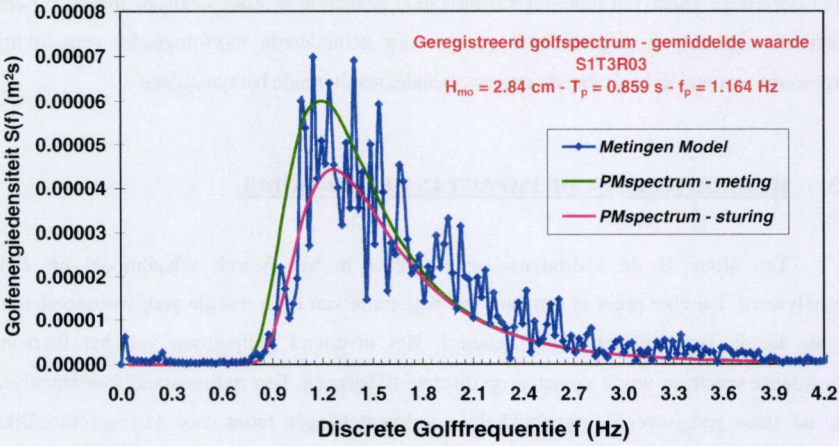
1.3. HYDRODYNAMISCHE IMPACT IN HET 3D-MODEL

Ten slotte is de hydrodynamische impact in het fysisch schaalmodel op zich geanalyseerd. Bij elke proef is een continue registratie van het vertikale getij (waterpeilen h) en de lokale langsstroomsnelheid gebeurd. Het invallend golfpatroon van het Pierson-Moskowitz spectrum wordt gemeten op discrete tijdstippen. Een rudimentaire fourieranalyse van de aldus geregistreerde ogenblikkelijke golfverheffingen toont voor de respectievelijke opnameperiode de belangrijkste spectrumkarakteristieken: de geregistreerde significante golfhoogte H_{mo} en de golfpiekperiode T_p (of piekfrequentie f_p) (cfr. Deel B – Hoofdstuk 4). Bij alle golfregistraties valt onmiddellijk op dat het effectief gemeten golfpatroon in het model telkens iets groter is dan de theoretisch gestuurde golfgegevens. De procentuele afwijking neemt toe naarmate de input-golfhoogte H_s kleiner wordt. Voor de storm-golfimpact stemt het gevraagde en het geregistreerde golfspectrum nagenoeg perfect overeen (figuur 15); doch bij een golfklimaat onder normale tijcondities worden de beperkte golfhoogtes duidelijk "over"-gegeneerd in het 3D-schaalmodel (figuur 16). De loodrecht invallende golfimpact is dan ook algemeen gesproken versterkt aanwezig tijdens de modellering.



Figuur 15. Storm-golfklimaat in het 3D-model

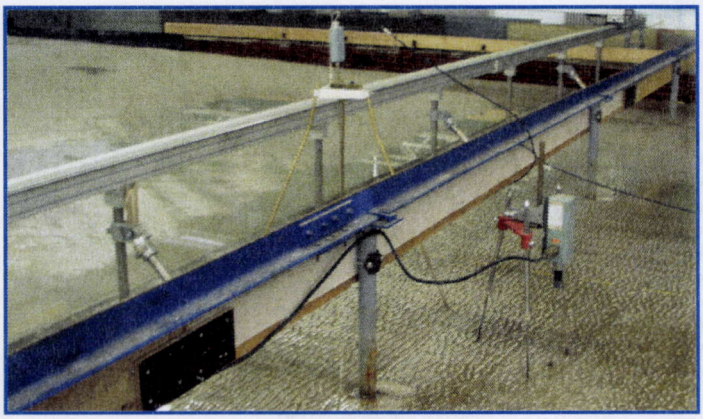
(Input-modelwaarden Pierson Moskowitzspectrum H_s = 8.33 cm – T_p = 1.443 s)



Figuur 16. Generatie van golfklimaat tijdens normaal tij in het 3D-schaalmodel

(Input-modelwaarden Pierson Moskowitzspectrum H_s = 2.50 cm – T_p = 0.790 s)

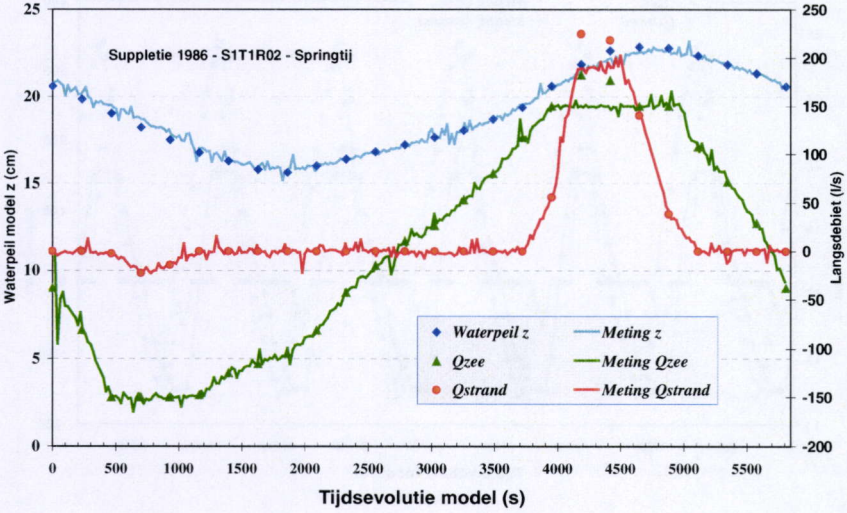
De verticale tijvariatie volgt net als bij de 2D-proeven zeer goed de inputwaarden; op de piekwaarden na, waar de snelle wisseling van maximale vulling naar snel ledigen niet volledig gevolgd wordt door de pomp- en vlotterinstallatie. Daardoor krijgt men bij storm of extreem springtij een inertie-afwijking rond de scherpe piek rond HW. Daarentegen bij de normale of springtijsimulaties vindt men opnieuw een zeer goede overeenkomst tussen de gestuurde waterhoogtes en de effectief geregistreerde waterniveaus.



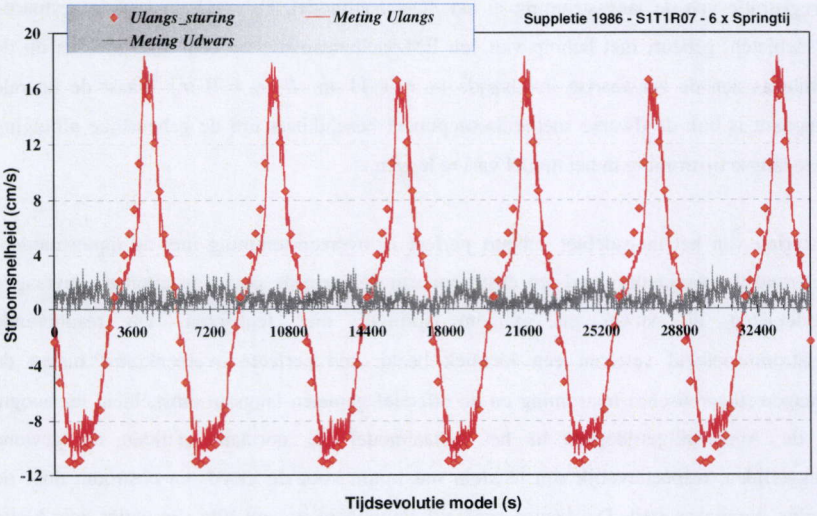
Figuur 17. Registratie van golfinval en langsstroming in het 3D-schaalmodel

De registratie van de langsstroming in het 3D-schaalmodel, als resultaat van de gestuurde langsdebieten, gebeurt met behulp van een EM-snelheidsmeter op één vaste locatie: op de centrale as aan de zeewaartse invalszijde (x = + 11 m // y = 0 m). Naast de laterale component is ook de dwarse snelheidscomponent beschikbaar om de gebeurlijke afbuiging van de langse tijstroming in het model vast te leggen.

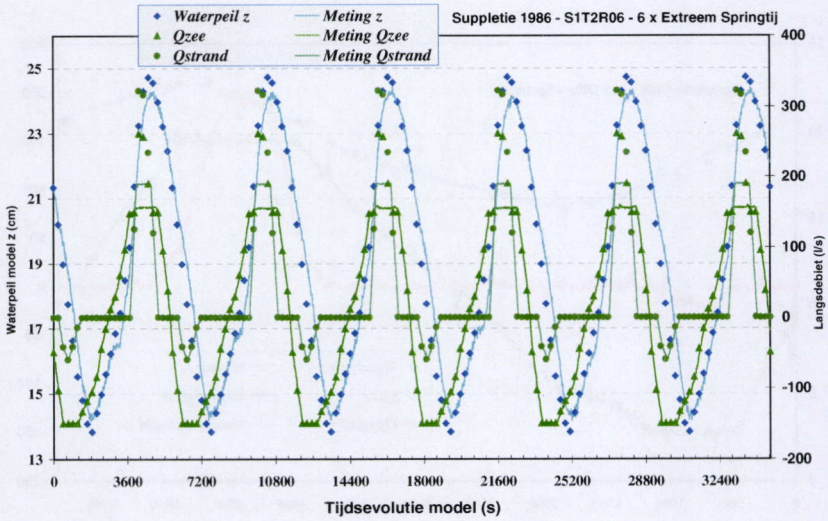
De sturing van het langsdebiet gebeurt perfect in overeenstemming met de inputwaarden; enkel rond de maximale vloed- en ebstroom kan de beperkte pompcapaciteit de gevraagde langsdebieten bij storm en extreem springtij niet realiseren. De resulterende langsstroomsnelheid vertoont een identiek beeld: een perfecte overeenkomst tussen de gevraagde (theoretische) tijstroming en de effectief gemeten langsstroomsnelheid ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul in het schaalmodel bij normale getijden en gewone springgetijden, respectievelijk een té klein maximum voor de vloed- en ebstroom door de beperkte pompcapaciteit. De dwarse snelheidscomponent is voor alle simulaties zeer klein, wat nogmaals bewijst dat de eerder omschreven modelconfiguratie inderdaad een nagenoeg perfecte laterale tijstroming genereert in het schaalmodel, net zoals in werkelijkheid.



Figuur 18. Vertikaal tij en langsdebiet bij springtijsimulatie



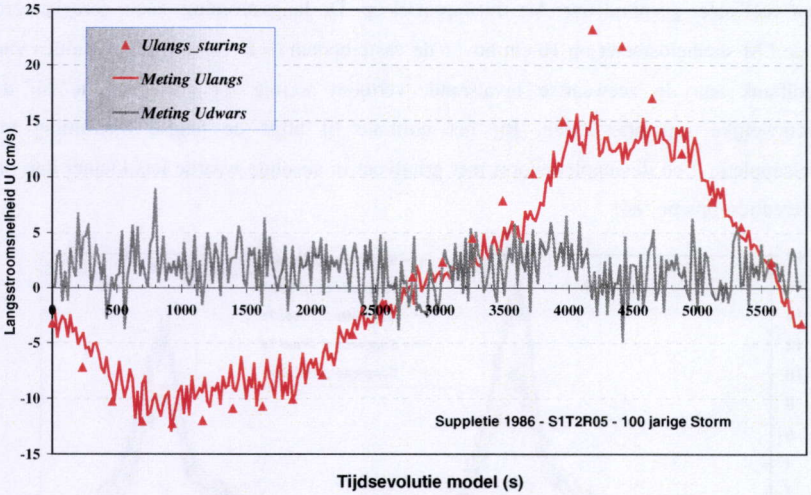
Figuur 19. Langsstroming bij normale tijcondities



Figuur 20. Vertikaal getij (waterpeilen) en langsdebieten bij extreem springtij

De combinatie van de eerder vermelde "over"-generatie van het loodrecht invallende golfspectrum met de eerder té kleine langsstroming als gevolg van de beperkte

pompcapaciteit voor het langsdebiet maakt dat in het 3D-model de relatieve impact van de golfinslag belangrijker is dan de laterale tijstroming. Hierdoor is het door de golven gegenereerde sedimenttransport relatief groter dan de sedimentbeweging onder invloed van de langse tijstroom. Bij de verdere analyse van de morfologische ontwikkeling van de respectievelijke suppletievormen dient zeker deze hydrodynamische vaststelling in ogenschouw genomen te worden. Het werkelijke transportmechanisme onder de evenwaardige combinatie van loodrecht invallende golven en langse getijstroming ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul is niet volledig gerealiseerd door bovenstaand onevenwicht.

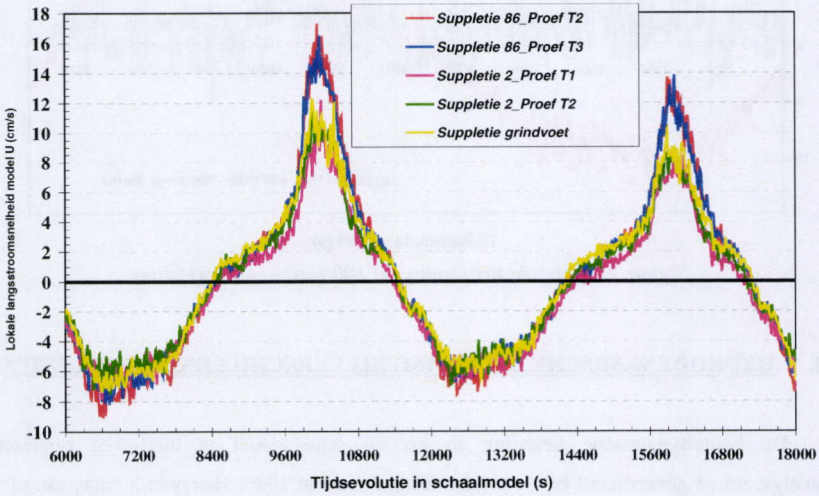


Figuur 21. Laterale tijstroming bij 100-jarige stormcondities

1.4. HYDRODYNAMISCHE BELASTING BIJ VERSCHILLENDE SUPPLETIES

De hydrodynamische belasting in het 3D-schaalmodel is hierboven opgesteld, geanalyseerd en geverifieerd bij de referentiesuppletie van 1986. Hier wordt nagegaan of de invallende golven en de langse tijstroming ook bij de andere kustdwarsprofielen (suppletie 2 en de suppletie met grindvoet) een zelfde impact genereren. Door een identiek spectraal golfpatroon en langsdebietverdeling te sturen blijft de hydrodynamische belasting in het schaalmodel dezelfde en kan een rechtstreekse kwalificatie van de morfologische stabiliteit van de respectievelijke suppletievormen uitgewerkt worden. De ontwikkeling en interactie met de respectievelijke profielsuppleties varieëren echter met het dwarsprofiel. Zo is

bijvoorbeeld duidelijk visueel vastgesteld dat invallende golven ter hoogte van de grindvoet steeds breken, terwijl op de "normale" profielsuppleties een meer ruimtelijk gespreide golfbreking is vastgesteld. De plotse bodemvariatie aan de teen van het grindmassief induceert een sterk geconcentreerde turbulentie die veel sedimenten in suspensie brengt; te meer daar deze grindteen zich verder zeewaarts bevindt dan het dwarsprofiel van de andere profielsuppleties. De lokaal sterke erosie bij de grindteen vormt meteen ook de verklaring voor de sterk uitgesproken geulvorming waar de langse tijstroming zich verder ontwikkelt. Bij zowel de referentiesuppletie (1986) en de profielsuppletie 2 treedt de breking van de golven veel meer gespreid over het dwarsprofiel op. De langsstroming, zoals geregistreerd door de EM-snelheidsmeter op 10 cm boven de vaste bodem (≈ Z -3.0 m) in het midden van de golftank aan de zeewaartse invalsrand, vertoont weinig tot geen variatie bij de respectievelijke suppletievormen. Bij het normale tij blijft de langse tijstroming bij profielsuppletie 2 en de suppletievorm met grindvoet in absolute waarde iets kleiner dan bij de referentiesuppletie '86.

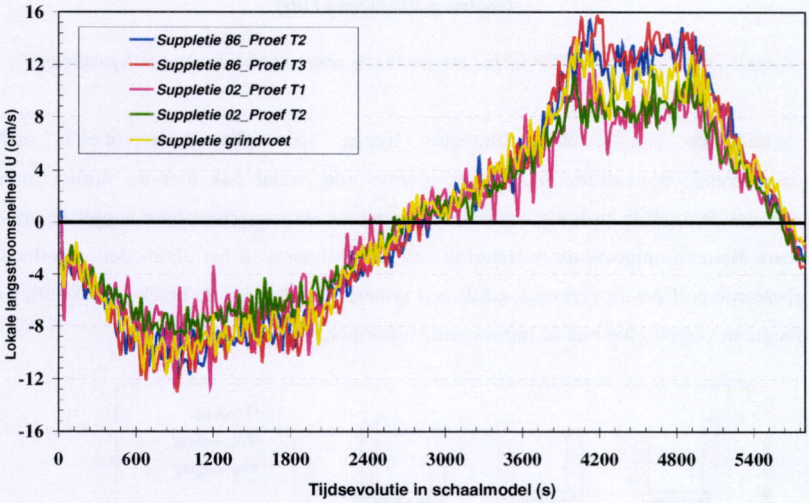


Figuur 22. Langsstroming bij verschillende suppletievormen – Normaal tij

De vergrote dwarse doorstroomsectie bij profielsuppletie 2 enerzijds en de hogere wrijvingsweerstand bij het grindmassief anderzijds, in combinatie met een constante langsdebietsturing voor alle testprofielen, leiden logischerwijs tot een minder grote langsstroomsnelheid in het meetpunt. Deze vaststelling wordt bevestigd bij de langsstroming

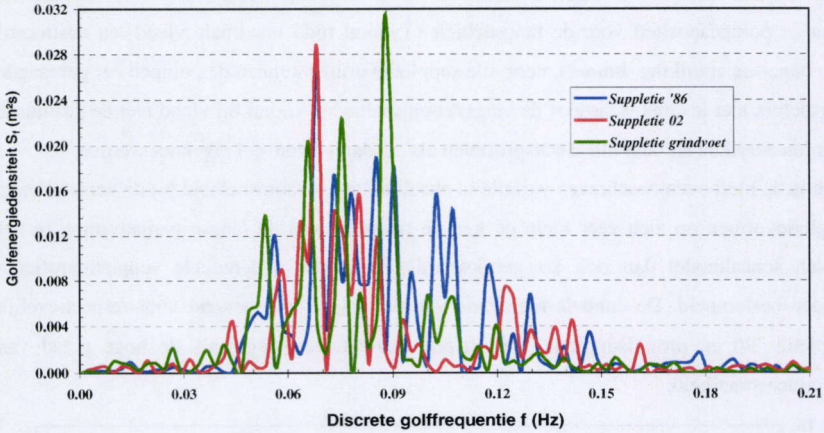
onder stormcondities waar echter de absolute verschillen nog kleiner zijn. Hier verklaart de beperkte pompcapaciteit voor de langsdebieten (vooral rond maximale vloed- en ebstroom) deze beperkte afwijking. Immers, voor alle suppletievormen kunnen de pompen het gevraagde langsdebiet niet leveren waardoor de langsstroomsnelheden vooral bij vloed niet de gestuurde waarden bereiken en voor alle dwarsprofielen als dusdanig evenveel afgeknot worden.

Toch is de hierboven beschreven variatie in absolute langsstroomsnelheid bij de verschillende suppletievormen op zich zeer klein en kan de realisatie van de langse getijstroming in het fysisch schaalmodel dan ook als gelijkwaardig voor alle onderzochte suppletieprofielen worden bestempeld. De dubbele registratie van de langsstroomsnelheid voor respectievelijk suppletie '86 en profielsuppletie 2 illustreert daarenboven nogmaals de hoge graad van reproduceerbaarheid.



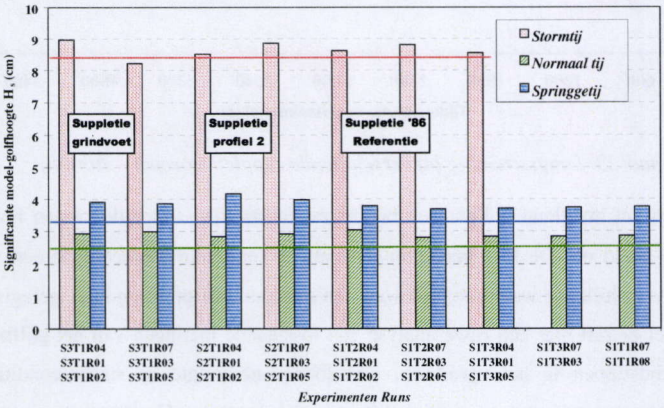
Figuur 23. Langsstroming bij verschillende suppletievormen – stormtij

De analyse van het invallend golfpatroon bij de respectievelijke suppletievormen levert een minder scherp beeld op. De FFT-berekeningen van de singuliere momentopnamen van het golfbeeld (bij verschillende waterhoogtes) vertonen een random-spreiding in de geregistreerde golfspectra. Het betreft hier een ruwe analyse van losstaande metingen van het golfbeeld op willekeurige tijdstippen in het tijverloop, waardoor waterhoogte en stroomcondities niet perfect overeenkomen tussen de respectievelijke momentopnamen. De algemene vorm van de geregistreerde golfspectra vertoont echter steeds een identiek patroon.



Figuur 24. Golfspectra (100-jarige storm) bij de respectievelijke suppletieprofielen

De gemiddelde significante golfhoogtes liggen voor alle dwarsprofielen onder corresponderende tijcondities in dezelfde grootte-orde, zodat ook hier de sturing in het schaalmodel een zelfde hydrodynamische belasting op de respectievelijke suppletievormen genereert. Bemerk opnieuw de oversturing van de golfhoogte in het 3D-model: de effectief geregistreerde golfspectra vertonen steeds een grotere waarde voor de berekende significante golfhoogte in vergelijking met de inputwaarde (=horizontale lijnen).



Figuur 25. Significante golfhoogtes (gemeten - gestuurd) onder respectievelijke tijcondities bij verschillende suppletievormen

1.5. BESLUIT

Het WLWAVE-sturingsprogramma verzekert een gecombineerde simulatie van loodrecht invallende golven, langse tijstroming en vertikale tijvariatie in overeenstemming met de uit de terreinmetingen afgeleide inputgegevens. De volwaardige generatie van deze drie bepalende hydrodynamische parameters, zowel in een ruimtelijk als in een tijdskader, maken de 3D-golftank tot een uniek werkinstrument.

De bijkomende sturing van de langse tijstroming in het 3D-schaalmodel (golven en vertikaal tij zijn identiek als in het 2D-model gemodelleerd) is aan de hand van enkele singuliere terreinwaarnemingen uitgewerkt voor de respectievelijke tijcondities. Een geschikte modelconfiguratie en een gekalibreerde langsdebietsturing verzekeren een correcte simulatie van de langsstroomsnelheid in de getijdegeul. De zeer goede reproduceerbaarheid van alle hydrodynamische karakteristieken garandeert een identieke impact bij overeenstemmende tijcondities. De morfologische ontwikkeling van de respectievelijke suppletievormen onder dergelijke identieke hydrodynamische belasting zal dan ook onmiddellijk de stabiliteit van de bathymetrie op zich weerspiegelen. De beperkte pompcapaciteit voor het langsdebiet maakt dat de maximale langse vloedstroom niet gerealiseerd wordt tijdens de extreme tijcondities. Onder de voorziene stormcondities kunnen zowel de extreme vloed- als ebstroom niet bereikt worden. Als dusdanig is in het 3D-schaalmodel de relatieve impact van de loodrecht invallende golven op de sedimenttransportontwikkeling belangrijker dan de laterale zandverplaatsing onder invloed van de getijstroming.

1.6. REFERENTIES

1. Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen - Dienst der Kusthavens (1994), Evolutie van strand en vooroever te Knokke-Zoute (KNOK 94.001).

2. Administratie Waterwegen en Zeewezen - Afdeling Waterwegen Kust (1995), Morfologische opvolging van de combinatie voedingsberm en zandsuppletie in de zone De Haan - Bredene + Addendum, BERM95.002.

3. Administratie Waterwegen en Zeewezen - Afdeling Waterwegen Kust;
   Stormverslag STORM 95.002 van 31/12/94-03/01/95
   STORM 96.002 van 19/02/96
   STORM 96.004 van 29/08/96

4. Administratie Waterinfrastructuur en Zeewezen – Dienst der Kusthavens (1994), Bufferzone Heist – Sedimentdynamica, KDN94.004, Eurosense nv.

5. Blanckaert J. en Van Praet D. (1999), Fysische modelstudie van strandvoeding voor de Belgische Oostkust - Volume I : Suppleties - Volume II : Golvenanalyse, Eindwerk FTW - RUG.

6. Hughes S.A. (1993), Physical models and laboratory techniques in coastal engineering, Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 7, World Scientific Publishing Co. Singapore.

7. Kerckaert P. (1985), Stroomatlas Werkgebied & Pas van het Zand – Uitgave 25, Waterbouwkundig Laboratorium Borgerhout.

8. Kerckaert P., Roovers P.P.L., Noordam A. en De Candt P. (1986), Artificial beach re-nourishment on the Belgian East Coast, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 5, p. 560, september 1986, ASCE.

9. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap (1989), Haecon ZHA732/89.2577 (ref. rapport), Atlas van hydro-meto waarnemingen voor de Vlaamse Kust.

10. Roovers P.P.L., Kerckaert P., Burgers A., Noordam A. en De Candt P. (1981), Beach protection as part of the harbour extension at Zeebrugge, Belgium, Proceedings PIANC-Congress XXV, p. 755, Edingburgh (Scotland).

11. Ruggiero P., Komar P.D., McDougal W.G. en Beach R.A. (1996), Extreme water levels, wave run-up and coastal engineering, Proceedings ICCE 25, p. 2793, Orlando (Florida, USA), ASCE.

12. Verbanck S. (Haecon studiebureau) (1999), "Voorstudie - Studie Kustverdediging te Knokke-Zoute" - Bestek WL/97 E31, KHB 1768.

13. Van Cauwenberghe C. (1990), Overzicht van de tijwaarnemingen langs de Belgische Kust, Rapport 40-Hydrografische Dienst der Kust Oostende.

14. Warnier F., Raes E., Malherbe B. en Lahousse B., Execution aspects and monitoring of a new beach nourishment concept at De Haan : combined feed berm and profile nourishment, Proceedings ICCE 24, p. 552, Kobe (Japan).

15. Warnier F.en Vandecasteele M. (2000), Stroommetingen ter hoogte van de MOW2-meetpaal, TV Noordzee en Kust.

16. Work P.A. en Roger W.E. (1998), Laboratory study of beach nourishment behavior, Journal of Water, Port, Coastal & Ocean Engineering, Vol. 124, No. 5, p. 229, September/October 1998, ASCE.

HOOFDSTUK 2

MORFOLOGISCHE ONTWIKKELING VAN DE KUSTBATHYMETRIE

2.1. INLEIDING

Zoals hierboven reeds geschetst zijn de fysische experimenten in het 3D-schaalmodel hoofdzakelijk bedoeld als bevestiging van het eerder beschreven transportmechanisme in de beschouwde kustzone ten oosten van Zeebrugge. De volledige hydrodynamische simulatie laat toe om naast de loodrechte golfimpact op het strand, onder variërende verticale tij-evolutie, ook de combinatie met de laterale tijstroming te verifiëren. Zo kan de vooropgestelde wisselwerking tussen golfinval en langse eb- en vloedstroom in een fysisch schaalmodel worden aangetoond en tegelijk worden getoetst aan de werkelijkheid. Om deze synergie te kunnen ontwikkelen is opnieuw het suppletieprofiel van 1986 als referentie-instrument gebruikt. Voor dit kustprofiel kunnen immers de 3D-modelresultaten naast de 2D-modellering (fysisch en mathematisch) en naast de terreinwaarnemingen in de kuststrook worden geplaatst.

Op basis van de aldus vastgelegde (morfologische) schaalfactoren en modeleffecten wordt de verdere kwantificatie van de 3D-proeven voor de profielsuppletievorm 2 en de suppletie 4 met grindafzooming beter gestaafd. Hierdoor kan naast een kwalitatieve vergelijking tussen de drie suppletievormen ook een meer betrouwbare kwantitatieve prospectie van de sedimentbeweging worden uitgewerkt.

2.2. SUPPLETIE 1986 : DE REFERENTIEVORM

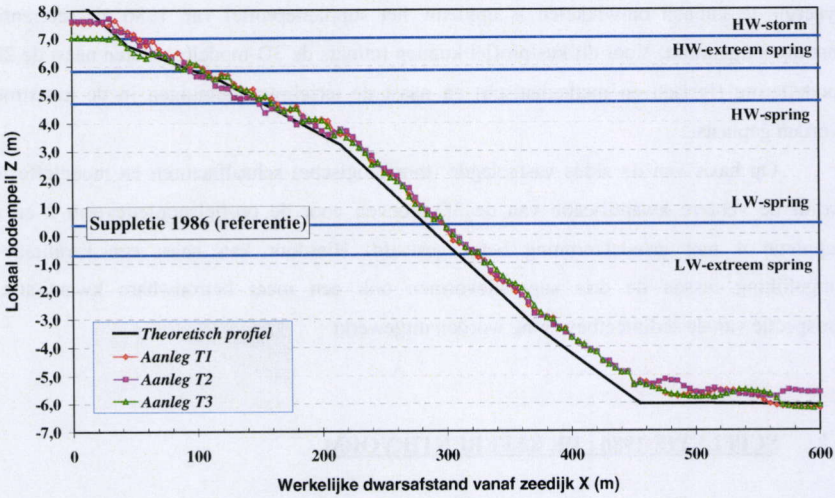
2.2.1. Algemene bathymetrie

De samenvattende tabel met een overzicht van alle 3D-proeven op het einde van dit hoofdstuk toont drie testreeksen voor de referentie-suppletie '86. De samenstellende getijden zijn telkens identiek maar bij de testreeks 1 en 2 is de opeenvolging verschillend, terwijl bij testreeks 3 geen langse tijstroming is gesimuleerd. Deze laatste proevenreeks (waarbij

uitsluitend loodrechte golfimpact is gesimuleerd) vormt de expliciete link met de 2D-experimenten in de golfgoot (cfr. Deel B - Hoofdstuk 5).

Een identiek verschaalde hydrodynamische belasting op een gelijk geometrisch verschaald kustdwarsprofiel identificeert de morfologische schaaleffecten in de respectievelijke fysische schaalmodellen. De gekozen modelsedimenten bepalen immers de transportontwikkeling in het model. Een vergelijking tussen 2D- en 3D-resultaten met de in werkelijkheid vastgestelde sedimentmobiliteit, kwantificeert en kalibreert de fysische modelmetingen. Zoals eerder vermeld (cfr. Deel B – Hoofdstuk 2) is voor het 3D-schaalmodel GA39-zand (D_{50} = 100 µm – w = 5.74 mm/s) als modelzand gekozen.

De ontwikkeling van de kustbathymetrie in het 3D-model wordt telkens gerefereerd ten opzichte van de effectief aangelegde, initiële configuratie. Daarom ook wordt dit aanleg-profiel met de PROVO-installatie (cfr. Deel B - Hoofdstuk 2) geregistreerd als vertrekpatroon. De zeer goede reproductie van de theoretische aanlegvorm illustreert het vakmanschap en de precisie van de technische staf (figuur 1).

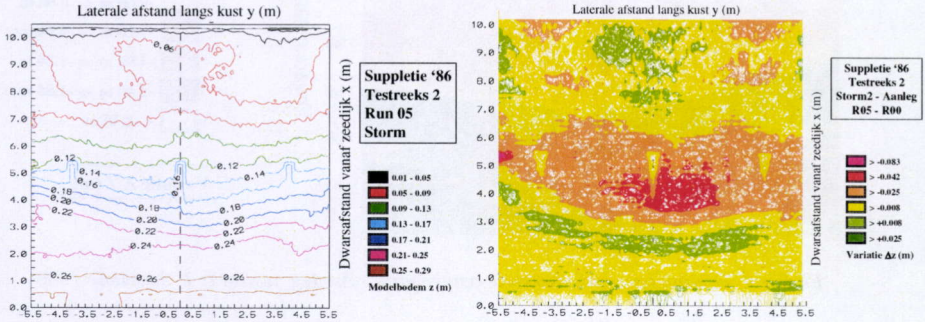


Figuur 1. Aanlegprofielen van suppletie '86

Na elke sequentie in de testreeks wordt de resulterende kustbathymetrie gescand met de PROVO. De aldus beschikbare gridinformatie wordt verder omgezet naar een dieptelijnenkaart (2D-voorstelling). Vandaar kan door een vergelijking tussen deze respectievelijke bathymetrieën (in het commerciële softwarepakket Surfer) een evolutiekaart

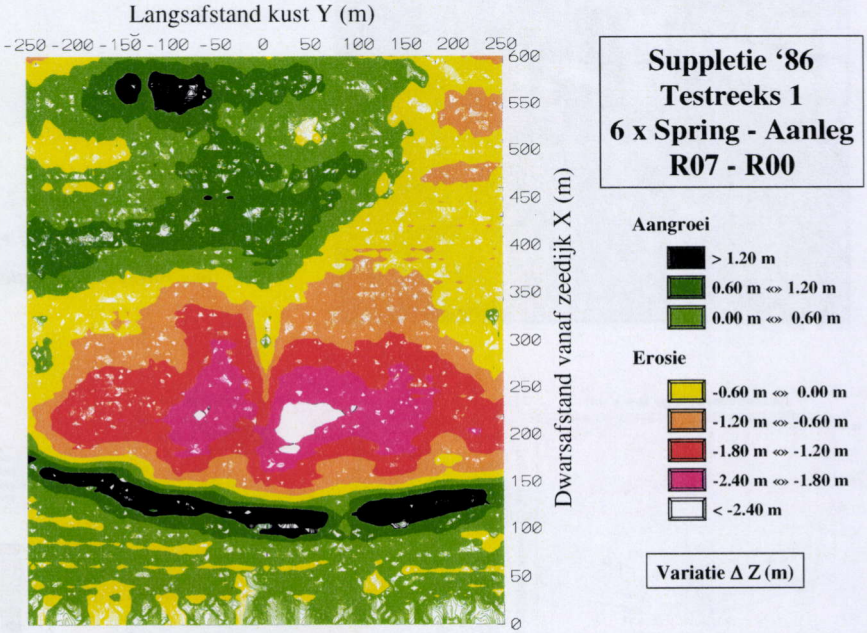
worden opgesteld. Dergelijke evolutiekaart, ofwel tussen opeenvolgende resulterende kustbathymetrieën ofwel in vergelijking met de initiële aanlegvorm, toont duidelijk de locaties aan waar erosie (afslag) en sedimentatie (aangroei) optreedt. Een zuiver geometrische verschaling (lineaire schaal α_s = 60) van de modelregistratie levert de verder gebruikte werkelijke bodempeilen en langs-/dwarscoördinaten op. Bij de verder vermelde volumevariaties in het kustgebied dient dan ook gesteld dat de soms kleine modelvariaties worden uitvergroot met een factor 60^3 = 216 000.

Figuur 2.
Registratie van modelbathymetrie
met PROVO-installatie



Figuur 3. Bodempeilkaart & evolutiekaart (modelafmetingen)

Het gebruik van werkelijke afmetingen (geometrisch verschaald) bij de verdere analyse plaatst de beschouwingen rechtstreeks in een realistisch kader zodat makkelijker toetsing of reflectie naar het terrein kan worden teruggevonden. Om de randeffecten uit het schaalmodel te elimineren is enkel een centraal gedeelte van de vervormde kustbathymetrie (meestal Y = - 250 → 250 m) voor de verdere analyse beschouwd. De bodempeilkaarten vertonen een vrij uniforme profilering over de volle breedte van het modelgebied. De dieptelijnen blijven nagenoeg evenwijdig met de kustlijn; enkel zeewaarts van de kop van het strandhoofd vervormen de initieel horizontale bodemlijnen naar een bolle vorm 'rond' het centrale strandhoofduiteinde dat ook effectief bloot ligt en als dusdanig ook geregistreerd wordt (uitstulping rond X ≈ 300 m op Y = - 240, 0, + 240 m). Tussen de strandhoofden vervormen de dieptelijnen naar een licht holle vorm.

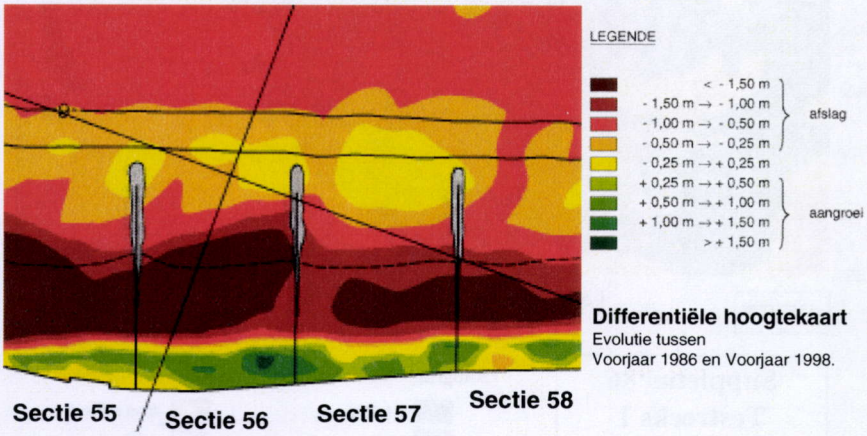


Figuur 4. Evolutiekaart resulterende bathymetrie - Aanleg testreeks 1, Suppletie 1986

De ontwikkeling van de kustbathymetrie wordt veel duidelijker geïllustreerd in de evolutiekaarten. De opeenvolgende verschilkaarten tussen de resulterende bathymetrie en de initieel aangelegde kuststrook tonen de ontwikkeling aan van de erosieve en de aangroeiende zones in het beschouwde kustgebied bij de referentiesuppletie 1986 (figuur 4) :

- op het droog strand (X ≈ 150 m) verschijnt tijdens storm- en extreem springtij, rond de HW-lijn een zandafzetting in een smalle strook die bij de verdere simulaties niet meer wordt aangetast.
- De vooroever en het nat strand (X = 180 → 350 m) kent een algemene afslag waarbij de erosie centraal langsheen het strandhoofd maximaal wordt.
- Zeewaarts van de strandhoofden, ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul, is een globaal lateraal evenwicht tussen erosie en aangroei aanwezig. De sedimentatie aan de westzijde (Y = - 200 m → 50 m) compenseert de verspreide erosie aan de oostzijde. Randeffecten aan de invalszijde verstoren hier het uniforme patroon.

Een rudimentaire vergelijking tussen de modelmetingen en de evolutiekaarten van de werkelijke bathymetrie illustreert de globale overeenkomst: lichte aangroei op het droog strand van sectie 56, hevige zandafslag op de vooroever, stabilisatie rond de koppen van de strandhoofden en lichte erosie in de Appelzak-getijdegeul. Deze goede gelijkenis tussen realiteit en schaalmodel is reeds een eerste indicatie dat de werkelijke transportmechanismen ook in het fysisch model ontwikkeld worden. De resulterende kustbathymetrie in het model stemt dan ook kwalitatief overeen met de terreinwaarnemingen.

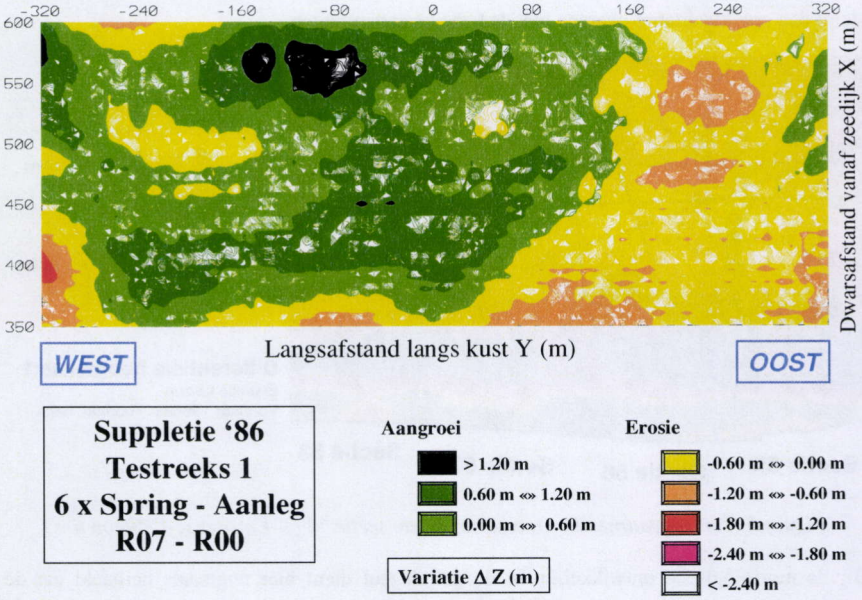


Figuur 5. Terreinwaarnemingen ter hoogte van sectie 56 (© Eurosense-Belfotop n.v.)

Bij de morfologische ontwikkeling in de getijdegeul dient hier nogmaals herhaald dat de beperkte pompcapaciteit van het 3D-model niet toelaat de 'volledige' langsstroming te

genereren. Hierdoor is het relatieve belang van de golfimpact té groot in vergelijking met de stromingsimpact ten gevolge van de langse tijstromen (cfr. Deel C - Hoofdstuk 1).

Deze vaststelling weerspiegelt zich ook in de volledige verschilkaart van de zeewaartse zone (figuur 6). Deze detailopname van het gebied rond de getijdegeul vertoont immers een vrij eigenaardig patroon. De meeste aangroei in deze strook situeert zich immers aan de westzijde, terwijl de oostkant eerder erosief wordt. Dit is volkomen in tegenstrijd met de vaststelling op het terrein dat de resulterende langse tijstroming precies van west naar oost is gericht. Op basis hiervan zou men dan ook (bij gebrek aan laterale zandtoevoer in het model) eerder erosie verwachten aan de westkust en aangroei van de zandbodem langs de oostzijde. Ook hier ligt de verklaring in enerzijds de té kleine langsstroom in het 3D-model en anderzijds het té grove modelzand. Vooral de maximale vloedstroom, van west naar oost, kan onvoldoende worden gerealiseerd (in vergelijking tot de ebstroom die wel volledig gemodelleerd wordt) waardoor de sedimentbeweging onvoldoende krachtig is om het resulterende west-oost langstransport volledig te induceren. Daarenboven is geen externe zandaanvoer van buiten de modelzone voorzien in het fysisch schaalmodel waardoor geen natuurlijke, laterale zandvoeding aanwezig is in het 3D-model.



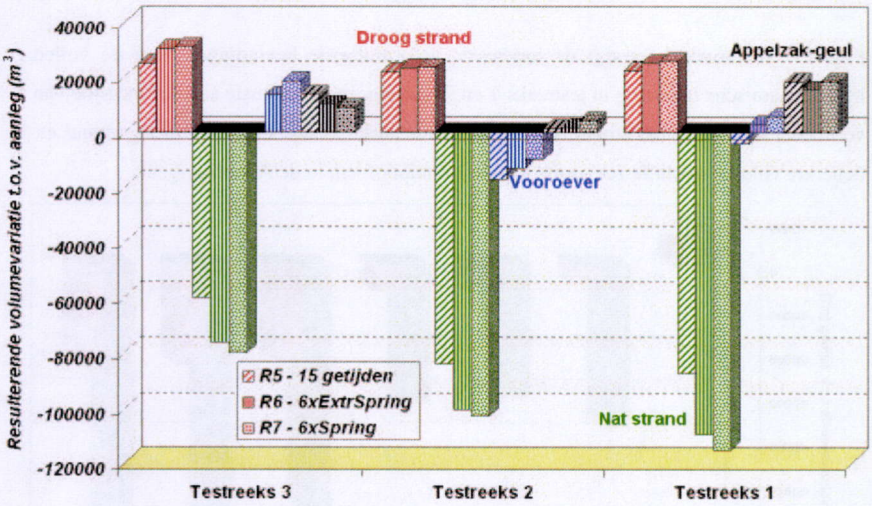
Figuur 6. Detailopname van de volumevariatie ter hoogte van de getijdegeul

2.2.2. Volumevariaties – zandbalans

Een vergelijking tussen opeenvolgende, resulterende bathymetrieën levert niet alleen verschilkaarten op maar laat ook toe effectieve volumevariaties te begroten. In tabel 1 hieronder is voor vier onderscheiden zones in het modelgebied telkens de totale volumevariatie, samengesteld uit positieve (aangroei) en negatieve (erosie) variatie, tussen het resulterend bodemprofiel en de initiële aanleg weergegeven.

De beschouwde kuststrook is 500 m lang (Y = - 250 → + 250 m) en situeert zich centraal in het model. Voor drie stadia is de volume-evolutie in de respectievelijke gebieden (droog en nat strand, vooroever en getijdegeul) van het kustdwarsprofiel opgetekend :

- op het einde van de volledige 2D-cyclus, bestaande uit 15 getijden (= 2 x 100-jarige storm, 1 x springtij, 2 x 6 normale getijden) [R5] - *Schuine lijnen*
- na de 6 extreme springgetijden volgend op de 2D-cyclus [R6] - *Vertikale lijnen*
- na de finale, extra 6 springgetijden [R7] - *Stippenvulling*



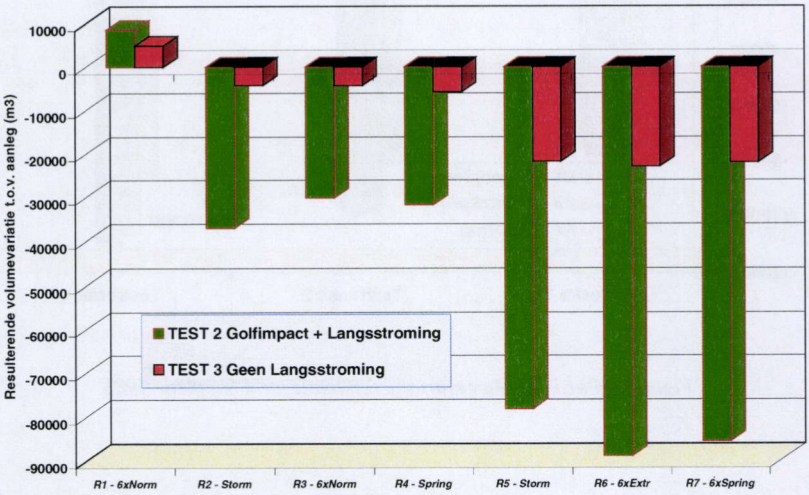
Figuur 7. Partiële volumevariatie referentievorm Suppletie 1986

	Testreeks 1	Testreeks 2	Testreeks 3	
Zone 1 R5 – R0 R6 – R0 R7 – R0	+ 22 063 m³ + 24 940 m³ + 25 631 m³	+ 21 797 m³ + 23 104 m³ + 23 369 m³	+ 24 832 m³ + 30 167 m³ + 30 965 m³	0 ≤ X ≤ 160 m ***DROOG STRAND***
Zone 2 R5 – R0 R6 – R0 R7 – R0	- 87 304 m³ - 109 631 m³ - 115 131 m³	- 84 079 m³ - 100 453 m³ - 102 966 m³	- 60 241 m³ - 76 234 m³ - 80 109 m³	160 m < X ≤ 340 m ***NAT STRAND***
Zone 3 R5 – R0 R6 – R0 R7 – R0	-3 955 m³ + 2 861 m³ + 5 575 m³	- 17 955 m³ - 13 194 m³ - 9 928 m³	- 27 m³ + 13 231 m³ + 18 531 m³	340 m ≤ X ≤ 160 m ***VOOROEVER***
Zone 4 R5 – R0 R6 – R0 R7 – R0	+ 18 079 m³ + 15 219 m³ + 18 207 m³	+ 1 264 m³ + 1 621 m³ + 3 983 m³	+ 13 632 m³ + 9 859 m³ + 8 613 m³	460 m ≤ X ≤ 600 m ***APPELZAK***

Tabel 1. Volumevariaties tussen resulterende (Rn) en initieel aangelegde bathymetrie (R0)

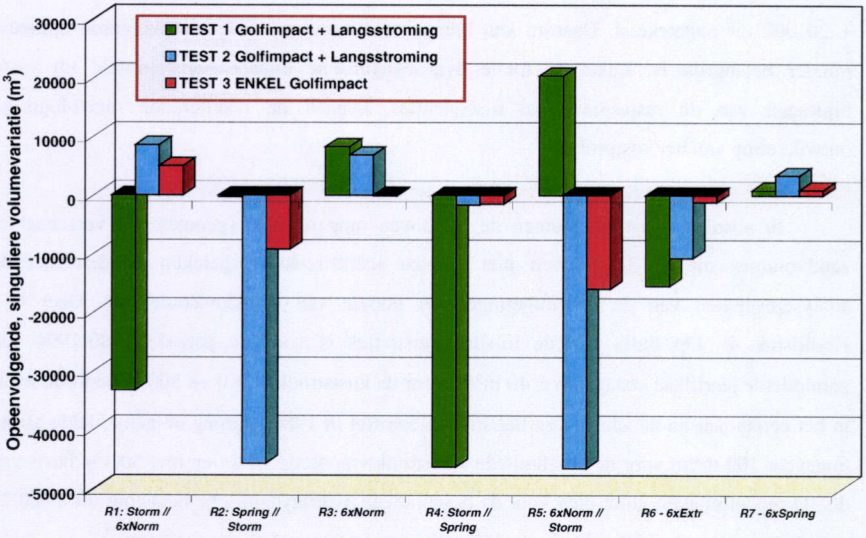
Referentievorm Suppletie 1986

Figuur 7 hierboven bevestigt de hierboven geformuleerde bevindingen voor de volledige hydrodynamische belasting in testreeks 1 en 2: de uitgesproken erosie aan de landzijde van de vooroever en op het nat strand, de consistente beperkte aangroei op het droog strand en de beperkte volume-evolutie zeewaarts van de strandhoofden, in de Appelzak-geul.



Figuur 8. Cumulatieve volumevariatie suppletie '86 - Met / Zonder langse tijstroming

Testreeks 3, waarbij geen langsstroming is gesimuleerd, toont een identiek beeld op het strand en de vooroever. In de getijdegeul daarentegen is een duidelijke consistente aangroei te merken door de vorming van een brekersbank, zeewaarts van de strandhoofden, net zoals bij de 2D-proeven in de modelgoot. In absolute waarde is de volumevariatie over het volledige modelgebied bij testreeks 3 dan ook veel kleiner : de minder sterke erosie op nat strand en vooroever en de duidelijke sedimentatie in de brekersbank op de flank van de getijdegeul resulteren in een duidelijk veel minder negatieve zandbalans bij de proef zonder langsstroming. De vrije ontwikkeling van de brekersbank langs de zeewaartse zijde resulteert in een veel verder ontwikkelde evenwichtsvorm, waardoor de transportgraad sterk afneemt. De combinatie met de laterale tijstroming die precies de vorming van de brekersbank belemmert, belet de vorming van een evenwichtsdwarsprofiel en leidt aldus tot een hogere graad van transportontwikkeling. De zijdelingse afvoer (door de tijstroom) van het in dwarse zin aangevoerde zand (golfimpact) verklaart de negatieve zandbalans van de testreeks 1 en 2. Opnieuw illustreert bovenstaande synthese de goede overeenkomst tussen de transportmechanismen in het fysisch schaalmodel en de werkelijkheid, waar ook een structureel erosieprobleem is vastgesteld.



Figuur 9. Discrete volumevariatie tijdens individuele tijsequenties

De individuele impact van de respectievelijke tijsequenties is duidelijk af te leiden uit figuur 9 waar voor de drie testreeksen de discrete volumevariatie tussen de opeenvolgende sequenties is getoond, als bijdrage tot de eerder vermelde gecumuleerde volumevariatie tussen de beschouwde momentopname en de aanleg. De stormsimulatie draagt duidelijk maximaal bij tot de uiteindelijke erosieve balans. Gedurende dergelijke 100-jarige stormsequentie wordt ongeveer 45 000 m³ zand (≈ 90 m³/m) afgeslagen over een strandbreedte ΔY =500 m. Dit is ongeveer 50 % van de resulterende erosieve volumevariatie voor het volledige blok van getijden. Opvallend in testreeks 1 is de minder erosieve stormactie tijdens de eerste proef. Er is zo'n 15 000 m³ zand minder afgeslagen tijdens deze startsessie. Mogelijk is dit te verklaren doordat het initieel aangelegde zandmassief nog niet volledig verzadigd en gestabiliseerd was bij aanvang van deze eerste proevenreeks. Dit initiële verschil in erosievolume zet zich door naar het uiteindelijke cumulatieve resultaat waardoor een aanvankelijk veronderstelde invloed van de tijvolgorde in de testreeks al veel minder uitgesproken wordt. De gelijke individuele bijdragen voor elke verdere sequentie uit de testreeks, onafhankelijk van de volgorde, bevestigt bovenstaande hypothese. De discrete volumevariaties bij overeenkomstige hydrodynamische belasting stemmen vrij goed overeen : bij de tijsequentie van 6 x normale tijcyclus zijn respectievelijk zandvolumevariaties van + 8 200 m³, + 8 500 m³, + 6 800 m³ en + 20 000 m³ opgetekend. Daarom kan hier gesteld worden dat de reeksvolgorde opnieuw minder belangrijk is. Enkel de totale hydrodynamische impact, samengesteld uit vaste bijdragen van de respectievelijke tijsequenties, bepaalt de resulterende morfologische ontwikkeling van het kustprofiel.

In absolute waarden kunnen de hierboven omgerekende (geometrisch verschaalde) zandvolumes uit de 3D-proeven niet zomaar rechtstreeks vergeleken worden met de analyseresultaten van de terreinmetingen ter hoogte van Knokke-Zoute (cfr. Deel A - Hoofdstuk 4). Op basis van de in-situ registraties is voor de periode 1986-1994 een gemiddelde jaarlijkse afslag van ± 40 m³/m voor de kuststrook X = 0 → 500 m begroot; maar in het eerste jaar na de aanleg van het suppletieprofiel in 1986 bedroeg de gemiddelde afslag ongeveer 100 m³/m voor de beschouwde kuststrook van sectie 50 tot en met 60. Op basis van de 3D-modelproeven vindt men voor de beschouwde hydrodynamische belasting (in totaal 27 getijden) een totaal afslagvolume van 160 m³/m zand op het nat en droog strand.
Men merkt onmiddellijk de sterk erosieve impact in het fysisch schaalmodel, ondanks het té grof gekozen modelzand (cfr. Deel B - Hoofdstuk 2). Enerzijds de overdreven hoge hydrodynamische belasting (twee 100-jarige stormen in de reeks van 27 tijcycli) en anderzijds

de gekozen morfologische verschaling waarbij de turbulente, brekende golven vooral een erosieve actie genereren en nauwelijks enig strandherstel induceren, verklaren deze duidelijk overdreven zandafslag in het schaalmodel. De bekomen modelresultaten zijn toch bruikbaar op twee niveaus :

1. een kwalitatieve vergelijking van de morfologische ontwikkeling (en de stabiliteit) van de verschillende suppletievormen onder identieke hydrodynamische belasting;
2. een kwantitatieve prognose op basis van een geschikte ijking door vergelijking met werkelijke volumevariaties in het gebied.

Toch wordt hier een relatie gelegd tussen de zandbalans uit de modelproeven en deze vastgesteld op het terrein. Deze link tussen absolute zandvolumes is louter vergelijkend en steunt verder niet op statistisch verantwoorde extrapolaties tussen de (artificiële) modelbelasting en de werkelijke hydrodynamica in de betreffende registratieperiode. Er wordt m.a.w. een absolute link gelegd tussen zandvolumes uit modelwaarnemingen en in-situgegevens voor de referentiesuppletie van 1986. Deze absolute link wordt dan verder gebruikt voor een vergelijkende studie van de respectievelijke zandbalansen bij de alternatieve suppletievormen onder identieke hydrodynamische belasting en voor een betere duiding van de transportvolumes op zich. De directe omzetting van de modelresultaten naar werkelijke zandvolumes kan als volgt worden uitgewerkt :

- Terreinwaarnemingen : 100 m³/m over 1 jaar (≅ 730 getijden) → 0.14 m³/m/tij
  voor het eerste jaar na de aanleg van de suppletievorm in 1986
  60 m³/m/jaar (≅ 730 getijden) → 0.08 m³/m/tij
  voor de eerste jaren na de aanleg van de suppletievorm in 1986
- Modelmetingen : 160 m³/m over 27 getijden → 5.90 m³/m/tij
- Omrekenfactor : $\alpha_{mt} = 42$, op basis van het eerste jaar
  $\alpha_{mt} = 74$, op basis van de eerste jaren (1-5 jaar) na de aanleg

De omrekeningsfactor duidt aan dat de morfologische impact onder de Froude geschaalde hydrodynamische belasting in het schaalmodel 42 (respectievelijk 74) maal groter is dan de effectieve kustprofielontwikkeling in werkelijkheid.

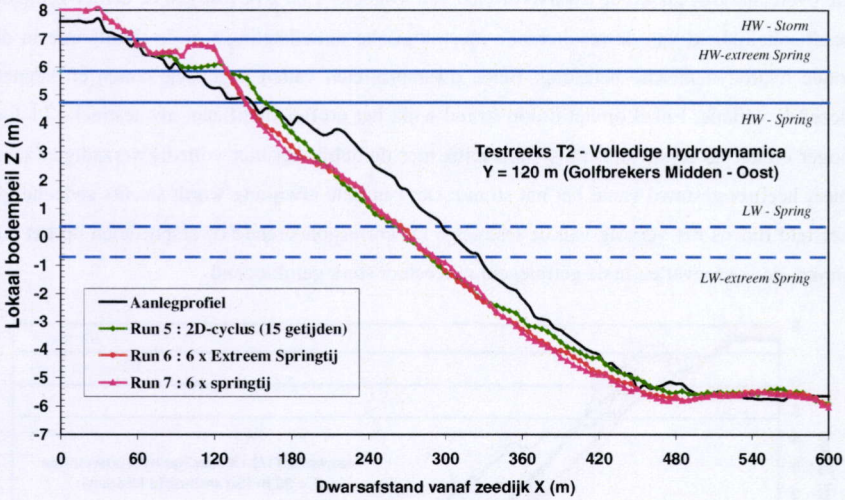
Anders gezegd, in de veronderstelling dat de morfologische ontwikkeling zich met een constante snelheid ontplooit, komen de volumevariaties in het model tijdens de beschouwde hydrodynamische impact in werkelijkheid overeen met 27 x 42 = 1 134 getijden (≈ 1.5 jaar), resectievelijk 27 x 74 = 1998 getijden (2.5 à 3 jaar).

Bij vergelijking: voor de 2D-proeven werd een factor 30 gevonden bij de ijking van de corresponderende modelresultaten met de werkelijkheid (cfr. Deel B – Hoofdstuk 5). Beide ijkingsfactoren liggen duidelijk in dezelfde grootte-orde, wat de gelijkwaardigheid tussen beide fysische schaalmodellen en de gebruikte verschaling illustreert. De theoretische morfologische verschaling volgens het Dean-model ondersteunt deze overeenkomst tussen de experimenten in de golfgoot en de golftank. De gemodelleerde suppletiezanden hebben immers respectievelijk een D_{50} = 400 µm voor het AF100-modelzand in de 2D-golfgoot en D_{50} = 410 µm voor het GA39-zand in het 3D-model. In beide modellen is de verschaalde strandbodem té grof en zal de sedimenttransportontwikkeling eerder te laag zijn. De verklaring voor de overdreven sedimentmobiliteit in beide fysische schaalmodellen (in vergelijking met de werkelijkheid) is dan ook grotendeels toe te schrijven aan de extreem hoge hydrodynamische belasting en in mindere mate aan de tot erosie beperkte fysische schaalmodelwerking. Een voordeel van deze overtrokken morfologische procesontwikkeling is dat tendensen en bijzonderheden meer expliciet naar voren komen en als dusdanig dan ook makkelijker worden gedetecteerd en geanalyseerd.

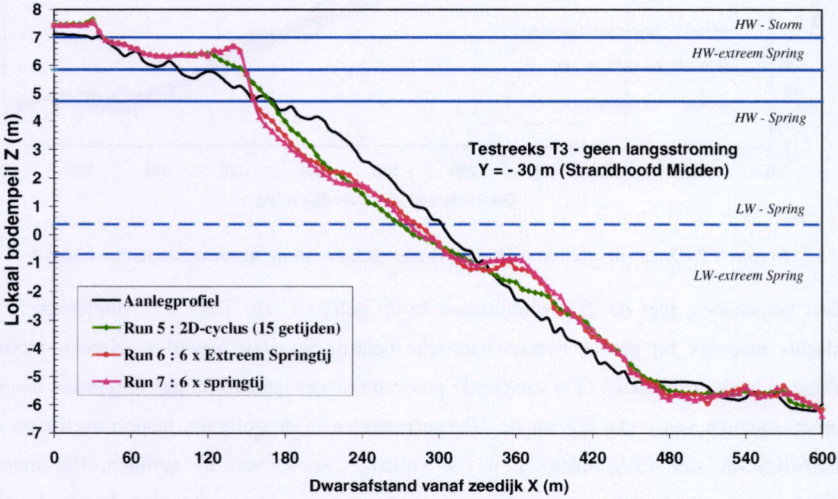
2.2.3. Dwarsprofielontwikkeling

Op basis van het algemene 3D-beeld van de resulterende bathymetrie op de verschillende opnametijdstippen zijn rechtstreeks discrete dwarssecties over de kustbodem te maken. Zo kan naast een algemene bevestiging van de eerder beschreven morfologische procesontwikkeling in het 3D-schaalmodel ook een vergelijking worden ontwikkeld met de 2D-experimenten in de golfgoot.

De resulterende dwarsprofielen, respectievelijk bij testreeks 2 en 3, illustreren duidelijk het sedimenttransportproces. Bij proevenreeks 3, waar geen langse tijstroming werd gesimuleerd, bemerkt men de kleinere afslag van het nat strand en de vorming van een brekersbank op de vooroever (figuur 11). Daarentegen onder volledige hydrodynamische impact (golven + langsstroom) in testreeks 2 bevestigt de veel sterkere erosie op het nat strand en de nagenoeg ongewijzigde vooroever en getijdegeul de vroeger omschreven morfologische ontwikkeling (figuur 10). Onder de laterale eb- en vloedstroom blijft de brekersbank op de vooroever niet langer stabiel en wordt in langse zin 'weggeërodeerd'.



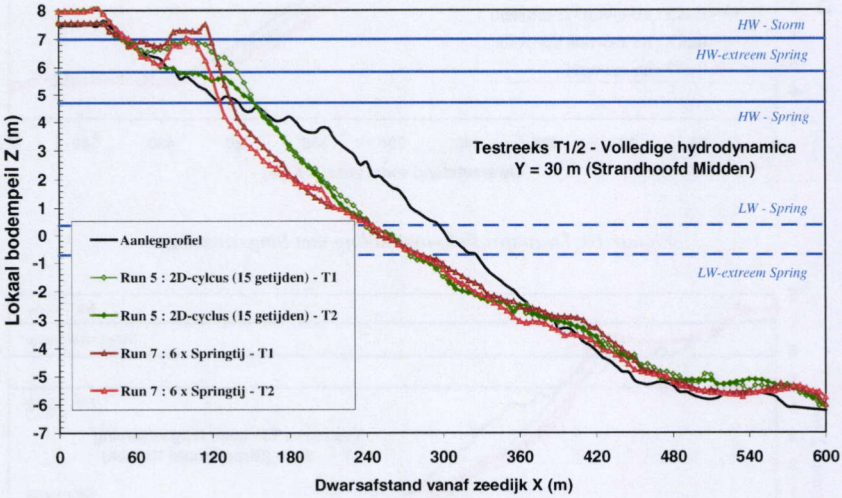
Figuur 10. Dwarsprofielontwikkeling met langsstroming



Figuur 11. Dwarsprofielontwikkeling zonder langsstroming

Na de 2D-cyclus, respectievelijk de volledige testcyclus

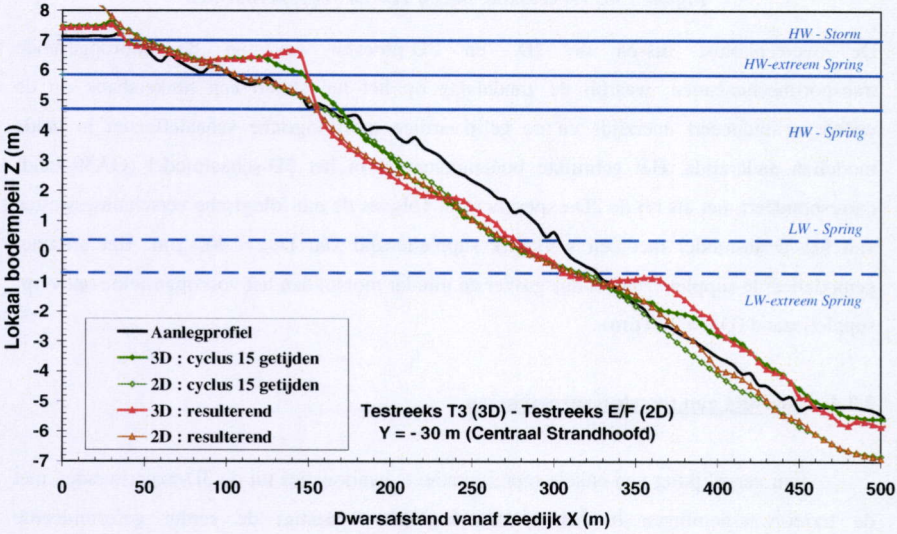
De overeenkomst tussen de dwarsprofielen van testreeks 1 en 2 bevestigen de eerder gemelde onafhankelijkheid van de resulterende morfologische ontwikkeling van de tijvolgorde in de totale hydrodynamische belasting. Beide dwarsprofielen vallen nagenoeg samen en kennen dezelfde variatie. Enkel op het droog strand wijkt het profiel significant af : testreeks T1 ligt hoger omdat de eerste storm als startcyclus hier duidelijk het niet volledig verzadigde zand meer heeft opgestuwd vanaf het nat strand. Deze initiële afwijking wordt slechts gedeeltelijk hersteld tijdens het vervolg van de testreeks. De corresponderende dwarsprofielen op het nat strand, de vooroever en in de getijdegeul zijn echter sterk gelijklopend.



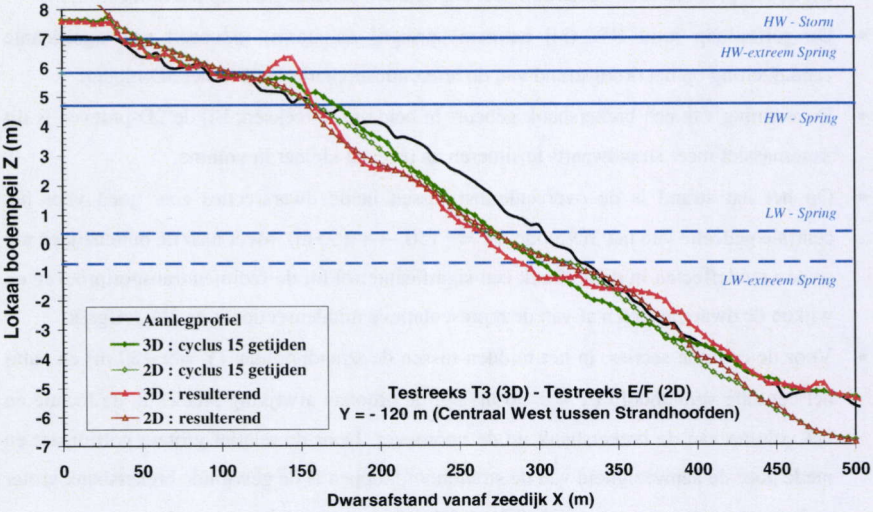
Figuur 12. Dwarsprofielontwikkeling onder gelijke totale hydrodynamische impact

Een vergelijking met de 2D-experimenten in de golfgoot (cfr. Deel B – Hoofdstuk 5) is slechts mogelijk bij gelijke hydrodynamische belastingen voor hetzelfde referentieprofiel. Daarom is hier testreeks 3 (T3) van de 3D-proeven (zonder langsstroming) vergeleken met de proefresultaten van reeks E/F uit de 2D-experimenten in de golfgoot, respectievelijk na de basistijcyclus van 15 getijden en na de volledige sessie van 27 getijden. Het unieke dwarsprofiel uit de 2D-proeven dient naast een representatieve dwarssnede uit de 3D-kustbathymetrie gelegd te worden. Welke sectie nu precies representatief is voor het vervormde bodemprofiel van de model-kuststrook is niet zo eenvoudig vast te leggen. Voor een aantal dwarssecties zijn de gemeenschappelijke kenmerken hieronder verzameld :

- Bij de 3D-proeven is er steeds een veel explicietere zandaangroei op het droogstrand.
- De golfoploop rond HW (bij extreem springtij en storm) induceert een significante zandafzetting op het droogstrand van de referentiesuppletie 1986 in het 3D-model.
- De vorming van een brekersbank gebeurt in beide proefreeksen. Bij de 2D-proeven is dit zandmassief meer strandwaarts te situeren en meestal kleiner in volume.
- Op het nat strand is de overeenkomst tussen beide dwarssecties zeer goed voor het centrale gedeelte van het 3D-model (Y = - 150 → + 150 m). Meer naar de buitenzijden toe spelen randeffecten in de golftank een significante rol bij de sedimenttransportproeven en wijken de dwarsprofielen af van de representatieve middensectie uit de 2D-golfgoot.
- Voor de centrale secties, in het midden tussen de strandhoofden (Y = ± 120 m) en nabij het centrale strandhoofd (Y = ± 30 m) ligt de grootste afwijking precies in de locatie en het volume van de brekersbank op de vooroever. Door de relatief grotere golfimpact en mede door de aanwezigheid van de strandhoofdkoppen is de gevormde brekersbank groter en meer zeewaarts gelegen bij de 3D-modelproeven anderzijds.



Figuur 13a. Vergelijking tussen 2D- en 3D-experimenten



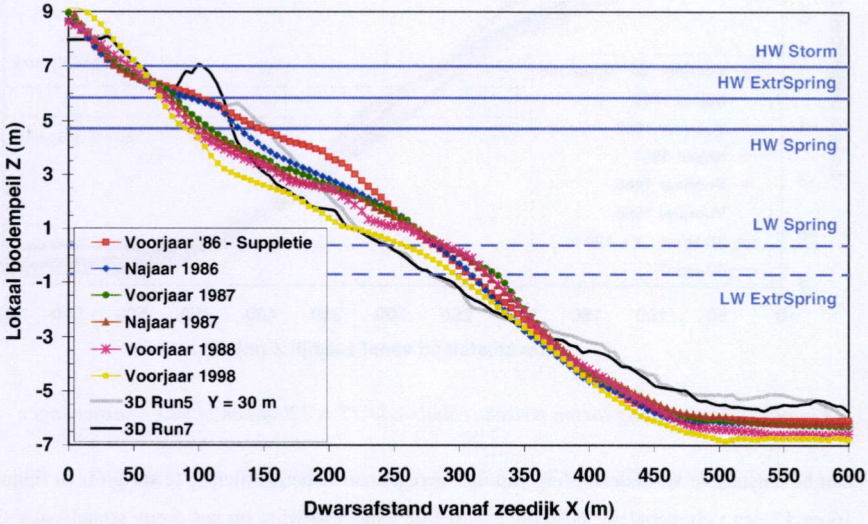
Figuur 13b. Vergelijking tussen 2D- en 3D-experimenten

De overeenkomst tussen de 2D- en 3D-proeven bevestigt de vooropgestelde transportmechanismen, waarbij de zandafslag op het nat strand een brekersbank op de vooroever induceert enerzijds en de gelijkaardige morfologische schaaleffecten in beide modellen anderzijds. Het gebruikte bodemmateriaal in het 3D-schaalmodel (GA39-zand) correspondeert, net als bij de 2D-experimenten, volgens de morfologische verschalingswetten van het Dean-model met een werkelijk suppletiezand van D_{50} = 400 µm. Het effectief gemodelleerde suppletiezand is dus grover en minder mobiel dan het vooropgestelde ontwerp-suppletiezand (D_{50} = 300 µm).

2.2.4. Toetsing aan terreinwaarnemingen

Een vergelijking van enkele representatieve dwarssecties uit de 3D-experimenten met de terreinwaarnemingen in het onderzoeksgebied bevestigt de eerder geformuleerde vaststellingen. In het fysisch schaalmodel induceert de sterke transportontwikkeling vooral stranderosie en geen herstel van het kustprofiel, waardoor eerder een langetermijn-kustprofiel wordt bekomen tijdens de experimenten. In de realiteit is de laterale uitschuring van de getijdegeul groter doordat de lokale tijstroming in het 3D-model te klein is in verhouding tot de golfimpact. Door deze beperkte erosie ter hoogte van de Appelzak-geul is de profielvorm

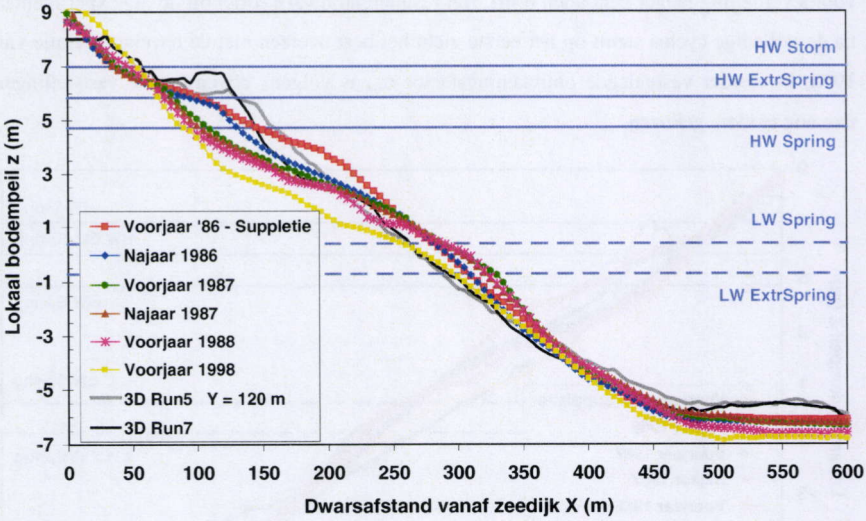
voor het nat strand en de vooroever in het model dan ook minder steil; precies omdat de evenwichtsvorm hier reeds min of meer bereikt wordt terwijl op het terrein de vooroeverhelling langer behouden blijft. Het resulterend dwarsprofiel uit de 3D-experimenten na de volledige cyclus stemt op het eerste zicht het best overeen met de terreinregistratie van 1998. De eerder vastgelegde omrekeningsfactor α_{mt} is volgens bovenstaande vaststellingen dan nog te klein gekozen.



Figuur 14. Vergelijking van 3D-proef (Y = 30 m) met werkelijkheid (sectie 56)

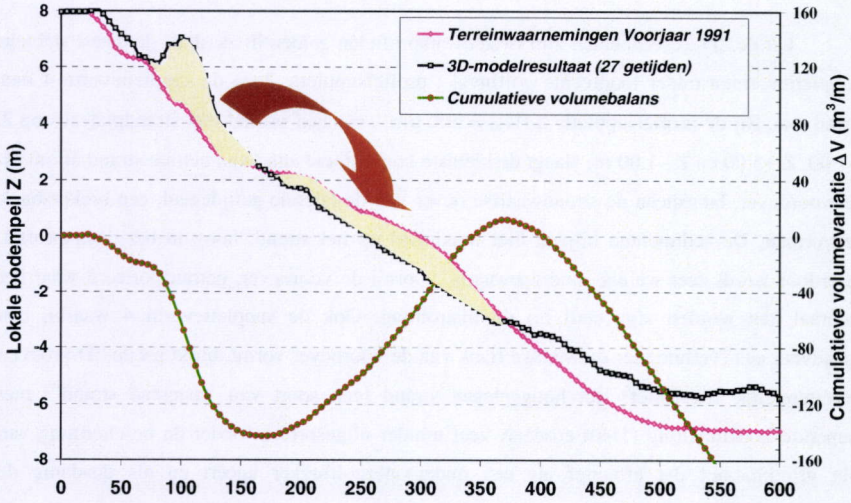
Opnieuw is de opstuwing van zand op het droog strand tijdens stormperioden, zoals waargenomen in de schaalmodelresultaten, nergens terug te vinden in de halfjaarlijkse terreinwaarnemingen. De herprofilering van het toeristisch strand bij het begin van het seizoen verplaatst en verspreidt dit zandvolume meer zeewaarts op het nat strand als extra buffer en recreatieve zone (cfr. Deel A – Hoofdstuk 4). De continue strandregressie komt duidelijk wel naar voor in beide waarnemingen. Doch de terugschrijding van het droog strand is veel meer uitgesproken op het terrein. De uitgesproken afslag op het nat strand van het 3D-model is minder sterk in de werkelijkheid, waarschijnlijk een gevolg van regelmatige, ongecontroleerde onderhoudswerken in deze recreatiezone van het kustprofiel. Men merkt hier zelfs de opbouw van een zandbult strandwaarts van de vooroever. Het aldus gevormd bolle strandprofiel contrasteert dan ook uitgesproken met de holle evenwichtsvorm uit de

fysische experimenten. Menselijk ingrijpen heeft op het terrein duidelijk de natuur een handje geholpen….

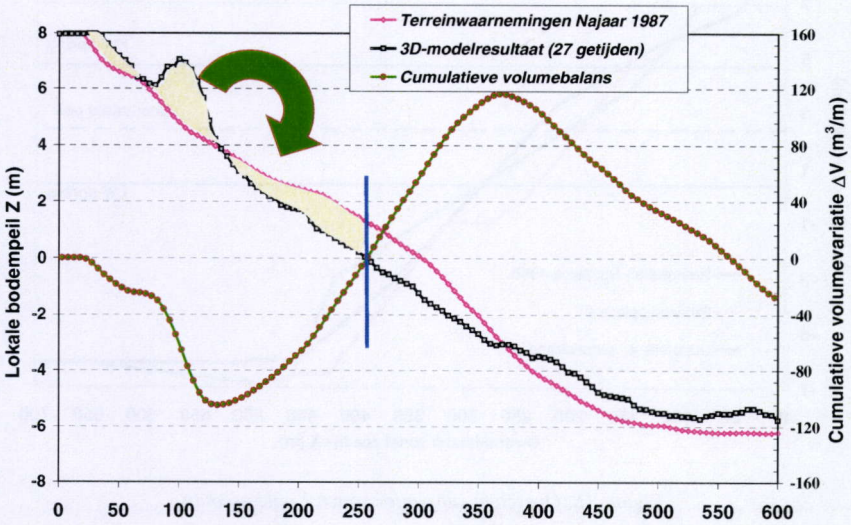


Figuur 15. Vergelijking tussen fysisch schaalmodel (Y = 120 m) en in situ-waarnemingen

Om bovenstaande veronderstelling van niet-geregistreerde herprofilering te staven is in figuur 16 en 17 een volumebalans aangeduid tussen de zandopstuwing op het droog strand volgens het schaalmodel en de afwijking op het geherprofileerd nat strand in werkelijkheid. Voor de terreinwaarnemingen van het voorjaar 1991, vijf jaar na aanleg van de suppletie, zijn beide zandvolumes nagenoeg in evenwicht (figuur 16). Volgens de eerder beschouwde omrekeningsfactor α_{mt}=42 (of 74) is de gemodelleerde periode ongeveer 1.5 jaar (of 3 jaar) en zou de in-situwaarneming van het najaar 1987 (voorjaar 1989) met de dwarsprofielontwikkeling in het 3D-schaalmodel dienen overeen te stemmen. De terreinmetingen van zowel het najaar 1987 (figuur 17) als het voorjaar 1989 vertonen echter nog een duidelijk onevenwicht: de afwijkingen op het nat strand tussen de 3D-modelresultaten en de werkelijkheid kunnen nog niet helemaal gecompenseerd worden door een herprofilering van het op het droog strand afgezette zand in model. Op basis van deze beschouwingen kan gesteld worden dat de schaalmodelresultaten een kustprofielontwikkeling over een middellange termijn (3-5 jaar) vertegenwoordigen; eerder dan de hierboven gedefinieerde korte termijn van 1.5 -3 jaar.



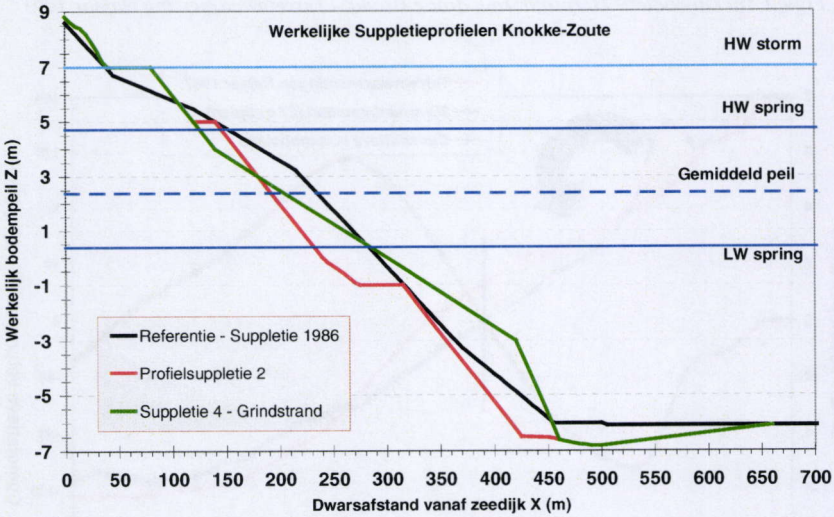
Figuur 16. Zandbalans Herprofilering droog strand – Terreinwaarneming Najaar 1991



Figuur 17. Zandbalans Herprofilering droog strand – Terreinwaarneming Najaar 1987

2.3. ALTERNATIEVE SUPPLETIEVORMEN

Uit de 2D-experimenten zijn twee dwarsprofielen geïdentificeerd als de meest stabiele suppletievormen onder loodrechte golfinval : profielsuppletie 2 en de suppletievorm 4 met grindvoet. Bij de profielsuppletie 2 (D_{50} = 300 µm – concaaf profiel met strandplateaus op Z +7.00, Z +5.00 en Z –1.00 m) slaagt de kleinste hoeveelheid zand van het nat strand af om op de vooroever, langsheen de strandwaartse oever van de laterale getijdegeul, een brekersbank te vormen. De sedimenten blijven hier maximaal op het strand, hoog in het dwarsprofiel. Hierdoor wordt zeer weinig zand zeewaarts, voorbij de vooroever, getransporteerd waar het lateraal kan worden afgevoerd bij de tijstroming. Ook de suppletievorm 4 waarbij een grindvoet een (verhoogde) zeewaartse flank van de vooroever vormt, blijkt uit de 2D-proeven een mogelijk alternatief. Het hooggelegen strand (een soort van "hangend strand") met beperkte bodemhelling (1/40) erodeert veel minder uitgesproken onder de bescherming van het grindmassief dat effectief als een onderwatergolfbreker ageert en als dusdanig de zeewaartse verplaatsing van het strandzand naar de getijdegeul sterk verhindert.



Figuur 18. Overzicht suppletievormen Knokke-Zoute

Deze reeks 3D-proeven belast de alternatieve suppletievormen opnieuw onder de gecombineerde werking van loodrechte golfinval en langse getijstroming. Een identieke

hydrodynamische belasting als in testreeks 2 bij de referentiesuppletie van 1986 is toegepast. Opnieuw zijn de morfologische ontwikkelingen van beide suppletievormen onder de opeenvolgende tijcycli geanalyseerd. De vergelijking met het referentieprofiel laat toe kwalitatieve en kwantitatieve kenmerken voor deze respectievelijke suppleties af te leiden en zo deze alternatieven als mogelijke oplossing voor de werkelijke situatie te valideren.

De verschaling van het grindmassief (D_{50} = 14 mm) in het 3D-model van suppletievorm 4 gebeurt opnieuw op basis van het Deangetal (cfr. Deel B – Hoofdstuk 2) :

Werkelijkheid : D_{50} =14 mm = 14 000 µm

w = 511 mm/s (Van Rijn bezinkingswet)

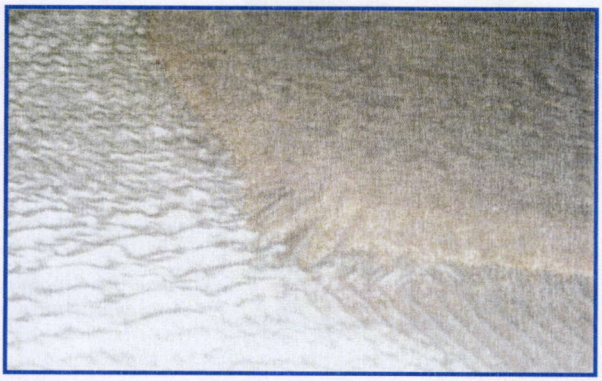
Schaalmodel : $\alpha_s = 60$

$\alpha_w = \sqrt{60} = 7.75$ (verschaling volgens Deangetal)

w = 66 mm/s

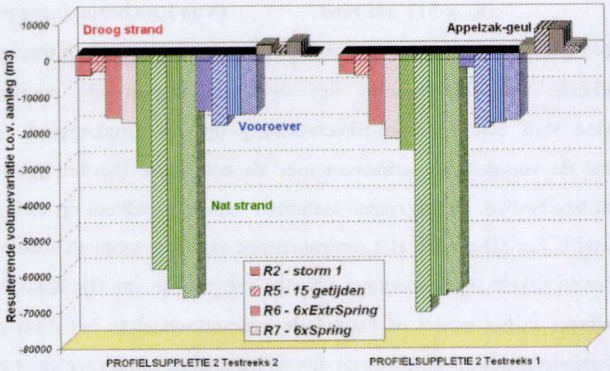
D_{50} = 511 µm zand (Van Rijn bezinkingswet)

Het gebruikte grof zand (D_{50} = 566 µm – w = 72 mm/s) blijkt theoretisch iets te immobiel voor de ontwikkelde simulatie waarbij het suspensietransport als dominant wordt vooropgesteld. Men stelt echter grove ribbelvorming op het grindmassief vast in het schaalmodel, zodat de voorgestelde grindvoet niet als een starre (harde) structuur in het strandprofiel dient beschouwd. De algemene stabiliteit van de grindvoet op zich is dan ook niet vanzelfsprekend in het 3D-model. Het samenbrengen van twee mobiele bodemmaterialen induceert daarenboven enkele supplementaire effecten : segregatie van fijn zand in het grove zand van de grindvoet in het model of variërende bodemruwheid in het dwarsprofiel. De stabiliteit van het grindmassief op zich, vooral dan de aantasting van de zeewaartse grindteen (zie verder), is niet expliciet opgenomen in deze studie als onderzoeksobject. Verdere analyse en nazicht dienaangaande is bij een gebeurlijke uitvoering op het terrein zeker aangewezen.

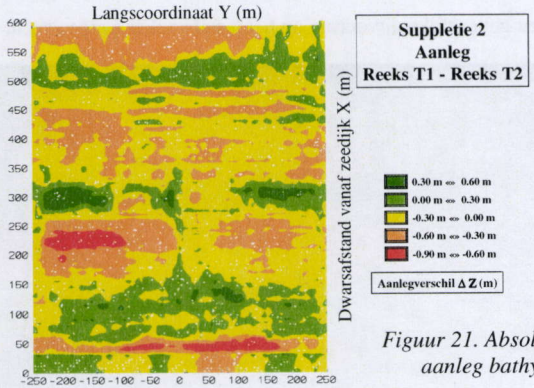


Figuur 19. Detailopname van zeewaartse flank van grindvoet

Bij profielsuppletie 2 zijn twee identieke testreeksen uitgevoerd. Onder dezelfde hydrodynamische belastingen vertoont de resulterende morfologische ontwikkeling een zeer gelijkvormig beeld. Deze goede reproduceerbaarheid van de bodemevolutie illustreert de hoge betrouwbaarheid van de 3D-proeven en schetst de grootte van de absolute foutgrenzen in de kwantitatieve volumebalans-beschouwingen. Ondanks de zeker aanwezige schaaleffecten en de soms versterkte transportontwikkeling blijft het fysisch schaalmodel een betrouwbaar en handig ontwerp- en analyse-instrument. Figuur 20 toont de kwantitatief zeer goede overeenkomst aan tussen de corresponderende volume-evoluties in de respectievelijke zones van het kustdwarsprofiel onder identieke golf- en stromingsimpact. De geometrisch verschaalde hoogteverschillen ΔZ van figuur 21 tonen tegelijk de nauwkeurigheid van het aanlegprofiel en de grootte-orde van de verrekende absolute afwijkingen in het kustprofiel : $\Delta Z = 60$ cm stemt in het effectieve schaalmodel immers overeen met een fout van $\Delta z = 1$ cm !

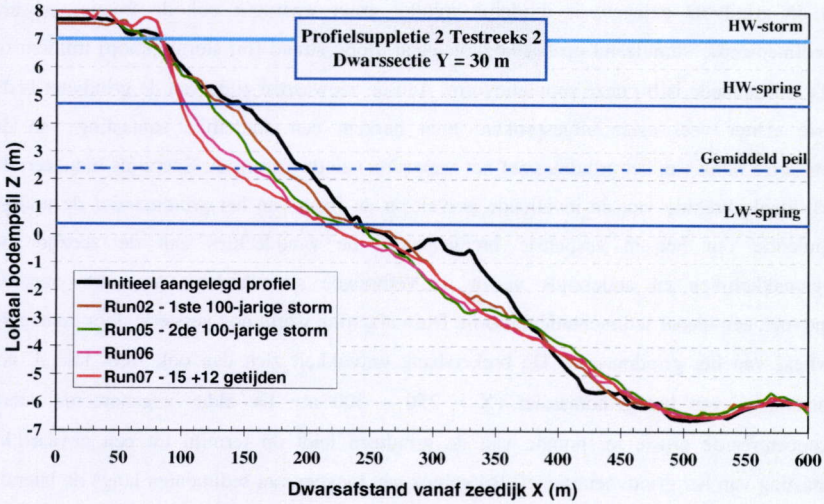


Figuur 20. Volumebalans voor profielsuppletie 2 onder identieke hydrodynamische impact



Figuur 21. Absolute afwijking (foutenmarge) in de aanleg bathymetrie van profielsuppletie 2

De opbouw van een brekersbank, als resultante van het zeewaartse dwarstransport onder golfimpact, ter hoogte van de onderwater zandberm op Z – 1.00 m komt bij profielsuppletie 2 niet voor tijdens de 3D-proeven. Bij de experimenten in de 2D-golfgoot induceert de uitgesproken erosie op het nat strand immers de opbouw van een sterk lokale brekersbank op het zandplateau. Doordat deze horizontale berm het dwarse zandtransport hier precies opvangt in een brekersbank is de verder zeewaartse verplaatsing van zand onder loodrechte golven niet verder zeewaarts, op de flank van de getijdegeul ontwikkeld. Bij de 3D-proeven echter erodeert de combinatie van de golfinval met de langse tijstroming ook de zeewaartse flank van de profielsuppletie 2. Hierdoor wordt het bufferbanket op Z – 1.00 m (volgens de 2D-proeven) nu ook aangetast. Gevolg is een volledige afvlakking van beide strandplateaus (respectievelijk op Z + 5.00 m en Z – 1.00 m) tot een continu dalend evenwichtsprofiel. Het initieel convexe dwarsprofiel varieert naar het "traditionele" concave evenwichtskustprofiel.



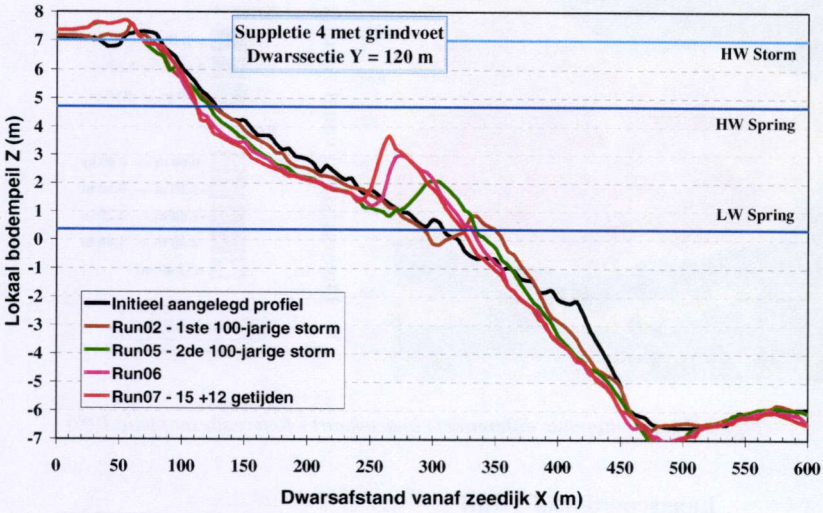
Figuur 22. Karakteristieke dwarsprofielontwikkeling 3D-proeven profielsuppletie 2

Hierdoor treedt een algemene erosie over het profiel op : niet alleen op het nat strand maar ook op de vooroever. De vooropgestelde stabiliteit van deze suppletievorm op basis van de 2D-modelproeven (cfr. Deel B – Hoofdstuk 5) blijkt onder de gecombineerde impact van golven en langse tijstroming niet langer geldig. Het afgeslagen zand op het nat strand van profielsuppletie 2 sedimenteert in de 3D-modellering niet langer in de brekersbank ter hoogte van het onderwaterbanket Z – 1.00 m maar wordt verder zeewaarts getransporteerd naar de

Appelzak-tijgeul waar de laterale getijstroming het zandvolume afvoert. Een structurele erosie van het suppletieprofiel is net als bij de referentiesuppletie 1986 het gevolg. De uiteindelijke dwarsprofielvorm streeft opnieuw naar een evenwichtshelling 1/40 die in goede overeenstemming is met de eerder gevonden helling 1/35 voor de referentiesuppletie 1986 in de 2D-experimenten en op het terrein. Deze evenwichtshelling vindt men ook opnieuw terug bij het resulterend dwarsprofiel van de referentiesuppletie '86 onder de 3D-hydrodynamische belasting.

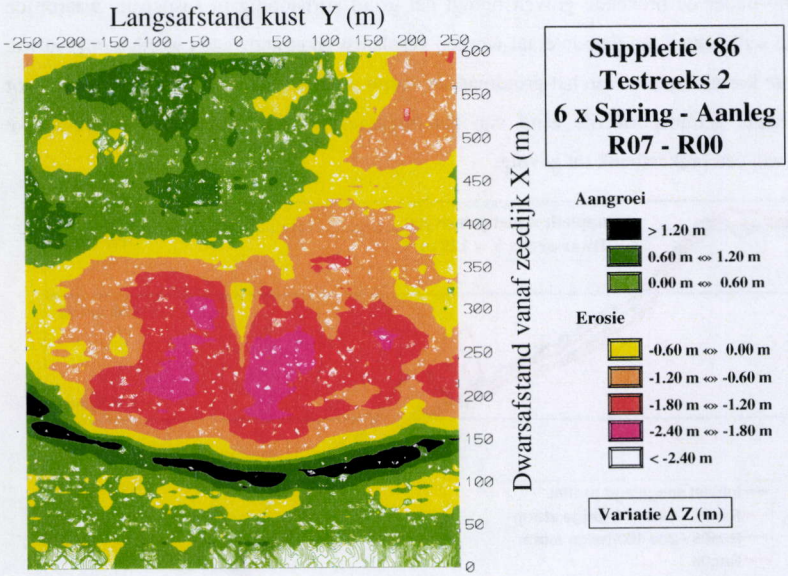
In tegenstelling tot de profielsuppletie 2 en de referentievorm '86 is bij de suppletievorm 4 met grindvoet geen erosie merkbaar op de vooroever. De verhoogde grindvoet (X = 320 → 460 m) verzamelt het in dwarse zin aangevoerde zand waardoor hier zelfs (té) sterke aangroei wordt vastgesteld. De erosie op het nat strand (langs de landzijde van de grindvoet gelegen) is duidelijk minder groot waardoor ook de fractie van het gesedimenteerde strandzand op het hogergelegen droog strand (bij stormoploop) miniem of zelfs onbestaande is bij deze suppletievorm. Aan de zeewaartse zijde van de grindvoet is de erosie echter veel meer uitgesproken: men herkent een duidelijke aantasting van de zeewaartse flank van het grindmassief net zeewaarts van de grindvoet. Enerzijds induceert de sterk lokale breking van de invallende golven op de flank van het grindmassief de nodige turbulentie om het in suspensie brengen van de zanddeeltjes aan de zeezijde te vergemakkelijken en anderzijds vormt de verhoogde strandbodem, zeewaarts van de grindvoet, een ideaal sedimentatieplatform. Deze afzetting wordt nog versterkt door de hogere ruwheid van het grindmassief. De brekersbank ontwikkelt zich dan ook sterk lokaal, net strandwaarts van het grindmassief (X ≈ 250 – 300 m). De aldus gegenereerde, sterk geconcentreerde erosie ter hoogte van de grindteen leidt op termijn tot een gevaarlijke aantasting van het grindvoetmassief. Bij gebrek aan toevoer van sedimenten langs de laterale randen van het schaalmodel kan de overdreven erosie in de tijgeul ten dele ook toegeschreven worden aan het onevenwicht in de sedimentvoeding voor de test-kuststrook. Er is immers vastgesteld dat een zeer belangrijke fractie modelzand zich lateraal, buiten de effectieve modelzone, verplaatst en aldus uit de volumebalans verdwijnt als erosieve bijdrage. De vorming van een expliciete brekersbank net strandwaarts van de flank van het grindmassief is duidelijk veel minder uitgesproken bij het resulterend dwarsprofiel van de 2D-experimenten. Tijdens de proeven in de golfgoot, onder louter loodrecht invallende golven, wordt de zeewaartse flank van de grindvoet veel minder aangetast. In het 3D-model echter erodeert de grindvoet onder de gecombineerde impact van invallende golven en langse tijstroming. De

turbulentie onder de brekende golven brengt het grind kortstondig in suspensie, waarop de zwevende sedimenten ten dele lateraal worden verplaatst en strandwaarts worden opgestuwd. De grovere korrelstructuur van het grindmassief vormt daarenboven een ideale zandvang voor het zeewaarts getransporteerde zand van het hogergelegen nat strand, met de duidelijke vorming van een brekersbank tot gevolg.

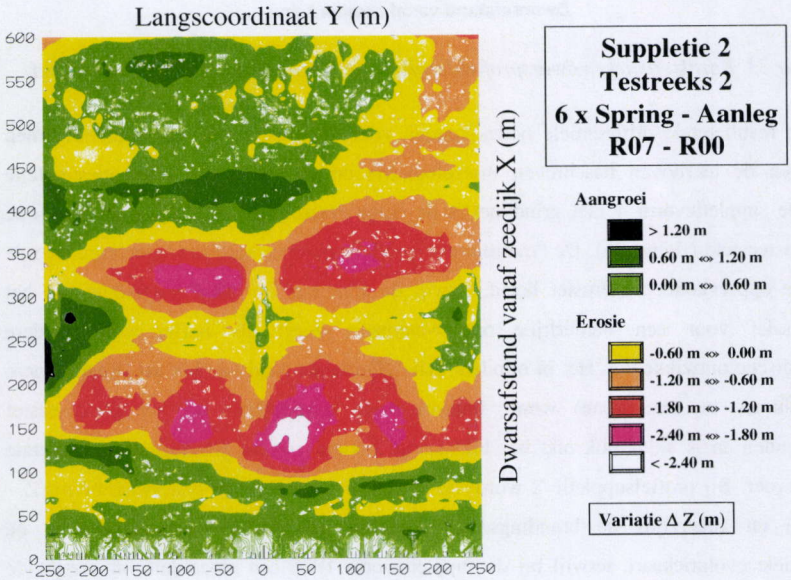


Figuur 23. Karakteristieken dwarsprofielontwikkeling bij suppletievorm 4 met grindvoet

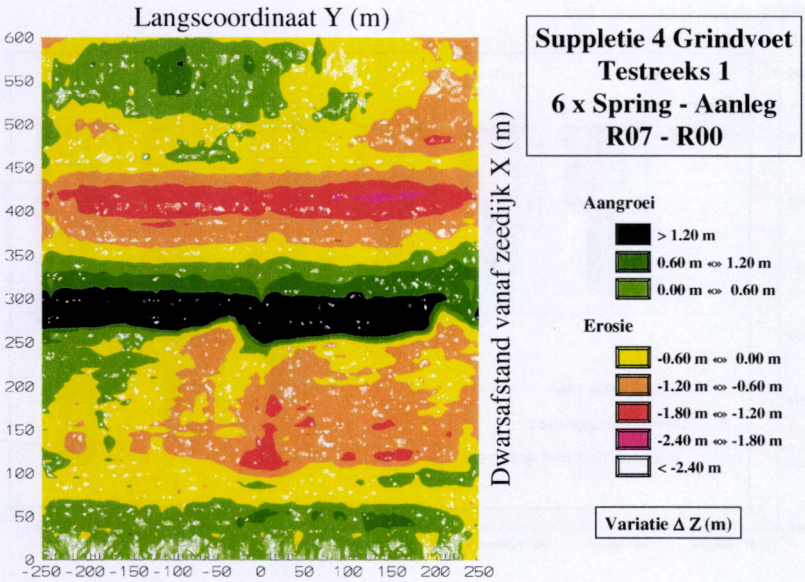
De resulterende differentiële bodemkaarten voor de respectievelijke suppletievormen bevestigen de hierboven beschreven morfologische ontwikkeling van referentiesuppletie 1986. De suppletievorm 4 met grindvoet is de enige waarbij een duidelijke aangroeizone wordt vastgesteld (figuur 26). De "traditionele" profielsuppleties vertonen over nagenoeg de volledige oppervlakte een erosief beeld, terwijl de afzetting van zand ter hoogte van het grindmassief voor een natuurlijke onderwaterberm zorgt als buffer voor verdere morfologische ontwikkeling. Het in mindere mate afgeslagen zand van het nat strand (lagere erosievolumes in deze zone) wordt immers meer strandwaarts op het grindmassief vastgehouden en is aldus ook niet beschikbaar ter hoogte van de getijdegeul voor laterale stroomafvoer. Bij profielsuppletie 2 wordt de afslag van enerzijds de onderwaterberm (Z – 1.00 m) en anderzijds de brandingszone duidelijk gescheiden teruggevonden in de differentiële evolutiekaart, terwijl bij de suppletievorm 1986 een meer uniform verspreide erosie over het nat strand en de vooroever (X = 150 m → 350 m) is geregistreerd (figuur 24).



Figuur 24. Resulterende differentiële bodemkaart - Referentiesuppletie 1986



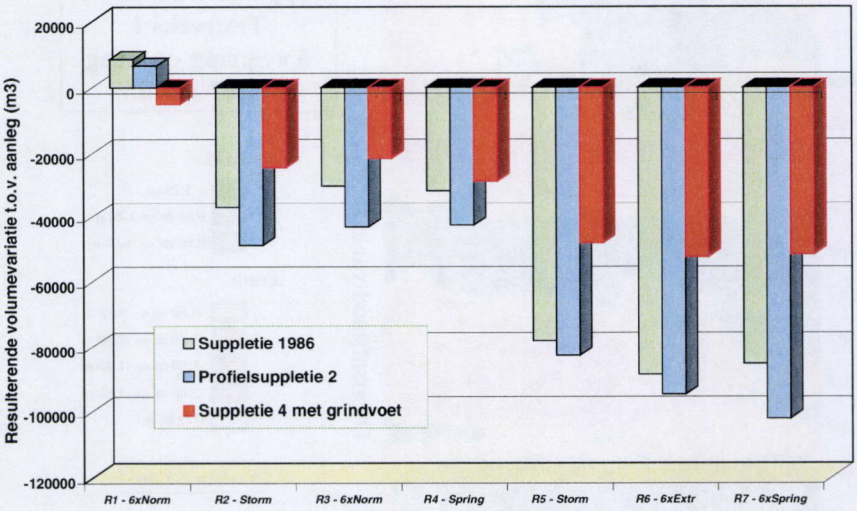
Figuur 25. Resulterende differentiële bodemkaart - Profielsuppletie 2



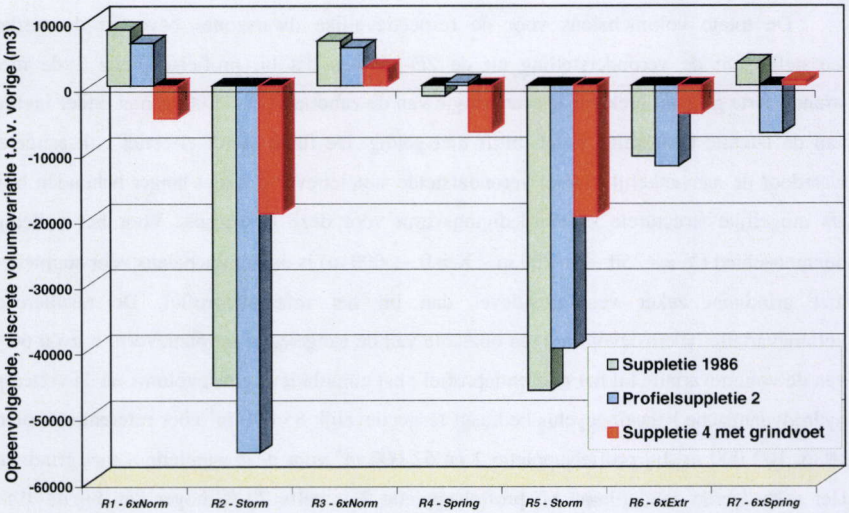
Figuur 26. Resulterende differentiële bodemkaart - Suppletievorm 4 met grindvoet

De totale volumebalans voor de respectievelijke dwarszones bevestigt de eerdere vaststellingen: de veronderstelling uit de 2D-proeven dat bij profielsuppletie 2 de meer strandwaarts gelegen brekersbank ter hoogte van de zandberm Z – 1.00 m niet onder invloed van de laterale tijstroming komt, blijft niet geldig. De flank wordt effectief ook aangetast waardoor de aanvankelijk stabiel veronderstelde suppletievorm 2 niet langer behouden blijft als mogelijke structurele kustverdedigingsvorm voor deze kuststrook. Voor het volledige opnamegebied (Y = - 250 → + 250 m – X = 0 → 600 m) is de volumebalans voor suppletie 4 met grindvoet zeker veel positiever dan bij het referentieprofiel. De resulterende volumevariatie (= erosievolume) ten opzichte van de aangelegde suppletievorm is zo'n 60 % van de volumevariatie bij het referentieprofiel : het cumulatieve erosievolume na de volledige hydrodynamische belastingcyclus bedraagt respectievelijk 85 000 m^3 voor referentiesuppletie 1986, 102 000 m^3 bij profielsuppletie 2 en 52 000 m^3 voor deze suppletie 4 met grindvoet. Het geërodeerde zandvolume bij profielsuppletie 2 is zelfs 20 % hoger dan bij de 1986-referentievorm, doordat er geen aangroei op het droog strand optreedt zoals bij de referentiesuppletie. De erosie op het nat strand blijft immers wel duidelijk kleiner bij

profielsuppletie 2, precies omdat de meer concave aanlegvorm reeds dichter bij de uiteindelijke evenwichtsvorm ligt.

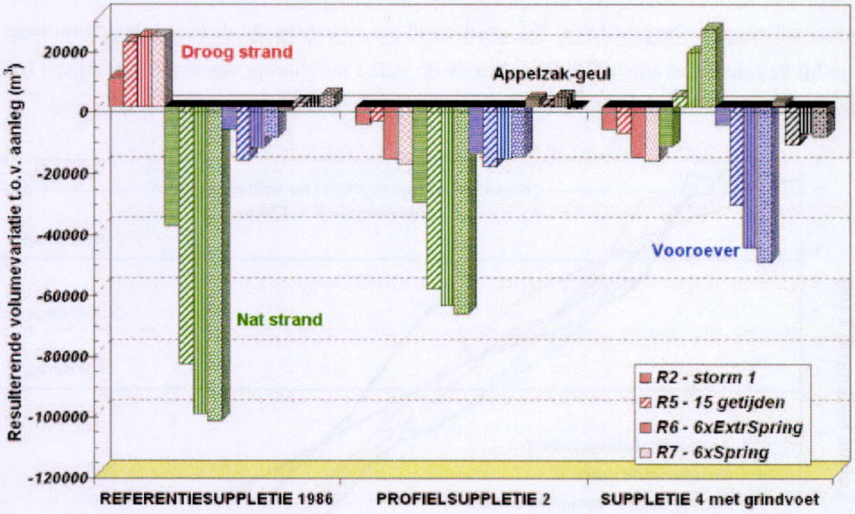


Figuur 27. Resulterende cumulatieve volumevariatie bij de respectievelijke suppletievormen



Figuur 28. Opeenvolgende, discrete volumevariatie bij de respectievelijke suppleties

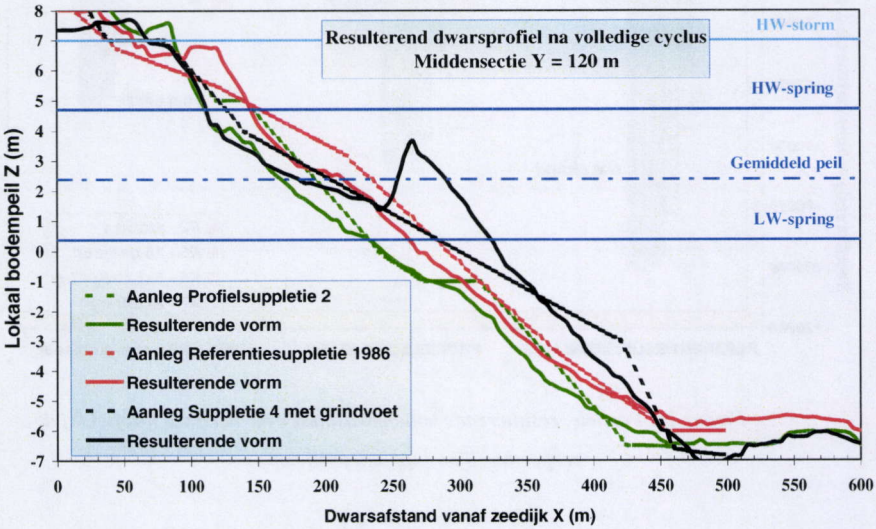
De impact van de eerste 100-jarige storm op suppletievorm 2 is duidelijk veel groter dan bij referentiesuppletie 1986. Precies door het meer strandwaarts doordringen van de loodrecht invallende golven is de beschikbare golfenergie en de dwarse transportcapaciteit op het initieel meer concave kustprofiel van het nat strand veel hoger. Door de reeds verder ontwikkelde (door de effectieve erosie van de convexe horizontale berm-vorm) evenwichtsprofielvorm is de impact van de tweede storm in de hydrodynamische belastingcyclus dan ook veel minder uitgesproken. Omgekeerd zelfs, de referentiesuppletie '86 ondervindt nu blijkbaar meer erosieve impact. Enkel op de vooroever stelt men een (iets) grotere zandafslag vast in de suppletievorm 4 met grindvoet : de uitschuring van de grindvoet langs de steile, zeewaartse flank van het grindmassief verklaart deze vaststelling.



Figuur 29. Partiële, resulterende volumevariaties over het dwarsprofiel bij de respectievelijke suppletieprofielen

Ten slotte zijn de resulterende dwarsprofielen van de respectievelijke suppletievormen onder een identieke, karakteristieke, hydrodynamische belasting samengebracht in figuur 30. Men merkt duidelijk de onderlinge ligging van de kustprofielen. Het resulterende dwarsprofiel van de suppetievorm 4 met grindvoet na de opeenvolgende tijcycli illustreert nogmaals de morfologische ontwikkeling: een aantasting van de zeewaartse flank van het grindmassief, de afzetting van zand in een brekersbank net strandwaarts van het grindmassief

en de veel kleinere erosie (aantasting) van het nat strand hogerop in het profiel. De steile flank van de grindvoet wordt sterk geërodeerd onder de brekingsturbulentie van de invallende golven, die precies hier in het dwarsprofiel de grootste fractie golfenergie verliezen. Hierdoor wordt de golfimpact en dus de transportcapaciteit verder strandwaarts kleiner. Het grindmassief van suppletie 4 is veel meer zeewaarts gelegen en vormt samen met de gevormde brekersbank, die effectief als een onderwaterberm ageert, een goede bescherming voor het hogergelegen strand. Op zich vormt de scherpe, uitgesproken brekersbank op het nat strand een ernstige verstoring, vooral dan vanuit toeristisch-recreatief oogpunt. Deze expliciete zandbank, waarvan de top zelfs boven het gemiddeld waterpeil reikt, zal in werkelijkheid op het nat strand echter niet voorkomen. De zandbuffer zal, net als bij het onderhoud van het strand na suppletie 1986, effectief (en dankbaar) gebruikt worden om het droog-nat strand te herprofileren. Het resulterend nat strand ligt bij deze suppletievorm lager dan bij de referentievorm 1986. Bemerk ook de sterke uitschuring van een lokale tijgeul aan de grindvoet.



Figuur 30. Resulterende dwarsprofielen na volledige hydrodynamische belastingcyclus

De profielsuppletie 2 ligt in zijn geheel lager, of meer landwaarts, dan de referentievorm '86. De meer strandwaartse ligging van het resulterend profiel wordt deels ook verklaard door de initiële vorm van profielsuppletie 2: het concave aanlegprofiel situeert zich immers reeds

verder landwaarts en heeft een duidelijk kleiner initiëel aanlegvolume. De evenwichtsvorm vertoont verder een zeer gelijkaardig verloop zodat op lange termijn de suppletievorm 2 en de referentie 1986 naar eenzelfde evenwichts-kustdwarsprofiel zullen evolueren. Beide resulterende dwarsprofielen lopen nagenoeg parallel, in tegenstelling tot de finale vorm bij de suppletie 4 met grindvoet waar de vooroeverhelling (via het grindmassief) 1/20 veel steiler blijft. De respectievelijke lokaties van de HW- en LW-lijn bieden hier geen echt absolute beleidsparameter: afhankelijk van de suppletievorm kan de respectievelijke locatie al dan niet "kritisch" worden?!

2.4. BESLUIT

De 3D-experimenten bevestigen de combinatie van de dwarse golfimpact en de langse tijstroming als belangrijkste transportmechanismen in de beschouwde kuststrook van Knokke-Zoute. De zandafslag op het nat strand induceert een brekersbank op de vooroever, die lateraal wordt meegevoerd door de tijstroming in de Appelzak-geul en aldus een structureel erosieprobleem veroorzaakt in deze kustzone. Uitgebreide proefreeksen met de referentiesuppletievorm van 1986 illustreren de morfologische schaaleffecten in het model, de toetsing aan de werkelijkheid en de synergie met zowel de mathematische simulaties als de 2D-modelproeven in de golfgoot.

De theoretische, morfologische verschaling (Dean-model) en de praktische zandkeuze resulteren opnieuw in een té grof modelzand. Het GA39-zand in het 3D-model correspondeert immers met een suppletiezand van D_{50} = 400 µm in werkelijkheid, terwijl in het ontwerp een suppletiezand met D_{50} = 300 µm is vooropgesteld. De vooropgestelde hydrodynamische belasting (twee 100-jarige stormen in een reeks van 27 tijcycli) induceert een sterk overdreven sedimentmobiliteit. Door de fysische beperkingen van de geïnstalleerde langspompen in het 3D-schaalmodel is het relatieve belang van de golfimpact in de totale hydrodynamische belasting te groot in vergelijking met de stromingsimpact van de langse tijstroom.

De resulterende bathymetrie-ontwikkeling in de 3D-golftank vormt in vergelijking met de dwarsprofielontwikkeling op het terrein een beeld op middellange termijn (≈ 3-5 jaar), terwijl de absolute omrekeningsfactor α_{mt} = 42 - 74 (op basis van een vergelijking tussen

volumevariaties in het model en op het terrein) eerder een korte termijn-ontwikkeling (≈ 1.5 - 3 jaar) in het 3D-schaalmodel vooropstelt.

Verdere kwantitatieve en vooral kwalitatieve vergelijkingen met de twee voorgestelde alternatieven duiden de suppletievorm 4 met grindvoet duidelijk aan als meest aangewezen kustverdediging voor het beschouwde kustgebied. Immers, de alternatieve suppletievorm - profielsuppletie 2 met horizontale zandbanketten - blijkt onder de gecombineerde impact van golven en tijstroming niet langer stabiel en erodeert als dusdanig ongeveer even snel dan de referentievorm van 1986. Het structurele erosiemechanisme in het kustgebied kan duidelijk niet volledig worden verhinderd door een aangepaste dwarsprofielkeuze voor de suppletie. Het kleinere aanlegvolume bij de profielsuppletie 2 blijft een argument voor de ontplooiing van deze alternatieve suppletie; doch de sterke strandregressie noopt tot een expliciete inbouw van onderhoudsprofileringen in het beheersplan. De suppletievorm 4 met zeewaartse grindvoet daarentegen vertoont een stabiele vooroever met opbouw van een brekersbank op het grindmassief tot een onderwater-bufferberm. Deze brekersbank biedt op zich een obstakel voor de exploitatie van het strand, maar vormt tegelijk een zandbuffer voor het geschikt herprofileren van de strandzone, als expliciet onderdeel van het onderhoud van de suppletievorm. Ook de minder sterke erosie op het initieel lager aangelegde nat strand dient als pluspunt te worden vermeld. Enkel de mogelijke, lokale uitschuring aan de grindvoet dient nader onderzocht te worden.

Overzicht PROEVEN 3D-GOLFBAK WLB - SUPPLETIES

Serie	Datum	Suppl-vorm	NaamProef	Getijde	TijReg	Golf	Hs_w	Golf Reg	Langs	Bathymetrie	Opmerkingen
	29/04/00	Suppletie '86	S1T1R00							Aanleg	
A	2/05/00	Suppletie '86	S1T1R01	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-7.42	1.40xU	OK-Provo	Geen registratie van langssnelheid
T1	3/05/00	Suppletie '86	S1T1R02	Spring	*	Pmspect	2.00	GEEN	1.00xU	OK-Provo	Golfmeter niet aangesloten
	4/05/00	Suppletie '86	S1T1R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	GEEN	0.90xU	OK-Provo	Golfmeter niet aangesloten
	5/05/00	Suppletie '86	S1T1R04	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	GEEN	1.40xU	OK-Provo	Beperking langspomp Umax<<
	9/05/00	Suppletie '86	S1T1R05	6xNorm	O	Pmspect	1.50	GEEN	0.90xU	OK-Provo	Geen vertikaal tij tijdens laatste springtij
	15/05/00	Suppletie '86	S1T1R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-4.44	1.20xU	OK-Provo	Sturing strandpomp bij ebstroom?
	16/05/00	Suppletie '86	S1T1R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-3.75	1.00xU	OK-Provo	Perfecte overeenkomst Ulangs
	18/05/00	Suppletie '86	S1T1R08	12xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.86	0.90xU	OK-Provo	Perfecte overeenkomst Ulangs
			S1T2R00							Aanleg	
B	31/05/00	Suppletie '86	S1T2R01	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-3.03	0.90xU	OK-Provo	EM-snelheidsmeter gedraaid over 30 °
T2	1/06/00	Suppletie '86	S1T2R02	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.62	1.40xU	OK-Provo	
	5/06/00	Suppletie '86	S1T2R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.81	0.90xU	OK-Provo	
	7/06/00	Suppletie '86	S1T2R04	Spring	*	Pmspect	2.00	OK-3.79	1.00xU	OK-Provo	Problemen vert.sturing - opnieuw gestart
	8/06/00	Suppletie '86	S1T2R05	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.81	1.40xU	OK-Provo	
	9/06/00	Suppletie '86	S1T2R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-4.77	1.20xU	OK-Provo	Goede sturing langsdebiet (cfr T1R06)
	13/06/00	Suppletie '86	S1T2R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-3.68	1.00xU	OK-Provo	
C			S1T3R00							Aanleg	
T3	3/07/00	Suppletie '86	S1T3R01	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.84	GEEN	OK-Provo	
	4/07/00	Suppletie '86	S1T3R02	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-9.28	GEEN	OK-Provo	
	5/07/00	Suppletie '86	S1T3R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.84	GEEN	Dwarssstrook L-R	
	6/07/00	Suppletie '86	S1T3R04	Spring	*	Pmspect	2.00	OK-3.71	GEEN	OK-Provo	
	7/07/00	Suppletie '86	S1T3R05	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.55	GEEN	OK-Provo	EM-snelheidsmeter 1/2 h later gestart
	7/07/00	Suppletie '86	S1T3R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-4.50	GEEN	OK-Provo	
	8/07/00	Suppletie '86	S1T3R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-3.74	GEEN	OK-Provo	

Serie	Datum	Suppl-vorm	NaamProef	Getijde	TijReg	Golf	Hs_w	Golf Reg	Langs	Bathymetrie	Opmerkingen
A	18/07/00		S2T1R00							Aanleg	
T1	19/07/00	Suppletie 2	S2T1R01	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.84	0.90xU	OK-Provo	Eb-en vloedstroom te klein !!
	20/07/00	Suppletie 2	S2T1R02	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.51	1.40xU	OK-Provo	Eb-en vloedstroom te klein !!
	25/07/00	Suppletie 2	S2T1R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.91	0.90xU	OK-Provo	
	26/07/00	Suppletie 2	S2T1R04	Spring	*	Pmspect	2.00	OK-4.16	1.00xU	OK-Provo	
	26/07/00	Suppletie 2	S2T1R05	Storm (6h)	OO	Pmspect	5.00	OO	1.40xU	NIET verwerkt	Stijgend verticaal getij NIET gerealiseerd
	27/07/00	Suppletie 2	S2T1R05b	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.86	1.40xU	OK-Provo	NIEUWE (extra) STORM !!!!!
	27/07/00	Suppletie 2	S2T1R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-4.86	1.20xU	OK-Provo	Eb-en vloedstroom te klein !!
	28/07/00	Suppletie 2	S2T1R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-3.97	1.00xU	OK-Provo	Eb-en vloedstroom te klein !!
	19/09/00		S2T2R00							Aanleg	
B	19/09/00	Suppletie 2	S2T2R01	6xNorm	O	Pmspect	1.50	OK-2.96	0.90xU	OK-Provo	Geen meting langsstroom / 2de & 3de tij ??
T2	20/09/00	Suppletie 2	S2T2R02	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.17	1.40xU	OK-Provo	
	20/09/00	Suppletie 2	S2T2R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.97	0.90xU	OK-Provo	
	21/09/00	Suppletie 2	S2T2R04	Spring	*	Pmspect	2.00	OK-4.21	1.00xU	GEEN - PROVO	
	21/09/00	Suppletie 2	S2T2R05	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.32	1.40xU	OK-Provo	
	21/09/00	Suppletie 2	S2T2R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-4.50	1.20xU	OK-Provo	
	22/09/00	Suppletie 2	S2T2R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-4.00	1.00xU	OK-Provo	
	23-24/09/00	Suppletie 2	S2T2R08	9xNorm (2R)	-----	Pmspect	2.00	-----	1.00xU	OK-Provo	

Serie	Datum	Suppl-vorm	NaamProef	Getijde	TijReg	Golf	Hs_w	Golf Reg	Langs	Bathymetrie	Opmerkingen
A	14/08/00									Aanleg	
T1	14/08/00	Suppl 4 Grind	S3T1R01	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.92	0.90xU	OK-Provo	
	16/08/00	Suppl 4 Grind	S3T1R02	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.97	1.40xU	OK-Provo	Geen extra langsstroom "strand"pomp
	16/08/00	Suppl 4 Grind	S3T1R03	6xNorm	*	Pmspect	1.50	OK-2.98	0.90xU	OK-Provo	Langsstroming terug OK
	17/08/00	Suppl 4 Grind	S3T1R04	Spring	*	Pmspect	2.00	OK-3.90	1.00xU	OK-Provo	
	18/08/00	Suppl 4 Grind	S3T1R05	Storm (6h)	*	Pmspect	5.00	OK-8.22	1.40xU	Provo-hersteld	
	7/09/00	Suppl 4 Grind	S3T1R06	6xExtrSpring	*	Pmspect	2.50	OK-5.20	1.20xU	OK-Provo	
	8/09/00	Suppl 4 Grind	S3T1R07	6xSpring	*	Pmspect	2.00	OK-3.74	1.00xU	OK-Provo	

Bijlage

Overzicht van de 3D-experimenten

HOOFDSTUK 3

ALGEMENE CONCLUSIES

In dit thesiswerk is geprobeerd een voorbeelddocument te realiseren voor een "goede" ingenieursbenadering van een praktisch kustbeheerprobleem. De intense synergie tussen drie bepalende onderzoekscomponenten (met name terreinmetingen, fysische laboratoriumproeven en mathematische simulaties) illustreert tegelijk hun interactieve sterkte en hun individuele zwakte. Inderdaad, de onafhankelijke resultaten van elk der benaderingen kunnen slechts goed, betrouwbaar en volledig geïnterpreteerd worden in de synthese van het gehele project. De drievoudige geïntegreerde benadering waarbij fysische schaalmodellen tezamen met computersimulaties en terreinmetingen zijn ontwikkeld, is actueel nog vrij uitzonderlijk. Daarom ook wordt hier expliciet gepleit om voldoende tijd en geld te besteden aan een "volledige" studie om tot een gefundeerd inzicht in de ingewikkelde kusthydraulische problemen te komen. In een tijd waar geïntegreerd kustbeheer een actueel onderwerp vormt, kan bij deze ook een pleidooi voor geïntegreerde research geformuleerd worden. Deze suggestie voor een wezenlijke integratie in de civieltechnische benadering vormt aldus een ideale basis voor een geïntegreerd kustbeheer, waar naast technische ook economische, ecologische en sociale aspecten verenigd worden.

Samenhangend met dit pleidooi voor een continue wisselwerking tussen oplossingsmethoden wordt de nood aan relevante, systematische en betrouwbare terreinmetingen nogmaals onderstreept. Als essentieel onderdeel van elke studie is de toetsing aan de werkelijkheid een strikte noodzaak. Om deze vergelijking op een kwalitatief hoogstaande manier te ontwikkelen is een uitgebreid en gespecialiseerd meetprogramma, waarbinnen zowel hydrodynamische als morfologische karakteristieken van het kustgebied verzameld worden, een blijvende opdracht voor de kustbeheerder. Immers, deze veldwaarnemingen vormen de ultieme toetsing en evaluatie voor de resultaten van projectstudies en de resulterende beleidsmaatregelen.

Los van de specifieke toepassing voor de kuststrook van Knokke-Zoute levert dit onderzoek een aantal belangrijke, algemene verwezenlijkingen op zich op :

- De volledig operationele 2D-golfgoot laat toe naast loodrecht invallende golfspectra een gestuurde verticale tijvariatie te realiseren. De aldus gegenereerde en geregistreerde hydrodynamische belasting genereert een transportontwikkeling in het kustprofiel, die veel nauwer aansluit bij de werkelijkheid dan de traditionele golfgootstudies, waar meestal een constant waterpeil wordt gebruikt.
- De volledig operationele 3D-golfbak vormt een unieke proefopstelling in Europa. De continue, volautomatische sturing en registratie van een gecombineerde hydrodynamische belasting, bestaande uit loodrecht invallende golfspectra, verticale tijvariatie en langse tijstroming opent ruime onderzoeksperspectieven op het gebied van kusthydraulica. Daarenboven levert het actuele profielvolgsysteem PROVO een handig (snel en praktisch) en tegelijk zeer nauwkeurig meetinstrument voor de registratie van de resulterende kustbathymetrie, zodat een gedetailleerd beeld van de sedimenttransportontwikkeling in het onderzoeksgebied gevormd kan worden.

Figuur 1. Volledig operationele 3D-golftank

- Beide ontwikkelde fysische schaalmodellen vormen een direct bruikbaar ontwerpinstrument bij de begroting van de morfologische impact in een willekeurige zandkustzone.
- De gesprokkelde kunde, ervaring en wetenschap inzake het oordeelkundig gebruik van fysische schaalmodellen met beweegbare bodem kan verder gebruikt worden in de (nabije) toekomst om betrouwbare, praktische en verantwoorde keuzes voor modelmaterialen te maken.

- Het vrij beschikbare numerieke model SBEACH (CERC) biedt ruime mogelijkheden om dwarstransportfenomenen in een kustprofiel te valideren. Ijking en/of verificatie met terreinmetingen blijft echter een absolute noodzaak om tot betrouwbare numerieke simulaties te komen.

Ter illustratie van de geschetste integrale onderzoeksontwikkeling is een "zachte" kustverdediging voor de kuststrook voor Knokke-Zoute uitgewerkt in dit proefschrift. De suppletievorm van 1986 in deze kustzone wordt gebruikt als referentiemodel. De beschikbare terreinmetingen toetsen de werkelijke kustprofielontwikkeling aan respectievelijk de mathematische simulaties en de fysische schaalmodelresultaten. Een geïntegreerde analyse schetst de relatieve waarde, betrouwbaarheid en nauwkeurigheid van elke benadering, resulterend in een globale validatie van de beschikbare onderzoeks-instrumenten. Met de suppletie van 1986 als referentie én klankbord zijn verder een reeks alternatieve suppletievormen gevalideerd. De voornaamste besluiten van dit geïntegreerd civieltechnisch onderzoek kunnen als volgt weergegeven worden :

Figuur 2. Zandsuppletie voor Belgische kust

- Het vooropgestelde transportmechanisme, als oorzaak van het structurele erosieprobleem in de kuststrook voor Knokke-Zoute, wordt bevestigd door de vastgestelde morfologische ontwikkeling. Het zeewaarts verplaatste strandzand vormt, onder loodrechte golfimpact, een brekersbank op de vooroever. Deze brekersbank wordt continu lateraal afgevoerd door de langse tijstroming in de Appelzak-geul. Hierdoor blijft geen zandvolume beschikbaar voor gebeurlijk herstel van het nat strand onder rustige hydrodynamische condities.
- Zowel in het 2D als het 3D fysische schaalmodel (geen distortie en Froude geschaalde hydrodynamica) is de morfologische verschaling gebeurd volgens het Dean-model, waarbij het suspensietransport hoofdzakelijk gegenereerd door de turbulentie onder brekende golven als voornaamste sedimentbeweging is verondersteld. De praktisch gebruikte modelzanden corresponderen volgens deze Dean-verschaling theoretisch met een werkelijke D_{50} = 400 µm voor de suppletiezanden, in tegenstelling tot de in het ontwerp vooropgestelde D_{50} = 300 µm. Hierdoor is de sedimenttransportontwikkeling in de schaalmodellen kleiner dan in de vooropgestelde werkelijkheid. De extreem hoge golfimpact in de gebruikte hydrodynamische belasting compenseert ten dele deze tekortkoming; doch de langse tijstroming in het 3D-model wordt onvoldoende versterkt om een evenwaardige compensatie voor het laterale sedimenttransport te realiseren.
- De resulterende bathymetrie-ontwikkeling in de 3D-golftank vormt in vergelijking met de dwarsprofielvariatie op het terrein een beeld op middellange termijn (≈ 3-5 jaar), terwijl de absolute omrekeningsfactor α_{mt} = 42-74 (op basis van een vergelijking tussen volumevariaties in het model en volgens terrein-waarnemingen) eerder een korte termijn-ontwikkeling (≈ 1.5-3 jaar) vooropstelt.
- Het structurele erosiemechanisme zoals hierboven beschreven sluit een volledige, duurzame oplossing met een aangepaste profilering van de suppletie uit. Daardoor kan de traditionele profielsuppletie op zich geen effectieve kustverdediging, doch wel een tijdelijke kustbescherming of –onderhoud vormen in deze strook van de Belgische kust. In dit kader vormt de hier onderzochte meer concave profielsuppletie 2, met drie horizontale zandplateaus op respectievelijk Z -1 m, Z +5 m en Z +7 m, een waardig alternatief omdat het aanlegvolume klein is en de voorspelde erosie op langere termijn (bij het streven naar een evenwichtsvorm) in dezelfde grootte-orde ligt.

- De suppletievorm waarbij een zeewaartse grindvoet een verhoogd "hangend" strand afzoomt en beschermt ter hoogte van de Appelzak-getijdegeul blijkt een aanvaardbaar alternatief. Deze kustprofilering vertoont een stabiele vooroever met opbouw van een brekersbank op het grindmassief tot een onderwaterberm, onder de gecombineerde impact van dwarse golfimpact en laterale tijstroming. Deze zandbuffer kan effectief gebruikt worden bij de herprofilering van het strand, als een wezenlijk onderdeel van het onderhoud. Tegelijk wordt minder sterke erosie op het initieel lager aangelegde nat strand vastgesteld.

Bovenstaand voorbeeld illustreert treffend de kracht van een onderzoek in de ontwerpfaze: de actuele kosten voor de ontwikkeling van een geïntegreerde studie worden ruimschoots gecompenseerd door de latere graad van optimalisatie in het uiteindelijke project.

Ten slotte dient de strikte noodzaak van verder kusthydraulisch onderzoek geplaatst te worden tegenover de "geologische" laissez faire-methodologie. Inderdaad, de socio-economische waarde van de Belgische kuststrook is zo belangrijk dat geen natuurlijke (langetermijn-) ontwikkeling kan getolereerd worden. De structurele erosie langs sommige delen van de Belgische kust noopt de ingenieur immers voortdurend tot onderhouds- en preventiemaatregelen om de recreatieve, economische of ecologische functie van de betreffende strandzone en het achterland te vrijwaren. Een volledig vrije, natuurlijke ontwikkeling van het kustnabije gebied, met mogelijke sterke regressie van het land, is totaal uitgesloten, precies omdat maatschappelijke randvoorwaarden een veilige en stabiele kuststrook eisen. Elk project langsheen de Belgische kust kent een sterk geïntegreerde impact : economische, sociale of ecologische belangen dienen verzoend. Hier is, naast een duidelijke omkadering vanuit het kustbeleid dat prioriteiten en beperkingen strikt definieert, de inbreng van kennis en expertise omtrent de complexe, interactieve kustprocessen van wezenlijk belang om tot gefundeerde beheersmaatregelen terzake te komen. Zodoende kan in de nabije toekomst niet langer gevraagd worden of een strandsuppletie werkt maar wel of de strandsuppletie werkt voor de gestelde doeleinden ?

Naar de toekomst toe vormt een toetsing aan externe aspecten zoals ecologische impact of socio-economische gevolgen een absolute verrijking van dit zuiver technische onderzoeksproject. Ondanks de dwingende noodzaak in eerste instantie een strikt

veiligheidsbeleid te ontwikkelen voor de Belgische kust, blijft in een duurzame visie een beheer gestoeld op maximale integratie absoluut verrijkend, ja zelfs noodzakelijk...

Zuiver onderzoekstechnisch blijft de uitdaging bestaan om een volledige 3D-modellering van het sedimenttransport in de beschouwde actieve kustzone uit te bouwen tot een effectief beleidsinstrument. De complexe hydrodynamica voor de Belgische kust en de intense interactie met de mobiele sedimenten nopen tot een gedetailleerde kennis van de transportprocessen om de globale morfologische evolutie van het gebied en de daaraan gekoppelde geïntegreerde kustontwikkeling te onderkennen. Verder fundamenteel onderzoek naar het zandtransport onder de gecombineerde werking van golven en laterale stroming, samen met gedetailleerde terreinmetingen, moet de basis vormen voor een meer betrouwbare mathematische vertolking van de bodemevolutie in het kustnabije gebied.

Een laatste opdracht ligt in het creëren van een voldoend groot maatschappelijk draagvlak voor het kustbeleid. Deze technische beschouwingen staan niet op zich. Studieresultaten als deze dienen uiteindelijk rechtstreeks aangewend te worden om de "strand-gebruikers" te overtuigen van het vooropgestelde duurzaam kustbeheer, waarbinnen zandsuppleties zeker een sleutelrol kunnen blijven spelen.