

Departement Industriële Wetenschappen en Technologie

Opleiding master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Grondwaterstandvariaties in zeedijken ten gevolge van de getijdenwerking

Eindwerk aangeboden tot het behalen van het diploma van
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

door **Koen Wildemeersch**

o.l.v. Tina Mertens, Vlaamse Overheid, Afdeling kust
Björn Van de Walle, KHBO

Academiejaar 2007 - 2008

talent@work

Departement Industriële Wetenschappen en Technologie

Opleiding master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Grondwaterstandvariaties in zeedijken ten gevolge van de getijdenwerking

Eindwerk aangeboden tot het behalen van het diploma van
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

door **Koen Wildemeersch**

o.l.v. Tina Mertens, Vlaamse Overheid, Afdeling kust
Björn Van de Walle, KHBO

Academiejaar 2007 - 2008

talent@work

Toelating tot bruikleen

Deze eindverhandeling was een examen. De fouten die vastgesteld werden tijdens de verdediging werden niet gecorrigeerd.

Gebruik als referentie in publicaties is toegelaten na gunstig advies van de KHBO promotor, vermeld op het titelblad

Koen Wildemeersch, mei 2008

Voorwoord

Gedurende een lange periode heb ik getwijfeld tussen de richtingen ICT en bouwkunde. Naar mijn mening zou iedere ingenieur moeten kunnen programmeren. Programmeren vergemakkelijkt en versnelt berekeningen en analyses. Toch heb ik uiteindelijk gekozen om mij te verdiepen in de bouwkunde. ICT beschouw ik als een hobby die ik tracht te onderhouden en waarop ik in de bouwkunde ook beroep op kan doen.

De interesse voor waterbouwkunde is er hoogstwaarschijnlijk gekomen doordat het net iets abstracter, onbegrijpelijker en onzichtbaarder is dan de andere aspecten van de bouwkunde.

Ook het belang van de waterbouwkunde naar de toekomst toe speelt hierin waarschijnlijk een grote rol.

Een verdere belangrijke rol waarom mijn masterschrift zich richt naar de waterbouwkunde zijn de twee docenten die de waterbouwkundige vakken onderwezen hebben. Speciale dank aan Ir. M. Spegelaere en dr. Ir. Björn Van de Walle. Zij dragen zeker bij tot mijn voorkeur voor de waterbouwkunde.

Eerst in de bedankingsrij zijn mijn ouders. Zij hebben bijgedragen tot wat ik nu ben en hoe ik nu denk. In goede en slechte dagen heb ik altijd hun steun mogen ervaren.

Bram: gelachen, gepraat, gefeest, gefilosofeerd, gevoetbald, gediscuteerd, gedronken, elkaar gesteund,... Zelf al was je er niet, dan ben je er wel. Altijd aanmoedigend maar soms zelf niet het goede voorbeeld gevende. Het bewijs is er. We doen het op onze eigen manier, maar allebei slagen we in ons opzet.

In het bijzonder ook mijn promotoren: dr. Ir. Björn Van de Walle en Ir. Tina Mertens om

mij te overladen met informatie en mij mijn eigen ding te laten doen.

Dank aan Elke Declercq voor het uitlezen van de data en mij dat in praktijk te demonstreren.

Ook dank aan ir. Guido Dumon voor de getijdenreeksen op zee.

Tot slot mijn grote dank aan mijn moeder, Nathan Vosters en Bram Van Braeckvelt voor het nalezen van dit schrijven. Voor het aanduiden van mijn taalfouten en onvoldoende uitgewerkte punten.

Koen Wildemeersch, mei 2008

Abstract

Dit eindwerk onderzoekt de relatie tussen de faseverschuiving en attenuatie die er is tussen het zeegetij en het water in de zeedijk. Deze studie gebeurt uitsluitend in het tijdsdomein waarvoor een verwerkingsmethode uitgewerkt werd.

Er wordt een parameteranalyse gemaakt om zo de invloedsfactoren aan te tonen. Hierbij wordt gekeken naar onder andere de invloed van de totale laagdikte klei, de grootte van het droogstrand, de diepte onder het maaiveld van de eerste ondoordringbare laag, de spreiding rondom de gemiddelde meetwaarden,.. (hoofdstuk 10) .

Er wordt aangetoond dat het periodiek verloop van het getij en dat van het dijkwater niet onder de zelfde verhoudingen gebeurt. Ook de faseverschuiving tussen de maxima in de zee en in het dijklichaam verschilt met deze voor de minima.

Er wordt een proefondervindelijk verband tussen \bar{v}_v en de attenuatie aangetoond. Dit leidt tot een eenvoudige vergelijking.

Om de invloed van de meetfrequentie te toetsen werd een versnelde meting uitgevoerd.

Inhoudsopgave

Toelating tot bruikleen	iv
Voorwoord	v
Abstract	vii
Inhoudsopgave	x
Lijst van figuren	xi
Lijst van tabellen	xiii
Symbolenlijst	xiv
1 Inleiding	1
2 Methodologie	4
3 Begrippen	5
3.1 De diver	5
3.2 Het getij	6
3.3 Freatische en elastische berging	8
3.4 Stationaire, quasi-stationaire en niet stationaire stroming	9
3.5 Statistische gegevens	10
3.5.1 De uitgestrektheid	10
3.5.2 Het histogram en de frequentiepolygoon	10
3.5.3 Het gemiddelde	11
3.5.4 De variantie	12
3.5.5 De standaardafwijking	12
3.5.6 De Gauss-curve	12
3.5.7 De percentielen	13
4 Stationaire Rekenmodellen	14
4.1 Berekeningsmodel 1	14
4.2 Berekeningsmodel 2	15
4.3 Berekeningsmodel 3	18

4.3.1	Zonder waterdichtende lagen in het voor- en achterland	18
4.3.2	Met waterdichtende laag in het voorland	22
4.4	Berekeningsmodel 4	23
4.5	Berekeningsmodel 5	25
5	Niet stationaire rekenmodellen	27
5.1	Berekeningsmodel 1	27
5.2	Berekeningsmodel 2	29
5.3	Berekeningsmodel 3	31
5.4	Berekeningsmodel 4	32
5.5	Berekeningsmodel 5	37
5.5.1	Zonder voorland	38
5.5.2	Situatie met voorland	40
5.6	Berekeningsmodel 6	42
5.7	Oplossen differentiaalvergelijkingen	42
5.7.1	Eindige differentiemethode	42
5.7.2	Eindige elementen methode	44
5.8	Uitwerking berekeningsmodellen	46
6	Gebruikte gegevens	49
7	Afbakening onderzoeksdomein	51
7.1	Keuze dijken	51
7.2	Beperving studie tot diepe divermetingen	56
8	Berekeningsalgoritme	62
8.1	Vorbewerking	64
8.1.1	Filter 1: Ligging ten opzichte van het gemiddelde	64
8.1.2	Filter 2: Verloop van de richtingsafgeleide	65
8.2	Relatieve minima en maxima	65
8.3	Absolute minima en maxima	68
8.4	Controle-algoritme	69
9	Faseverschuiving en Attenuatie	70
9.1	Faseverschuiving	70
9.2	Attenuatie	71
9.2.1	Amplitude	71
9.2.2	Attenuatie	71
10	Resultaatverwerking	73
10.1	Bijzondere aandacht	73
10.2	Interpolatie zeegetijden	75
10.3	Normaalverdeling	80
10.3.1	Normale verdeling van het getij	81
10.3.2	Verdeling voor S12 te Oostende	82

10.3.3	Verdeling voor S17 te Oostende	83
10.3.4	Verdeling voor S21 te Oostende	84
10.3.5	Analyse histogrammen	85
10.4	Belangrijke bedenking: verband periode dijk en zee	85
10.5	Resultaten	90
10.6	Relatie \bar{A} en $\bar{\delta}$	93
10.7	Parameteranalyse	95
10.7.1	Parameters die inwerken op \bar{A}	100
10.7.2	Parameters die inwerken op $\bar{\Phi}$	101
10.7.3	Parameters die inwerken op β	102
10.8	Invloed van de meetfrequentie	103
11	Besluiten	106
12	Verder Onderzoek?	109
12.1	Software Analyse	109
12.2	Studie van de invloed van de dijkgoniometrie op de faseverschuiving en attenuatie	110
12.3	Spectraalanalyse	111
12.4	Invloed neerslag en stormopzet	111
A	Grondopbouw S12, S17 en S21	112
B	Dijkmeetstations te Oostende	120
C	Dwarsprofielen S12, S17 en S21	123
D	Waterstandvariaties op zee en in het dijklichaam	128
	Bibliografie	132
	Index	135

Lijst van figuren

1.1	Faalmechanismen bij dijken [2]	2
3.1	Diver	6
3.2	Krachtevenwicht getij	7
3.3	Voorbeeld van een histogram	11
4.1	Freatische watertafel volgens Cassagrande	14
4.2	Stationaire stroming doorheen dijk met voor en achterland waarvan het achterland zeer slecht ondoorlaatbaar is	15
4.3	Dijk zonder waterdichtende lagen in het voor- en achterland, met radiale intree en uittree van water	18
4.4	$\varphi(x) = f\left(\frac{x}{L}\right)$ en relatie met $\frac{\dot{L}}{D}$	20
4.5	Hoogtesprongen ter plaatse van het intree en uittree punt	21
4.6	Dijk met waterdichtende laag in het voorland, met radiale intree en uittree van water	22
4.7	Stroming doorheen een dijk opgelegd aan een grenspotentiaal φ_{grens}	23
4.8	Grondwaterstroming doorheen homogene dijk	25
5.1	Niet stationaire stroming bij loodrechte wand	27
5.2	Grondwaterstroming doorheen een zanddijk	33
5.3	Rechte waterafsluiting zonder voorland	38
5.4	Rechte waterafsluiting met voorland	40
5.5	θ en f als functie van $\frac{b}{\lambda_{\omega}''}$	41
5.6	Indeling eindige differentie methode	43
5.7	Waterverloop volgens Geuze 15,2 meter in het dijklichaam	47
5.8	Abbott en Geuze voor verschillende indringingsdieptes	48
7.1	Hydrostatisch verloop verondersteld	56
7.2	Meetreeks voor ondiepe diver te S17. Periode: één maand	57
7.3	Meetreeks voor diepe diver te S17. Periode: één maand	58

8.1	Fouten in meetregistratie bij dijkwaterstanden S_{12}	63
8.2	Kansbepaling minima/maxima bij dijkmeetreeksen	66
9.1	$\sin(x)$	70
9.2	Attenuatie	72
10.1	Getijverschil op zee	79
10.2	Bimodale verdeling van het getij	81
10.3	Attenuatie voor S_{12} (2007)	82
10.4	Φ_M voor S_{12} (2007)	82
10.5	Φ_m voor S_{12} (2007)	82
10.6	Attenuatie voor S_{17} (2007)	83
10.7	Φ_M voor S_{17} (2007)	83
10.8	Φ_m voor S_{17} (2007)	83
10.9	Attenuatie voor S_{21} (2007)	84
10.10	Φ_M voor S_{21} (2007)	84
10.11	Φ_m voor S_{21} (2007)	84
10.12	Waterstanden S_{12} voor één dag	89
10.13	Verband \bar{A} en $\bar{\delta}$	95
B.1	Meetpunten langsheen de Belgische dijken: Deel 1	121
B.2	Meetpunten langsheen de Belgische dijken: Deel 2	122
C.1	Langsprofiel Vlaamse kust terhoogte van S_{12} , S_{17} en S_{21}	124
C.2	Dijkdwarsdoorsnede S_{12} , Oostende	125
C.3	Dijkdwarsdoorsnede S_{17} , Oostende	126
C.4	Dijkdwarsdoorsnede S_{21} , Oostende	127
D.1	Zee- en dijkwaterstandvariaties voor S_{12} , te Oostende	129
D.2	Zee- en dijkwaterstandvariaties voor S_{17} , te Oostende	130
D.3	Zee- en dijkwaterstandvariaties voor S_{21} , te Oostende	131

Lijst van tabellen

3.1	Enkele waarden voor n en n_{eff} [33]	8
7.1	Dijkkeuze: puntensysteem	52
7.2	Dijkkeuze: Oostende	53
7.3	Dijkkeuze: buiten Oostende	54
7.4	Verloop meetwaarden $S21$ opgemeten met ondiepe diver	60
7.5	Verloop meetwaarden $S21$ opgemeten met diepe diver	61
8.1	Kansverdeling p voor de reeks Π_d	68
10.1	Lambert coördinaten van de dijkmeetpunten	74
10.2	Getijverschil tussen de verschillende getijmeetstations op zee	77
10.3	Gemiddeld getijverschil op zee	78
10.4	Hoogteverschil op zee	79
10.5	Aantal klassen voor het histogram volgens Sturge	80
10.6	Opbouw van het getij in het dijklichaam voor meetpunten Oostende 2007	86
10.7	Relatie periode getij en dijkwaterstanden	87
10.8	Ongecorrigeerde berekeningsresultaten	91
10.9	Gecorrigeerde berekeningsresultaten	92
10.10	Relatie tussen $\bar{\alpha}, \bar{\phi}, \beta$ en $\bar{\delta}$	94
10.11	Ongefilterde parameteranalyse	98
10.12	Gefilterde Parameteranalyse	99
10.13	Attenuatie en faseverschuiving bij $S12$ te Oostende voor een versnelde meting	104
C.1	Uiterste waterstanden op zee en in het dijklichaam	123

Symbolenlijst

symbool	eenheid	betekenis symbool
a_d	m	amplitude in het dijklichaam
a_z	m	amplitude op zee
A	–	attenuatie
A	m^2	oppervlakte
\bar{A}	–	gemiddelde attenuatie
\bar{A}_d	–	gemiddelde attenuatie in het dijklichaam
\bar{A}_z	–	gemiddelde attenuatie op zee
b	m	breedte
C		hydraulische weerstand
c_v	m^2/s	consolidatiecoëfficiënt kleipakket voorlandland
c'_v	m^2/s	consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland
d	m	dikte
D	m	dikte pakket
g	$\frac{m}{s^2}$	zwaartekrachtsversnelling
h	m	spreiding van de waterhoogte ten opzichte van \bar{H}
\bar{h}	m	gemiddelde spreiding van de waterhoogtes ten opzichte van \bar{H}
H	m	waterhoogte
H_{md}	m	minimale waterhoogte in het dijklichaam
H_{Md}	m	maximale waterhoogte in het dijklichaam
H_{mz}	m	minimale waterhoogte op zee
H_{Mz}	m	maximale waterhoogte op zee
\bar{H}	m	gemiddelde waterhoogte
\bar{H}_d	m	gemiddelde waterhoogte in het dijklichaam

\bar{H}_z	m	gemiddelde waterhoogte op zee
i	$\frac{m}{m}$	verhang
k	$\frac{m}{s}$	doorlaatbaarheidscoëfficiënt
k_{sturge}	–	aantal klassen voor het historgram volgens Sturge
L	m	lengte
\tilde{l}_{zd}	m	gemiddelde afstand zee - dijk
m	m	richtingsafgeleide
\bar{m}	–	gemiddelde richtingsafgeleide
m_v	m^2/N	samendrukbaarheid van de grond
n	%	porositeit
n_{eff}	%	effectieve porositeit
p	–	kans
q	$\frac{m^3}{s}$	debiet
q_x	$\frac{m^3}{s}$	debiet langsheen de x-as
q_y	$\frac{m^3}{s}$	debiet langsheen de y-as
q_z	$\frac{m^3}{s}$	debiet langsheen de z-as
Q	$\frac{m^3}{s}$	debiet
Q_0	$\frac{m^3}{s}$	debiet onder de dijk
Q_v	$\frac{m^3}{s}$	debiet in verticale richting
r	–	dimensie van een reeks
s^2		variantie
S		standaardafwijking
S	[-]	opslagcoëfficiënt
t	s	tijd
t'_h	s	hydrodynamische periode van het achterland
t''_h	s	hydrodynamische periode van het voorland
T	$u : mm : ss$	periode
\bar{T}_d	$u : mm : ss$	gemiddelde periode op zee
$t_{mM,d}^-$	$u : mm : ss$	gemiddelde tijd in het dijklichaam voor evolutie laagwater naar hoogwater
$t_{Mm,d}^-$	$u : mm : ss$	gemiddelde tijd in het dijklichaam voor evolutie hoogwater naar laagwater

$t_{m\bar{M},z}$	$u : mm : ss$	gemiddelde tijd op zee voor evolutie laagwater naar hoogwater
$t_{M\bar{m},z}$	$u : mm : ss$	gemiddelde tijd voor evolutie hoogwater naar laagwater
\bar{T}_z	$u : mm : ss$	gemiddelde periode in de dijk
v	–	aantal beschouwde elementen rondom de getoetste waarde.
v	$\frac{m}{s}$	snellheid
v_v	$\frac{\dot{m}}{s}$	snellheid in verticale richting
W	s/m	weerstand die een grondmassa biedt tegen doorstroming
W_{in}	s/m	weerstand die een grondmassa biedt tegen radiale instroming
W_{uit}	s/m	weerstand die een grondmassa biedt tegen radiale uistroming
x	m	afstand langs de absis heen
x_i	–	i^{de} element uit de reeks
X	m	acceptatieinterval
z	m	plaatshoogte
β	m^2/N	samendrukbaarheid van water
Δ	–	maximale richtingsafgeleide
$\Delta\Phi$	$uu : mm : ss$	verschil in faseverschuiving tussen Φ_m en Φ_M
$\Delta\varphi_{in}$	m	stijghoogtesprong aan het intreepunt
$\Delta\varphi_{uit}$	m	stijghoogtesprong aan het uitreepunt
Φ	$u : mm$	faseverschuiving
$\bar{\Phi}$	$u : mm$	gemiddelde faseverschuiving
$\bar{\Phi}_M$	$u : mm$	gemiddelde faseverschuiving tussen de maxima
$\bar{\Phi}_m$	$u : mm$	gemiddelde faseverschuiving tussen de minima
φ	m	(stijg)hoogte van het water
φ_{grens}	m	grensstijghoogte van het water
λ'	m	cyclische lekfactor van het achterland
λ''	m	cyclische lekfactor van het voorland
Π		reeks
σ_k	N/mm^2	korrelspanning
σ_l	N/mm^2	luchtspanning
σ_g	N/mm^2	totale grondspanning
σ_w	N/mm^2	waterspanning

ρ_w	$\frac{kg}{m^3}$	volumieke massa van water
ω	rad/s	frequentie

Hoofdstuk 1

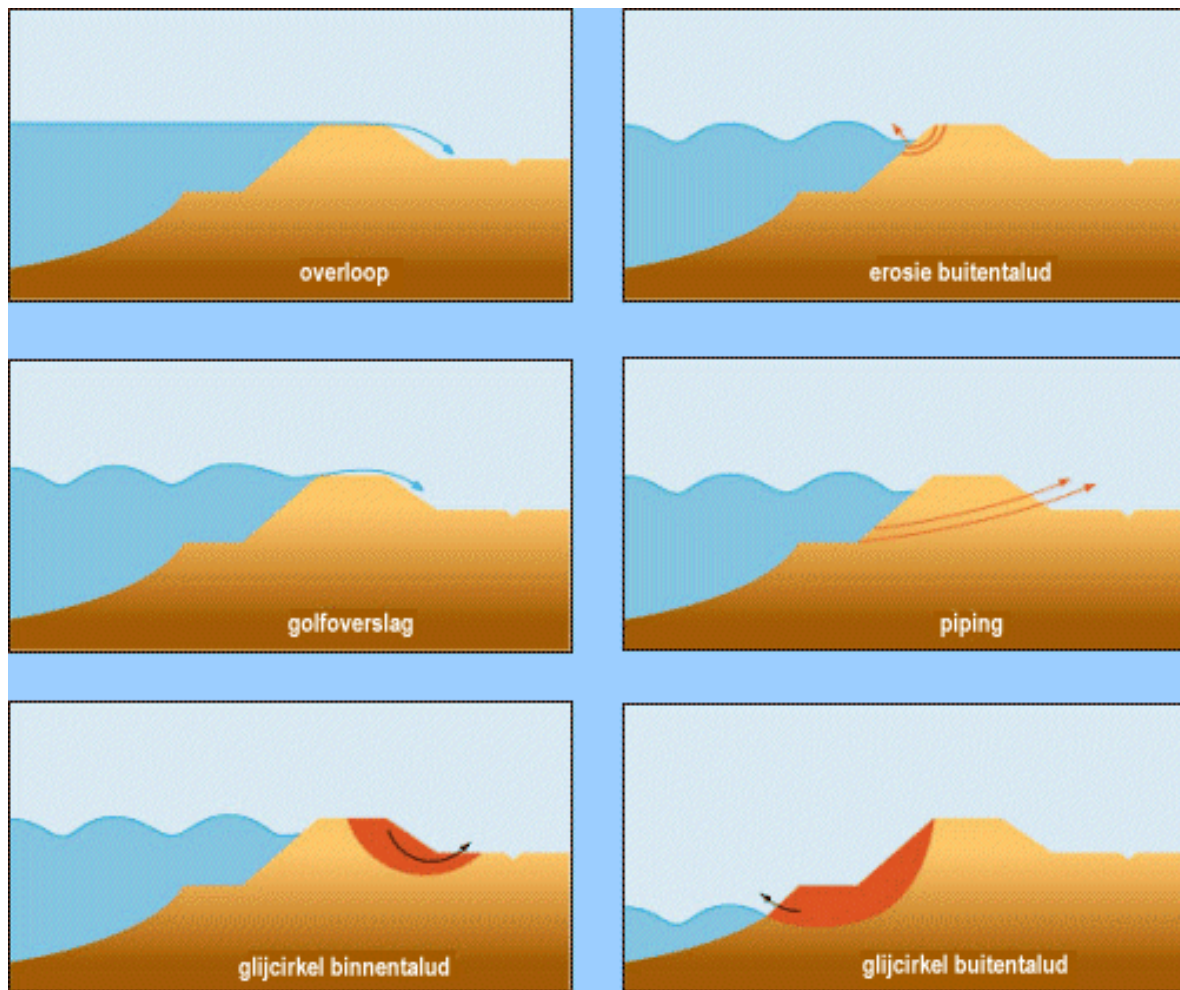
Inleiding

Klimaatsveranderingen zorgen er vandaag voor dat de temperatuur op aarde stijgt. Dit heeft tot gevolg dat heel wat ijs afsmelt, waardoor dat de zeespiegel stijgt. België is door zijn geografische ligging kwetsbaar door deze waterstandstijging. Een belangrijke vraag hierbij is hoe onze zeedijken hierop zullen reageren en hoe we onze dijken beter kunnen beschermen. Figuur (1.1) toont enkele faalmechanismen die mogelijk zijn bij een dijk.

Onderaan in de figuur wordt afschuiving (glijden) voor gesteld. Goede kennis van de waterstand in de dijklichamen is daarbij zeer belangrijk omdat de poriënwaterdrukverdeling van belang is voor de stabiliteit van de dijk. Een stijging van de waterspanning zal de korrelspanning en bijgevolg de schuifweerstand van de grond doen dalen wat de kans op afschuiving vergroot. De stabiliteit dient goed opgevolgd te worden, hiervoor worden de dijken om de vijf jaar gecontroleerd. [6]

Ook in het verleden speelde zeewaterkering een belangrijke rol. Een voorbeeld hiervan zijn de overstromingen van 1953 en 1976. Oplossingen en een doeltreffende strategie werden onder andere gezocht tijdens het COMRISK project [3]. Dit project liep tussen 2002 en 2005, waaraan verschillende landen deelnamen. Eén van de moeilijkheden was het bepalen van de grondwaterstanden in de kern van de zeedijken. Hiervoor werden metingen gedaan.

De studie van de grondwaterstand in zeedijken ten gevolge van getijdenwerking leent zich tot een goed onderzoeksthema. Grondwaterstandvariaties dienen gekend te zijn bij kustbouw, zo zal het noodzakelijk hiervan kennis te hebben wanneer ondergrondse constructies gebouwd



Figuur 1.1: Faalmechanismen bij dijken [2]

worden dicht bij zee of het dijklichaam. Hierbij kan gedacht worden aan de parking onder een gedeelte van de Albert I promenade.

In 2000 werd door het Ministerie van Mobiliteit en Openbare Werken (Dienstverlening en Kust (MDK), Afdeling Kust (aK), Coastal Division (CD)) een meetcampagne opgestart waarbij de waterstanden in de Belgische zeedijken opgemeten werden. Daar deze meetwaardes functie zijn van de tijd kunnen deze gekoppeld worden aan de getijdenwerking. Heel concreet wil dit zeggen dat voor ieder tijdstip een waterhoogte op zee en een waterhoogte in de dijk opgemeten werd. Deze unieke beschikbaarheid van gegevens leent zich tot een eindwerk.

Belangrijke parameters bij deze probleemstelling zijn onder andere:

- gelaagdheid van de ondergrond
- doorlaatbaarheidcoëfficiënt van de grondlagen
- dijkbekleding
- eventuele aanwezigheid van damplanken ter hoogte van de teen van de dijk
- grondwaterstand van het achterland
- omvang van het droog strand
- de golfbeweging op zee
- regenneerslag

Deze parameters doen vermoeden dat er op de golfbeweging van de grondwaterstand in de dijk een faseverschuiving en attenuatie zal optreden. Het doel van dit eindwerk is om dit in relatie te brengen met de getijdenwerking.

Waar er in Nederland sprake is van een echte dijk is er aan de Vlaamse kust eerder sprake van een versterkte duin. Deze is voorzien van een (lang) droogstrand. Hierdoor zullen bijvoorbeeld profondervindelijke coëfficiënten voor Nederland en Vlaanderen verschillen.

Dit eindwerk tracht een inleiding te zijn. Volledigheid is hier niet de opzet.
--

Hoofdstuk 2

Methodologie

Om de doelstelling van dit masterschrift zoals geformuleerd in hoofdstuk 1 te bereiken wordt eerst een literatuurstudie uitgevoerd. Hierbij wordt op zoek gegaan naar de berekeningswijzen om de grondwaterstand te bepalen en de factoren die deze grondwaterstand beïnvloeden.

Dit masterschrift is in samenwerking met de afdeling Waterwegen en Zeewezen van het Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap. Via deze weg is er toegang tot een uitgebreide meetcampagne van de dijkwaterstanden langsheen de Vlaamse kust. Gegevens over de dijkwaterstanden en de waterstanden op zee zijn zo voorhanden.

Om de data op een snelle en eenduidige manier te kunnen verwerken wordt er een algoritme geschreven dat automatisch de gezochte attenuatie en faseverschuiving kan berekenen.

Na het berekenen van de attenuatie en faseverschuiving wordt een parameterstudie gemaakt die de invloed van de parameters aantoont.

Langsheen onze Belgische kust bestaan verscheidene types zeedijken. Deze verscheidenheid en de beperkte tijd verantwoordt een afbakening van het onderzoeksdomein.

Een moeilijkheid bij dit eindwerk is de oudheid van de data. Veel van de constructies werden nog in de negentiende eeuw gebouwd. De plannen hiervan zijn verouderd en vaak onduidelijk. Daarbij komt dat er na de bouw aanpassingen werden aangebracht aan het strand, herstellingen aan het dijklichaam, ... Dit alles bemoeilijkt de studie.

Hoofdstuk 3

Begrippen

Ten einde een vlot leesbaar verslag te maken wordt voorafgaand enkele gebruikte begrippen uitgelegd.

3.1 De diver

Een diver maakt registratie van druk en temperatuur. Voor dit onderwerp is de drukregistratie interessant. Wanneer een diver in een (boor)gat opgehangen wordt, dan registreert het de inwerkende druk. Deze druk bestaat uit de waterdruk en de luchtdruk. Buiten de put wordt de luchtdruk afzonderlijk geregistreerd door een andere diver die niet onder water hangt. Het verschil van de totale druk en de afzonderlijk gemeten luchtdruk geeft zo de waterdruk. Uit deze waterdruk kan de waterhoogte boven de diver afgeleid worden. Wanneer opgemeten wordt op welke diepte de diver opgehangen werd dan kan men ten opzichte van dit hoogtepeil alle waterstanden uitzetten.

Figuur (3.1) [4] toont enkele divers. Om een idee te krijgen van de afmetingen wordt verwezen naar de gebruiksaanwijzing van de firma Eijkelkamp [11]. De diameter schommelt rond de 20mm . De lengte bedraagt ongeveer 90mm en het toestel weegt tussen de 55 en 70 gram.



Figuur 3.1: Diver

Het gebruik van een diver ter bepaling van de waterstand is slechts zinnig wanneer deze continu onder water hangt.

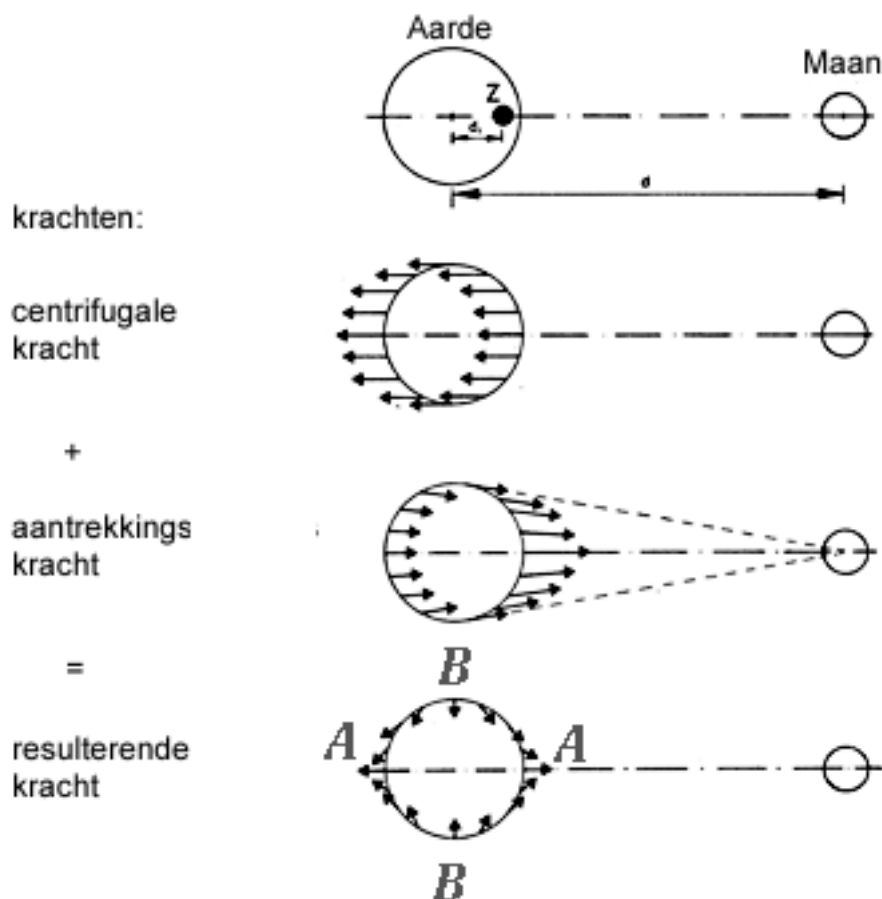
3.2 Het getij

Het getijde wordt volgens Van Dale omschreven als 'het regelmatig afwisselen van eb en vloed'. Verder definieert Van Dale eb als: 'moment dat de zee op het laagste punt is' en vloed als:

'hoog getij'. Het getij is met andere woorden een constante verandering van waterstanden. En dit afwisselend tussen hoog en laagwater. Om dit verloop voor te stellen kan gedacht worden aan een (co)sinus verloop.

Newton verklaarde in de zeventiende eeuw de werking van het getij. De verklaring berust op het feit dat er voortdurend een krachtenevenwicht tussen aarde, maan, zon en alle andere massa bestaat. Deze theorie wordt daarom ook de evenwichtstheorie genoemd.

Het krachtenevenwicht wordt afgebeeld in figuur (3.2) [5]. De maan draait rond de aarde in een baan waarbij het zwaartepunt in het lichaam van de aarde ligt. De resulterende krachten zullen tot vervormingen trachten te leiden. De aardmassa zelf is relatief stijf, maar het omsluitende water laat zich wel vervormen. Doordat de aarde rond zijn as draait zal ook de krachtuitwisseling om deze watermassa constant evolueren. Dit is het getij.



Figuur 3.2: Krachtenevenwicht getij

Ter hoogte van de punten A (zie figuur (3.2)) wordt getrokken aan de watermassa, hier zal het water omhoog komen. Ter hoogte van de punten B wordt er geduwd op de watermassa en zal er een lage waterstand ingesteld worden. De aarde draait één maal per dag rond zijn as. Dit betekent dat punten A en B elk twee keer per dag bereikt worden. Er zal twee keer per dag eb en vloed zijn.

Om heel precies te zijn moet ook de verschuiving van de maan ten opzichte van de aarde in rekening gebracht worden. De aarde draait in 23 uur en 56 minuten rond zijn as. De maan op zijn beurt draait in een ellipsvorm rond de aarde. Een volledige ellips wordt afgelegd in 27,32 dagen en dit in dezelfde draaiing als de aarde om zijn as draait. Per dag schuift de maan ongeveer 13 graden ($= \frac{360}{27,32}$) door. Voordat de aarde terug in het beginpunt (A) komt moet er nog verder doorgedraaid worden. Per uur draait de aarde ongeveer 15 graden ($= \frac{360}{23 : 56}$) door, dat betekent dat een draaiing van 13 graden na $\frac{13}{15} \approx 50$ minuten bereikt is. Twee maal hoogtij en laagtij duurt dan ongeveer 24 uren en 50 minuten. Het getij duurt 12 uur en 25 minuten. Met deze periode wordt tijdens de resultaatverwerking verder gerekend.

3.3 Freatische en elastische berging

Freatische berging is het vollopen van de poriën van de grondmaterie in het dijklichaam wanneer het water stijgt. Het water wordt door capillaire werking in de poriën gezogen. Wanneer het water opnieuw zakt zal deze capillaire werking het leegstromen van de grondmassa negatief beïnvloeden. De instroom zal dus korter duren dan de uitstroom van het grondmassief (zie (10.4)). De belangrijkste factor voor de freatische berging is de porositeit n . In werkelijkheid worden de poriën nooit volledig gevuld met water. Daarom wordt gerekend met de effectieve porositeit n_{eff} . Tabel (3.1) geeft weer hoe groot deze waarden kunnen zijn.

Sediment	n	n_{eff}
	[-]	[-]
goed gesorteerd zand of grind	0,25 - 0,50	0,15 - 0,50
Klei	0,3 - 0,6	0,01 - 0,05

Tabel 3.1: Enkele waarden voor n en n_{eff} [33]

Elastische berging treedt op door de vervorming van de grond. De totale grondspanning σ_g bestaat uit:

$$\sigma_g = \sigma_k + \sigma_w + \sigma_l \quad (3.1)$$

Hierbij is:

σ_k = de korrelspanning

σ_w = de waterspanning

σ_l = de luchtspanning

Hier geldt dat $\sigma_g = c^{te}$. Immers, de uitwendige belasting verandert niet terwijl de waterhoogte wijzigt. De actiereactie wet van Newton legt op dat ook σ_g dan ongewijzigd moet blijven. Wanneer verder aangenomen wordt dat σ_l te verwaarlozen is, dan spreekt het voor zich dat er een omgekeerd evenredig verband bestaat tussen σ_k en σ_w . Wanneer het water stijgt en σ_w groter wordt moet σ_k dalen. Een vermindering van σ_k gaat gepaard met een relaxatie van de grond. Het volume wordt groter en er komt extra ruimte beschikbaar om water in op te slaan. Dit heet het 'bergen van water'.

De elastische berging is veel kleiner dan de freatische berging, want de grond vervormt maar zeer weinig. Om deze reden wordt de elastische berging vaak verwaarloosd.

3.4 Stationaire, quasi-stationaire en niet stationaire stroming

Bij een stationaire stroming wijzigen de randvoorwaarden niet. Het water voor en achter de dijk blijft op het zelfde niveau staan. Het water in het dijklichaam zal bijgevolg een vast stromingspatroon hebben. Dit kan bepaald worden met de vergelijking van Laplace ($\nabla^2\varphi = 0$). Een voorbeeld van een stationaire stroming is een opslagbassin voor water of een meer.

Bij niet-stationaire stroming wijzigen de randvoorwaarden wel. Een voorbeeld hiervan is het getij of het leeglopen van het opslagbassin. De randvoorwaarden veranderen in functie van de tijd. Ook het water in de dijk zal bijgevolg een stromingspatroon hebben dat tijdsafhankelijk is. Zoals zal blijken uit dit eindwerk, gaat dit gepaard met faseverschuivingen, attenuaties en wijzigingen in de periodiciteitopbouw (tijdsverhouding eb/vloed).

Een quasi-stationaire stroming is een stroming waarbij de randvoorwaarden niet vast zijn, maar waarbij het water in de dijk zich (quasi) direct aanpast. Een voorbeeld hiervan is het heel traag leeglopen van een bassin water, waarbij de dijken en ondergrond opgebouwd zijn uit zeer goed doorlatend zand.

Het type stroming is een zeer belangrijk gegeven. Afhankelijk van het type zal een andere berekeningsmethode nodig zijn. Het berekenen van de freatische watertafel en de bijhorende poriënwaterdrukken wordt verder uitgewerkt in de hoofdstukken 4 en 5.

3.5 Statistische gegevens

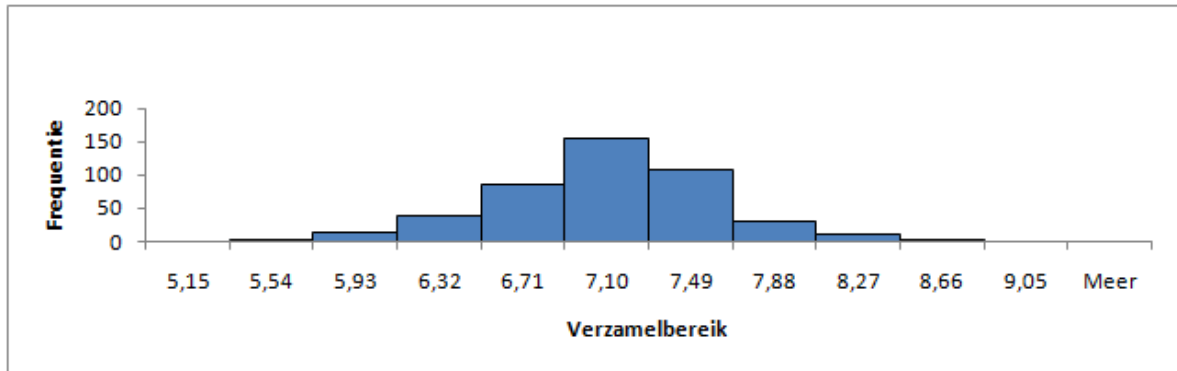
3.5.1 De uitgestrektheid

De uitgestrektheid of het bereik geeft weer wat de afstand is tussen de grootste en kleinste waarde van een reeks. Hoe kleiner het bereik is hoe dichter alle waarden bij elkaar liggen. Een kleine uitgestrektheid geeft aan dat de nauwkeurigheid relatief groot is.

3.5.2 Het histogram en de frequentiepolygoon

Het histogram is een grafische voorstelling waarbij het verband tussen de frequentie van voorkomen en groepen data weergegeven wordt. Iedere groep wordt bepaald door een klasse. Er wordt met andere woorden uitgedrukt hoeveel waarden uit de reeks in die klasse liggen. Het histogram is van groot belang om aan te tonen hoe de verdeling (spreiding) van de meetdata is.

Op de abscis worden de klassen uitgezet en in ordinaat wordt de frequentie per interval uitgetekend. In dit schrijven worden alle klassen even groot aangenomen. Figuur (3.3) toont een voorbeeld van een histogram met gelijk klassen.



Figuur 3.3: Voorbeeld van een histogram

De frequentiepolygoon is de lijn die de middens van de toppen van de histogrammen verbindt. De frequentiepolygoon zal bij benadering het verloop van de Gauss-curve aannemen wanneer er sprake is van een normaalverdeling.

Het aantal klassen beïnvloedt sterk het grafische resultaat. Sturge [24] geeft een regel om het aantal klassen k_{sturge} te bepalen:

$$k_{sturge} = 1 + \frac{10}{3} \log(r) \quad (3.2)$$

Hierbij is:

r = de dimensie van de reeks

k_{sturge} = het aantal klassen. Dit is het dichtste natuurlijke getal bij de uitkomst van vergelijking (3.2).

3.5.3 Het gemiddelde

Het gemiddelde wordt gedefinieerd als:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^r x_i}{r} \quad (3.3)$$

Hierbij is:

r = het aantal elementen in de reeks

x_i = het actieve element

3.5.4 De variantie

De variantie s^2 wordt als volgt gedefinieerd en is van belang bij de berekening van de standaardafwijking:

$$s^2 = \frac{1}{r-1} \sum_{i=1}^r (x_i - \bar{x})^2 \quad (3.4)$$

Hierbij is:

r = de dimensie van de reeks

x_i = het actieve element

\bar{x} = het gemiddelde van de reeks (zie 3.5.3)

Merk op dat er gedeeld wordt door $r-1$ en niet door r .

3.5.5 De standaardafwijking

De standaardafwijking of de standaarddeviatie σ is de positieve wortel uit de variantie:

$$\sigma = +\sqrt{s^2} \quad (3.5)$$

3.5.6 De Gauss-curve

Wanneer de spreiding van de meetwaarden uit de reeks enkel het gevolg is van toevallige fouten noemt men deze reeks normaal verdeeld. Men zegt soms ook dat er een Gauss-verdeling is. De dichtheidsfunctie f van deze Gauss-verdeling kan omschreven worden door onderstaande functie:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} * e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (3.6)$$

Hierbij is:

μ = de verwachtingswaarde (hier het gemiddelde)

σ = de standaardafwijking zoals omschreven in 3.5.5

f kan unimodaal of bimodaal zijn. Unimodaal betekent eentoppig. Er is als het ware één waarde waarrond de andere waarden verspreid liggen. Bij een bimodale dichtheidsfunctie zijn

er twee toppen. Dit wijst er op dat het er twee waarden zijn waarrond de andere waarden verspreid liggen.

3.5.7 De percentielen

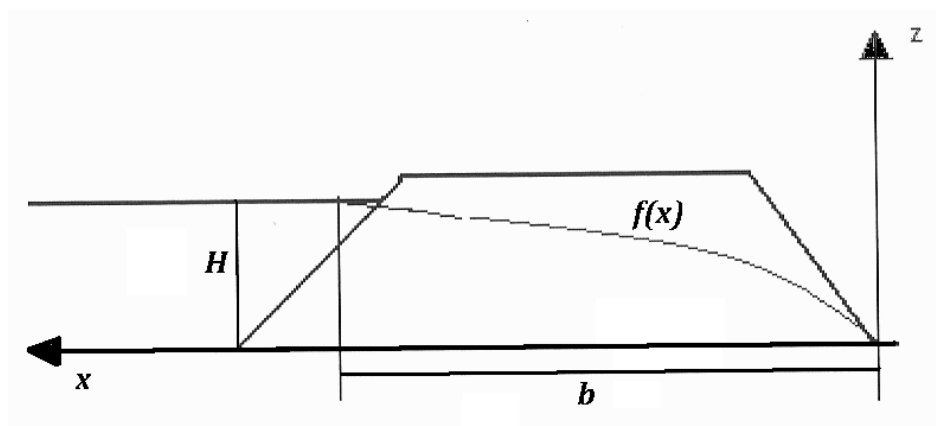
Wanneer de reeks geordend wordt van klein naar groot dan is het i^{de} percentiel dit getal f uit de reeks waarvoor i procent van de data kleiner of gelijk is aan f . Anders gesteld is het is $1 - i$ procent groter dan f .

Hoofdstuk 4

Stationaire Rekenmodellen

4.1 Berekeningsmodel 1

Een heel eenvoudig verloop kan geschetst worden via een formule opgesteld door Casagrande [12] zoals in figuur (4.1). De nauwkeurigheid is sterk betwistbaar want er worden in deze formule heel wat parameters verwaarloosd.



Figuur 4.1: Freatische watertafel volgens Cassagrande

$$z = 2\sqrt{f(f+x)} \quad (4.1)$$

Hierbij is:

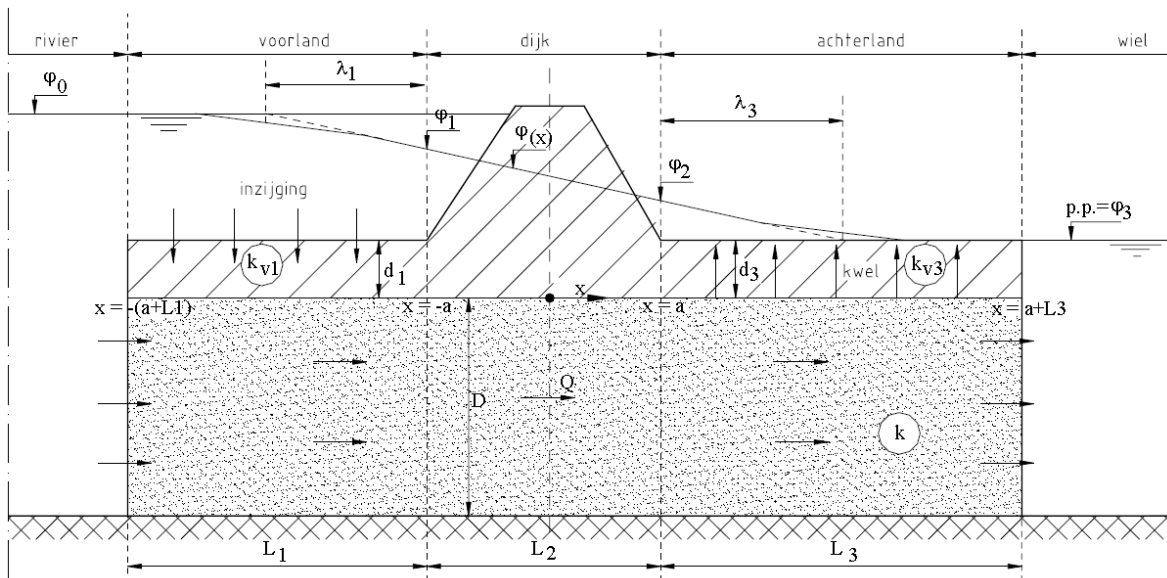
$$f = \frac{\sqrt{b^2 + H^2} - b}{2}$$

- z = de waterhoogte [m]
 x = de afstand in het dijklichaam [m]
 b = de breedte tussen het intreepunt van het water en het eindpunt van het dijklichaam [m]
 H = de hoogte van het water [m]

4.2 Berekeningsmodel 2

Hier volgt een mogelijke oplossingsmethode volgens het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [30] voor stationaire stromingen. Algemeen wordt vertrokken van gekende stijghoogtes φ . Deze worden gekoppeld aan het debiet en aan verliesfactoren die optreden bij de doorstroming van de grond.

Men beschouwt een dijk met voor- en achterland, waarvan het voor- en achterland heel slecht doorlaatbaar is, zoals afgebeeld in figuur (4.2). Het water moet vloeien onder het dijklichaam door en op deze manier is het debiet Q onder de dijk gekend. Door deze slechte doorlaatbaarheid van het voor- en achterland kan ook aangenomen worden dat de stroming in hoofdzaak horizontaal gericht zal zijn.



Figuur 4.2: Stationaire stroming doorheen dijk met voor en achterland waarvan het achterland zeer slecht ondoorlaatbaar is

Q en φ zijn gekend, de relatie tussen beiden wordt kunstmatig opgelegd door de coëfficiënt W :

$$W_i = \frac{\lambda_i}{kD} \tanh\left(\frac{L_i}{\lambda_i}\right) \quad (4.2)$$

$$W_2 = \frac{L_2}{kD} \quad (4.3)$$

Hierbij is:

k = de doorlaatbaarheid [m/s]

D = de afstand tussen de dijkzool en de ondoordringbare grondlaag [m]

L_i = de lengte van zone i [m]

d_i = de laagdikte van het dijkelement in deel i (zie figuur) [m]

De onbekende λ is hierbij:

$$\lambda_i = \sqrt{\frac{kDd_i}{k_i}} \quad (4.4)$$

Voor het voorland is de indice $i = 1$ en bij het achterland is $i = 3$. De totale weerstand van het zandpakket is dan de som van alle partiele W 's.

Wat betreft de stijghoogte van het grondwater in het zand ter plaatste van de binnenteen van de dijk (φ_2) en ten opzichte van onderkant van de dijkzool kan het volgende geschreven worden:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_3 - \varphi_0) \frac{W_3}{\sum W} \quad (4.5)$$

Wanneer vergelijkingen (4.2) en (4.3) gesubstitueerd worden in vergelijking (4.5) dan wordt deze laatste na wat vereenvoudigen:

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_3 - \varphi_0) \frac{\lambda_3 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \quad (4.6)$$

φ_2 bestaat uit de stijghoogte afwaarts (φ_3) vermeerderd met een gewogen deel van het stijghoogteverschil tussen φ_3 en φ_0 , namelijk $\varphi_0 - \varphi_3$. Hoeveel stijghoogte erbij komt is afhankelijk van de wegingsfactor die gelijk is aan: $\frac{W_3}{\sum W}$. De teller van deze wegingsfactor omvat hier enkel de stromingsweerstand W_3 . Dit klopt, de wegingsfactor zal op dit moment klein zijn en φ_2 zal dus niet veel extra stijghoogte krijgen ten opzichte van φ_3 .

φ_1 wordt op analoge wijze afgeleid. De teller van de wegingsfactor is hier echter gelijk aan $W_2 + W_3$. Dit is logisch want punt 1 is nog niet onderworpen aan deze stromingsweerstand.

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_3 - \varphi_0) \frac{W_2 + W_3}{\sum W} \quad (4.7)$$

Uitschrijven van W_2 en W_3 geven volgend resultaat voor φ_1 :

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_3 - \varphi_0) \frac{L_2 + \lambda_3 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + \lambda_3 \tanh\left(\frac{L_3}{\lambda_3}\right)} \quad (4.8)$$

φ_0 en φ_3 zijn de randvoorwaarden en bijgevolg gekend. φ_1 en φ_2 kunnen worden berekend aan de hand van deze randvoorwaarden. Wanneer alle φ 's berekend zijn is het mogelijk om φ als functie van x te schrijven.

Voor de dijk, tussen φ_0 en φ_1 , geldt:

$$\varphi(x) = \varphi_0 - (\varphi_0 - \varphi_1) \frac{\sinh \frac{a + L_1 + x}{\lambda_1}}{\sinh \frac{L_1}{\lambda_1}} \quad (4.9)$$

In de dijk, tussen φ_1 en φ_2 , geldt:

$$\varphi(x) = \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} - \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2} \frac{x}{a} \quad (4.10)$$

Na de dijk, tussen φ_2 en φ_3 , geldt:

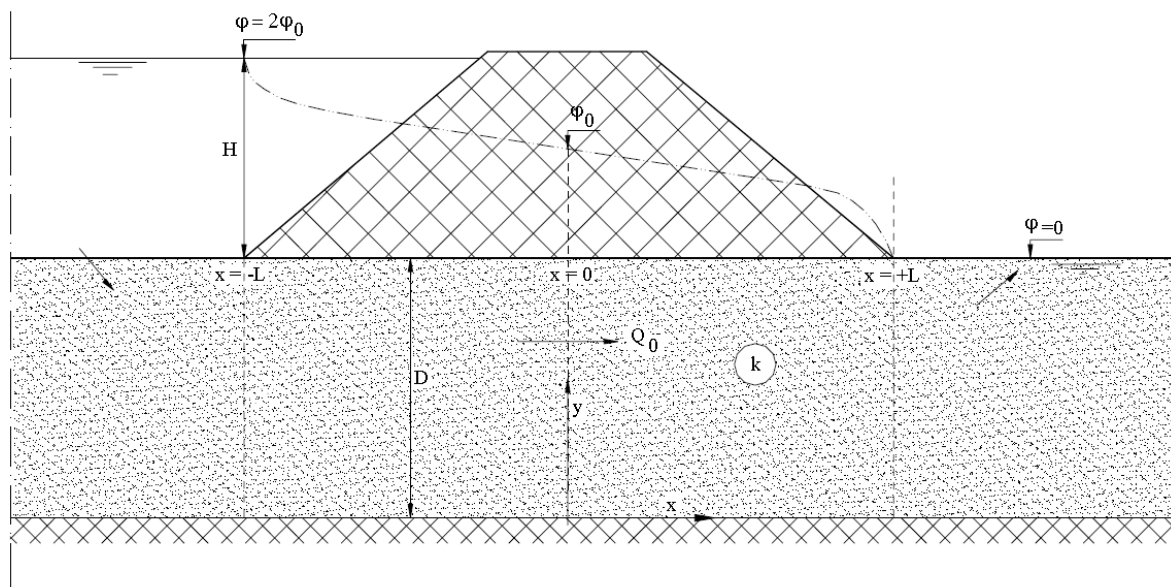
$$\varphi(x) = \varphi_3 + (\varphi_2 - \varphi_3) \frac{\sinh \frac{a + L_3 - x}{\lambda_3}}{\sinh \frac{L_3}{\lambda_3}} \quad (4.11)$$

Het verloop van de stijghoogtes tussenin worden lineair berekend. Dit verloop geldt slechts bij benadering.

4.3 Berekeningsmodel 3

Waar Berekeningsmodel 4.2 geen rekening houdt met radiale intree en uittree van water gebeurt dit hier wel. Radiaal wil zeggen dat het water in verticale richting door de grondlagen beweegt. Opnieuw volgens het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [30] geldt dan onderstaande afleiding.

4.3.1 Zonder waterdichtende lagen in het voor- en achterland



Figuur 4.3: Dijk zonder waterdichtende lagen in het voor- en achterland, met radiale intree en uittree van water

Voor een dijk zonder afsluitende lagen in het voor- en achterland, met radiale intree en uittree van water, zoals in figuur (4.3), kan volgens het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [30] Q_0 gevonden worden uit onderstaande gelijkheid:

$$\cosh\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0}\right) = e^{\frac{\pi L}{2 D}} \quad (4.12)$$

Hierbij is:

H = de waterhoogte voor het dijklichaam [m]

D = de afstand tussen de onderkant van de dijk en de ondoorlatende grondlaag [m]

k = de doorlaatbaarheidfactor [m/s]

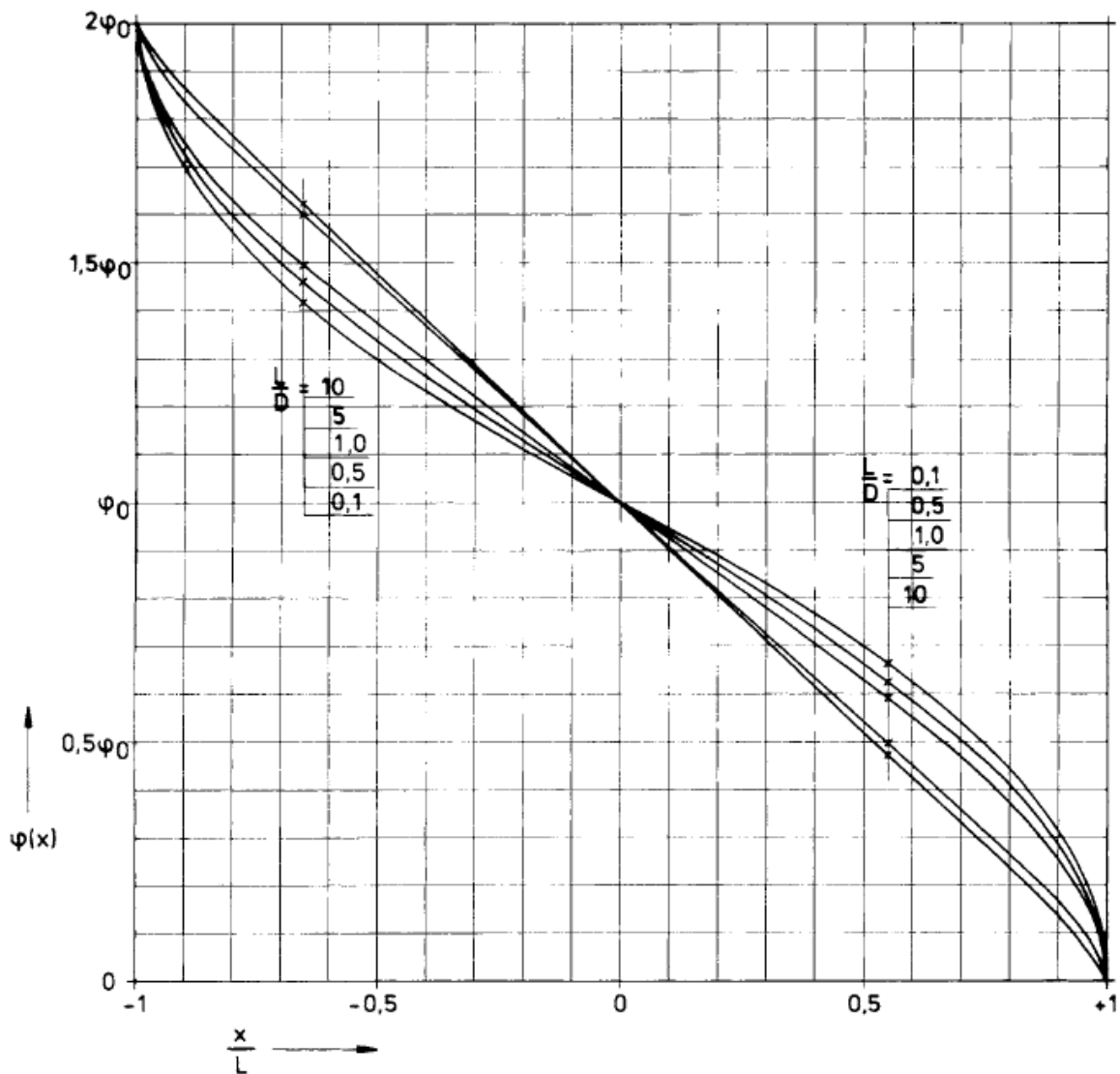
Q_0 = het debiet tussen de onderkant van de dijkzool en de ondoorlatende grondlaag [m^3/s]

L = de helft van de lengte van de onderkant van de dijkzool [m]

Formule (4.12) voor de stroomlijn langsheen de zool van de dijk is dan:

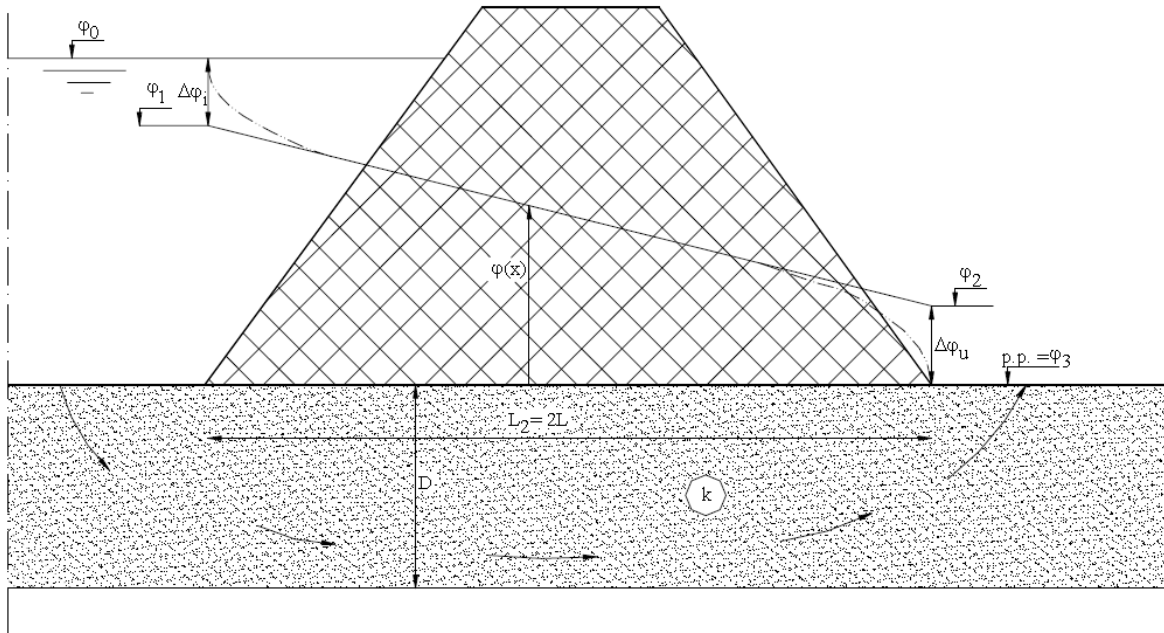
$$\cosh\left(\frac{\pi k \varphi(x)}{2Q_0}\right) = e^{\frac{\pi(L-x)}{2D}} \quad (4.13)$$

Deze vergelijking is geldig tussen $0 \leq x < L$. Het verloop van $\varphi(x)$ tussen $-L < x \leq 0$ is verder bekend want de formule is symmetrisch opgebouwd rond $\varphi(x=0)$.



Figuur 4.4: $\varphi(x) = f(\frac{x}{L})$ en relatie met $\frac{L}{D}$

Figuur (4.4) geeft $\varphi(x)$ als functie van $\frac{x}{L}$ en brengt dit in relatie met $\frac{L}{D}$. Wanneer $x = 0$ dan is $\frac{x}{L} = 0$ en is $\varphi(x) = \varphi(0)$. Dit is het buigpunt van de functie $\varphi(x)$. De symmetrie rond dit buigpunt is duidelijk zichtbaar. Wanneer $\frac{L}{D}$ groot wordt dan verkrijgt $\varphi(x)$ een lineair verloop. Wanneer $\frac{L}{D} \geq 0,5$ dan mag een lineair verloop verondersteld worden. Om te voldoen aan de randvoorwaarden ($\varphi(0)$ en $\varphi(3)$) dient een sprong gemaakt te worden ter plaatse van het intreepunt en het uitreepunt, respectievelijk $\Delta\varphi_{in}$ en φ_{uit} , zoals voorgesteld in figuur (4.5).



Figuur 4.5: Hoogtesprongen ter plaatse van het intree en uittree punt

Formule (4.12) kan herschreven worden als:

$$\frac{e^{\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0}\right)}}{2} = e^{\left(\frac{\pi L}{2 D}\right)} \quad (4.14)$$

Vermits $\frac{1}{2} = e^{-\ln(2)}$ kan (4.14) geschreven worden als:

$$e^{-\ln(2)} e^{\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0}\right)} = e^{\left(\frac{\pi L}{2 D}\right)} \mapsto e^{\left(\frac{\pi k H}{4 Q_0} - \ln(2)\right)} = e^{\left(\frac{\pi L}{2 D}\right)} \quad (4.15)$$

Deze gelijkheid kan slechts op gaan als de machten gelijk zijn aan elkaar:

$$\frac{\pi k H}{4 Q_0} - \ln(2) = \frac{\pi L}{2 D} \mapsto Q_0 = \frac{k D}{2 L + 0,88 D} H \quad (4.16)$$

Net zoals in sectie 4.2 geldt dat $Q_0 = \frac{H}{W_t}$. Uit vergelijking (4.16) volgt dat:

$$W_t = \frac{2 L + 0,88 D}{k D} \quad (4.17)$$

W_t bestaat uit drie componenten. Een eerste deel bestaat uit de weerstand bij radiale instroming W_{in} , een tweede deel uit de weerstand bij horizontale stroming onder de dijk W_2 en wanneer het water opnieuw omhoog komt, de radiale uitstroming W_{uit} :

$$W_{in} = \frac{0,44D}{kD} \quad (4.18)$$

$$W_2 = \frac{L_2}{kD} = \frac{2L}{kD} \quad (4.19)$$

$$W_{uit} = \frac{0,44D}{kD} \quad (4.20)$$

Analoog als in sectie 4.2 kan afgeleid worden:

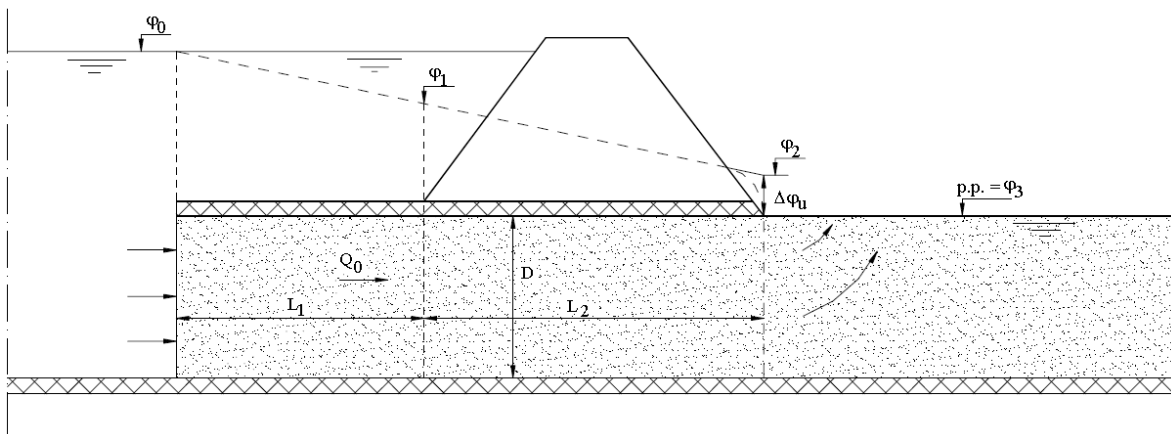
$$\Delta\varphi_{uit} = \frac{W_{uit}}{W_t}(\varphi_0 - \varphi_3) \quad (4.21)$$

$$\Delta\varphi_{in} = \frac{W_{in}}{W_t}(\varphi_0 - \varphi_3) \quad (4.22)$$

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_{uit}}{W_t} \quad (4.23)$$

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_{uit} + W_2}{W_t} \quad (4.24)$$

4.3.2 Met waterdichtende laag in het voorland



Figuur 4.6: Dijk met waterdichtende laag in het voorland, met radiale intree en uitstroom van water

Figuur (4.6) geeft de situatie weer waarbij zich een afsluitende laag bevindt in het voorland. Hier is geen radiale instroming mogelijk ($W_{in} = 0$). In plaats hiervan treedt er wel een

extra horizontale stromingsweerstand op juist onder deze afsluitende laag W_1 . In geval ook een achterland voorzien is dan zou W_{uit} niet bestaan en zou er onder dit achterland een horizontale stromingsweerstand plaats vinden die ingerekend dient te worden.

De totale weerstand voor deze situatie is:

$$W_t = W_1 + W_2 + W_{uit} = \frac{L_1}{kD} + \frac{L_2}{kD} + \frac{0,44D}{kD} \quad (4.25)$$

Terloops kan het debiet onder de dijk (Q_0) opnieuw bepaald worden als :

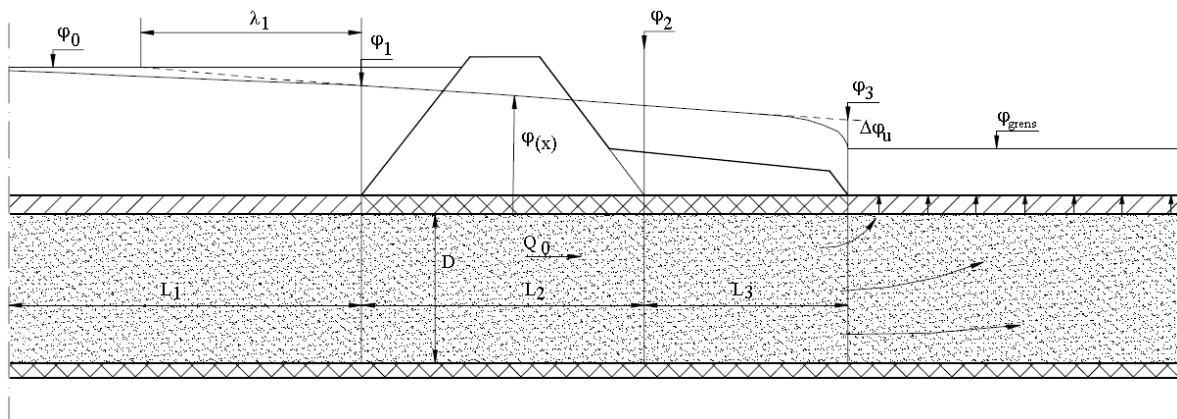
$$Q_0 = \frac{\varphi_0 - \varphi_3}{W_t} \quad (4.26)$$

De stijghoogtes ter hoogte van het voorland φ_2 en ter hoogte van het achterland φ_1 zijn dan (opnieuw analoog zoals voorgaand):

$$\varphi_1 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_{uit} + W_2}{W_t} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{0,44D + L_2}{L_1 + L_2 + 0,44D} \quad (4.27)$$

$$\varphi_2 = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{W_{uit}}{W_t} = \varphi_3 + (\varphi_0 - \varphi_3) \frac{0,44D}{L_1 + L_2 + 0,44D} \quad (4.28)$$

4.4 Berekeningsmodel 4



Figuur 4.7: Stroming doorheen een dijk opgelegd aan een grenspotentiaal φ_{grens}

Wanneer er voor het dijklichaam binnendijs een grenspotentiaal φ_{grens} opgelegd is, dan ook is de stijghoogte berekenbaar [30]. Figuur (4.7) toont een situatie waarbij er een slecht

doorlatend voorland aanwezig is. Er is ook een teen voorzien aan de achterzijde van het dijklichaam. Achter deze teen is er wel radiale uitstroming mogelijk. De weerstand bedraagt, analoog als in voorgaande secties:

$$W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_{uit} = \frac{\lambda_1}{kD} \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + \frac{L_2}{kD} + \frac{L_3}{kD} + \frac{0,44D}{kD} \quad (4.29)$$

Het totale verval is $\Delta\varphi_{uit}$:

$$\Delta\varphi_{uit} = \varphi_0 - \varphi_{grens} \quad (4.30)$$

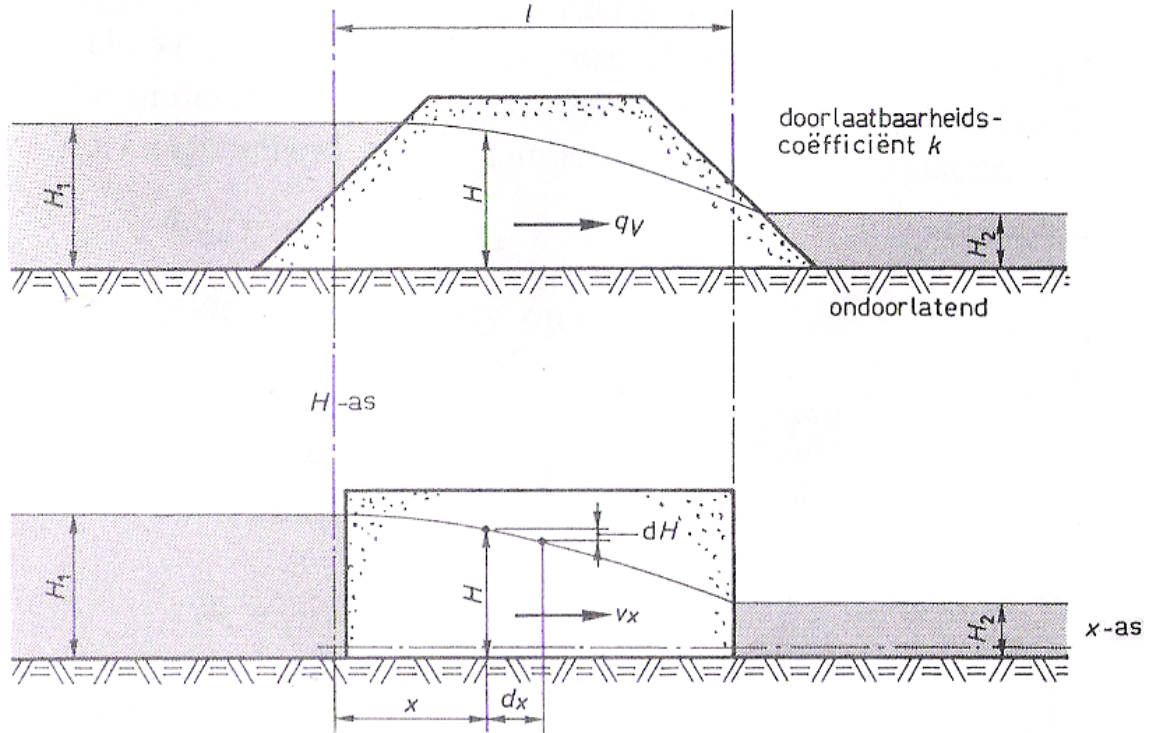
De stijghoogtes ter hoogte van het achterland φ_2 en ter hoogte van het einde van de teen φ_3 zijn dan:

$$\varphi_3 = \varphi_{grens} + \Delta\varphi_{uit} = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D} \quad (4.31)$$

$$\varphi_2 = \varphi_{grens} + (\varphi_0 - \varphi_{grens}) \frac{L_3 0,44D}{\lambda_1 \tanh\left(\frac{L_1}{\lambda_1}\right) + L_2 + L_3 + 0,44D} \quad (4.32)$$

De stijghoogte φ_1 is dan ook bekend want het verloop wordt verder lineair verondersteld.

4.5 Berekeningsmodel 5



Figuur 4.8: Grondwaterstroming doorheen homogene dijk

Een eenvoudige schematisering kan worden afgeleid door een kleine vereenvoudiging te maken in de geometrie, dit wordt gedaan in het handboek 'Hydraulica voor waterbouwkundigen' [20]. Veronderstel een dijk zoals voorgesteld in figuur (4.5) bovenaan. Wanneer de geometrische vorm vereenvoudigd wordt tot een balk zoals onderaan in figuur (4.5) dan kan volgende afleiding gemaakt worden.

Algemeen geldt voor het debiet doorheen het dijklichaam (kwel):

$$Q_V = vA \quad (4.33)$$

Hierbij is v [m/s] de doorstroomsnelheid en A [m^2] is het doorstroomoppervlak. Voor een dijk met breedte b geldt: $A = bH$. Vergelijking (4.33) wordt dan:

$$Q_V = vbH \quad (4.34)$$

Uiteraard is de wet van Darcy hier ook geldig:

$$v = -ki = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (4.35)$$

Het minteken in (4.35) wijst erop dat het verhang $(\frac{\partial h}{\partial x})$ toeneemt met x . De freatische lijn zal een dalend verloop hebben samen met de snelheid. Substitutie van vergelijking (4.35) in (4.34) geeft:

$$Q_V = -kbH \frac{\partial h}{\partial x} \quad (4.36)$$

Deze vergelijking kan herschikt worden zodat het linkerlid enkel functie is van x en het rechterlid enkel van H . Na integratie wordt de vergelijking voor H gevonden als functie van x :

$$Q_V \partial x = -kbH \partial h \quad (4.37)$$

$$Q_V \int \partial x = -kb \int H \partial h \quad (4.38)$$

$$Q_V x = -kb \frac{H^2}{2} + A \quad (4.39)$$

Hierbij wordt A bepaald uit de randvoorwaarden H_1 en H_2 . Wanneer $x = 0$ is $H = H_1$ en wanneer $x = l$ is $H = H_2$.

$$A = \frac{kbH_1^2}{2} \mapsto Q_V x = -kb \frac{H^2}{2} + \frac{kbH_1^2}{2} \quad (4.40)$$

Herschrijven van (4.40) naar H geeft:

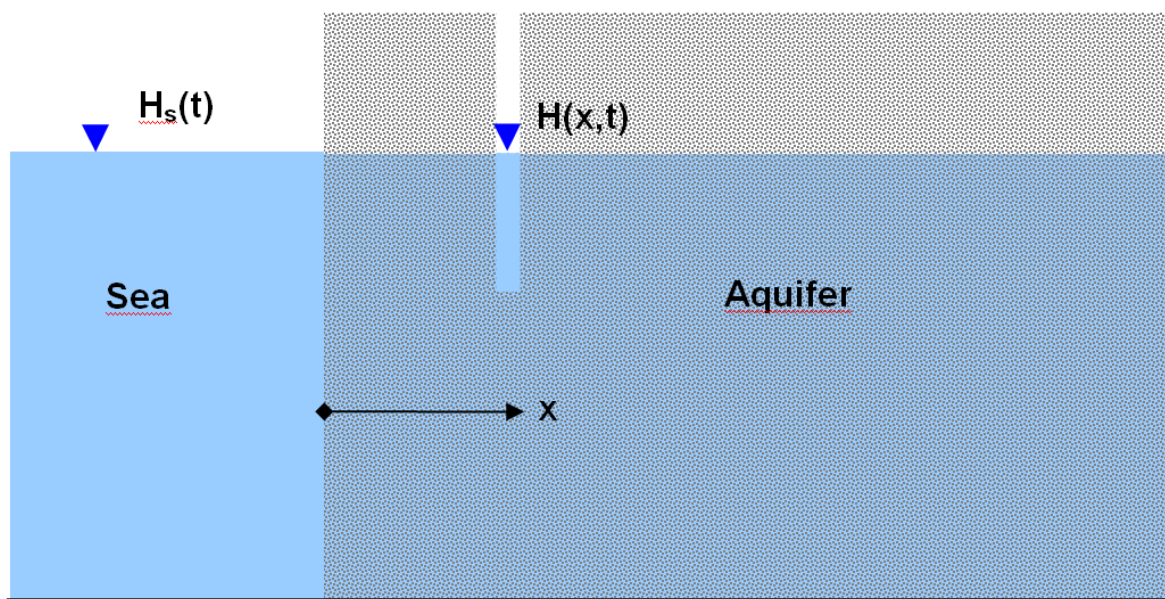
$$H^2 = H_1^2 - \frac{x(H_1^2 - H_2^2)}{l} \mapsto H(x) = \sqrt{H_1^2 - \frac{x(H_1^2 - H_2^2)}{l}} \quad (4.41)$$

Het dient opgemerkt dat het verloop volgens deze afleiding geen functie is van k ! Dit klopt enkel wanneer de dijk homogeen en niet gelaagd is. Er wordt ook verondersteld dat zowel H_1 als H_2 gekend zijn.

Hoofdstuk 5

Niet stationaire rekenmodellen

5.1 Berekeningsmodel 1



Figuur 5.1: Niet stationaire stroming bij loodrechte wand

Een eenvoudig geval is geschetst in figuur (5.1). Hierbij wordt de grond homogeen verondersteld en het scheidingsoppervlak tussen het water en de grondmassa perfect verticaal. Volgens Prof. F. De Smedt (VUB) [10]:

Het zeegetij wordt omschreven door volgende (co)sinusfunctie:

$$H_s(t) = H_0 + A_0 \cos(\omega t) \quad (5.1)$$

Het bijhorende grondwaterniveau wordt omschreven door volgende functie:

$$H(t, x) = H_0 + A_0 e^{\left(\frac{-x}{x_0}\right)} \cos\left(\omega t - \frac{x}{x_0}\right) \quad (5.2)$$

Hierbij is:

H_0 = het gemiddelde zeeniveau, [m]

A_0 = de amplitude op zee, [m]

ω = de frequentie, [d^{-1}]

t = de tijd, [dagen]

x = de afstand weg van de zee, [m]

$$x_0 = \sqrt{\frac{2kd}{\omega S}}$$

S = de opslagcoëfficiënt, [-]

d = de laagdikte, [m]

k = de doorlaatbaarheidcoëfficiënt, [m/s]

Deze formules maken het mogelijk om het grondwaterniveau te bepalen op een gegeven plaats in de grondmassa voor een gegeven tijdstip. Zoals blijkt uit de samenstelling van deze formules wordt er ook rekening gehouden met de doorlaatbaarheidcoëfficiënt k en de opslagcoëfficiënt van de grondmassa S . Volgens het 'Technisch rapport waterspanningen bij dijken' [30] kan S bepaald worden als:

$$S = \rho_w g D (m_v + n\beta) \quad (5.3)$$

Hierbij is:

ρ_w = soortelijk gewicht van water [m^3/kg]

g = de zwaartekrachtsversnelling [m/s^2]

D = totale laagdikte van het zandpakket [m]

m_v = samendrukbaarheid van de grond [m^2/N]

n = de porositeit [-]

β = samendrukbaarheid van water [m^2/N]

Diezelfde bron vermeldt dat globaal gezien geldt: voor zand $m_v = 10^{-8}$ tot $10^{-7}m^2/N$, voor klei $m_v = 10^{-7}$ tot $10^{-6}m^2/N$ en voor $\beta = 0,5 * 10^{-9}m^2/N$.

5.2 Berekeningsmodel 2

Onderstaande uiteenzetting, volgens het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken [30], is geldig voor vloeistoffen die onsamendrukbaar en homogeen zijn. Water voldoet aan deze voorwaarden. Een derde voorwaarde is dat er een isotrope doorlaatbaarheid (k) moet zijn. Dit betekent dat k onafhankelijk is van de richting. k_h en k_v zullen waarschijnlijk verschillen, maar dat wordt later in rekening gebracht.

Volgens de wet van Darcy geldt:

$$q_x = -k \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad (5.4)$$

$$q_y = -k \frac{\partial \varphi}{\partial y} \quad (5.5)$$

$$q_z = -k \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (5.6)$$

Hierbij is:

q = het debiet, [$\frac{m^3}{s}$]

k = de doorlatendheidscoëfficiënt, [$\frac{m}{s}$]

$\varphi = z + \frac{P}{\rho g}$ = stijghoogte, [m]

z = de plaatshoogte, [m]

u = de waterspanning, [$\frac{N}{m^2}$]

ρ = de volumieke massa van water, [$\frac{kg}{m^3}$]

g = de versnelling van de zwaartekracht, [$\frac{m}{s^2}$]

De wet van behoud van massa levert de continuïteitsvergelijking. Deze is in ieder geval geldig want de vloeistof is onsamendrukbaar. Er kan geschreven worden:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (5.7)$$

Wanneer freatische berging ingerekend wordt, bekomt men volgende continuïteitsvergelijking:

$$n \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hq_x)}{\partial x} + \frac{\partial(hq_y)}{\partial y} = N \quad (5.8)$$

Hierbij is:

$h = \varphi =$ de stijghoogte ten opzichte van de basis van het doorstroomde pakket, $[m]$

$n =$ de porositeit van de grond

$N =$ extra toevoer van water (extra belasting) bv. Neerslag

Opmerking: φ is functie van z en deze formule beschrijft dus een 3D geval.

De continuïteitsvergelijking voor elastische berging luidt:

$$(m_v + n\beta) \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \quad (5.9)$$

Hierbij is:

$m_v =$ samendrukbaarheid van de grond

$\beta =$ samendrukbaarheid van het water

De differentiaalvergelijking die de stijghoogte van het water weergeeft wordt gevonden door de substitutie van vergelijkingen (5.4), (5.5) en (5.6) in de continuïteitsvergelijkingen (5.7), (5.8) en (5.9). Om deze afleiding theoretisch te verruimen wordt k verondersteld te bestaan uit een k_x , k_y en k_z . In de praktijk zal een uitgebreid bodemonderzoek nodig zijn om deze drie deelcomponenten van k te kunnen bepalen.

Vergelijking (5.7) wordt dan:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x \partial \varphi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y \partial \varphi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z \partial \varphi}{\partial z} \right] = 0 \quad (5.10)$$

Vergelijking (5.8) wordt dan:

$$n \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{hk_x \partial \varphi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{hk_y \partial \varphi}{\partial y} \right] = N \quad (5.11)$$

Vergelijking (5.9) wordt dan:

$$(m_v + n\beta) \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x \partial \varphi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y \partial \varphi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z \partial \varphi}{\partial z} \right] \quad (5.12)$$

5.3 Berekeningsmodel 3

Wanneer bij aanvang met druk gerekend wordt kan later de overstap gemaakt worden, hiervan volgt het bewijs.

De wet van Darcy als functie van druk [1] luidt:

$$q_x = -\frac{\kappa_x \partial P}{\mu \partial x} \quad (5.13)$$

$$q_y = -\frac{\kappa_y \partial P}{\mu \partial y} \quad (5.14)$$

$$q_z = -\frac{\kappa_z}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial z} + \rho g \right) \quad (5.15)$$

Substitutie van vergelijkingen (5.13), (5.14) en (5.15) in vergelijking (5.7) geeft dan (de berging buiten beschouwing gelaten):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\kappa_x \partial P}{\mu \partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\kappa_y \partial P}{\mu \partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\kappa_z}{\mu} \left(\frac{\partial P}{\partial z} + \rho g \right) \right] = 0 \quad (5.16)$$

De relatie tussen de stijghoogtes en de druk wordt gegeven door onderstaande vergelijking:

$$\varphi = z + \frac{P}{\rho g} \mapsto P = \rho g(\varphi - z) \quad (5.17)$$

Substitutie van (5.17) in continuïteitsvergelijking (5.16) geeft een vergelijking als functie van de stijghoogte (φ):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\kappa_x \partial(\rho g(\varphi - z))}{\mu \partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\kappa_y \partial(\rho g(\varphi - z))}{\mu \partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\kappa_z}{\mu} \left(\frac{\partial(\rho g(\varphi - z))}{\partial z} + \rho g \right) \right] = 0 \quad (5.18)$$

Verder uitwerken geeft:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\kappa_x \rho g \partial \varphi}{\mu \partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\kappa_y \rho g \partial \varphi}{\mu \partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\kappa_z}{\mu} \left(\rho g \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} - 1 \right) + \rho g \right) \right] = 0 \quad (5.19)$$

Om over te gaan naar de doorlaatbaarheidscoëfficiënt (k) volstaat het om $\frac{\kappa}{\mu}$ te vervangen:

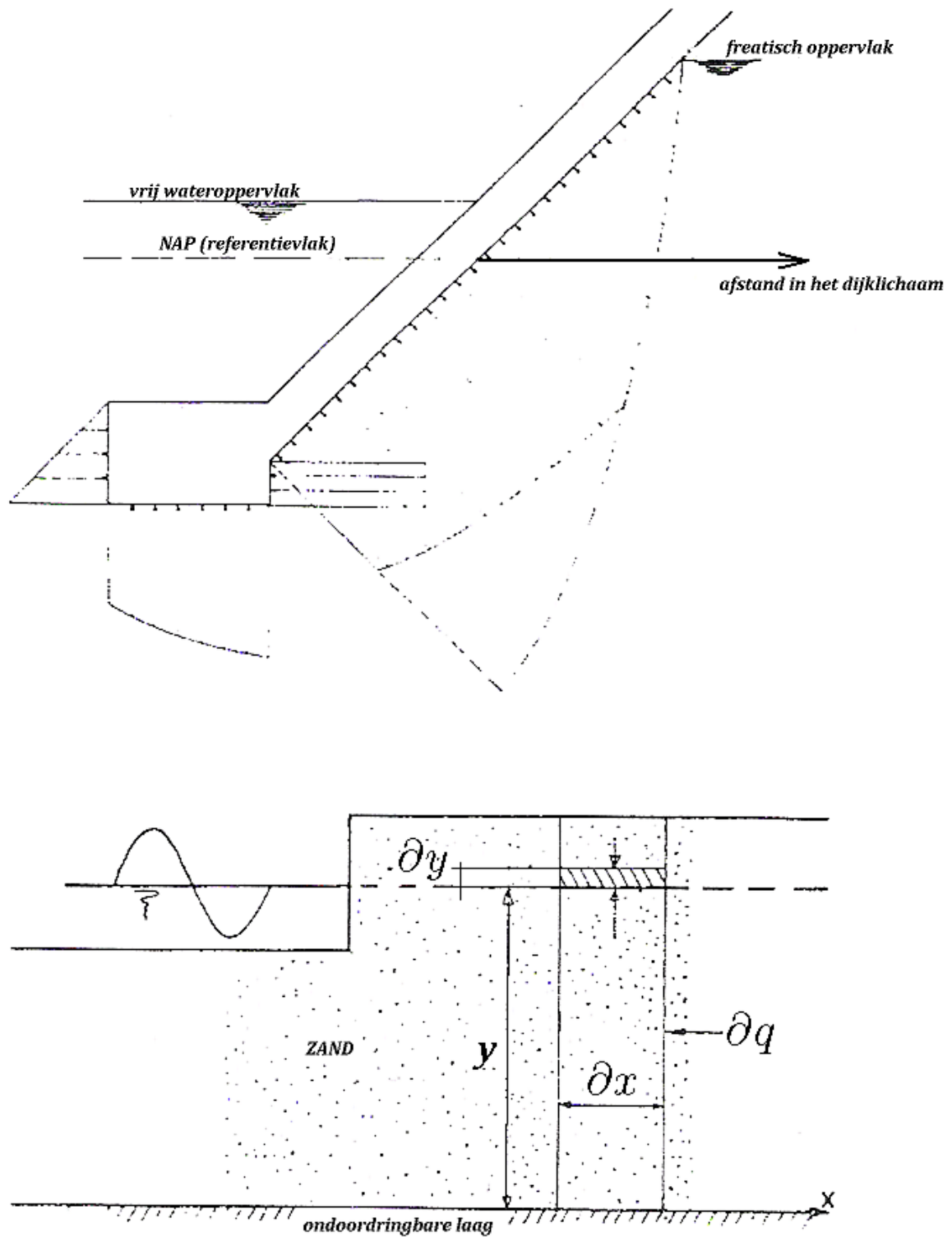
$$\kappa = \frac{\mu k}{\rho g} \mapsto \frac{\kappa}{\mu} = \frac{k}{\rho g} \quad (5.20)$$

De bekomen vergelijking is dan identiek aan vergelijking (5.10):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_x \partial \varphi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_y \partial \varphi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z \partial \varphi}{\partial z} \right] = 0 \quad (5.21)$$

5.4 Berekeningsmodel 4

Professoren Abbott en Geuze maken onderstaande afleiding [13]. Hierbij wordt gebruik gemaakt van figuur (5.4).



Figuur 5.2: Grondwaterstroming doorheen een zanddijk

Darcy stelt dat het debiet gelijk is aan:

$$q = kAi \quad (5.22)$$

Hierbij is q het debiet [m^3/s], k de doorlaatbaarheidcoëfficiënt [m/s], i het verhang $[-]$ en A de doorstroomoppervlakte [m^2]. Voor een oppervlakte met een breedte van één meter geldt dat $A = y * 1 = y$. Het verhang is de verandering van de waterhoogte als functie van de lengte: $i = \frac{\partial y}{\partial x}$. Formule (5.22) wordt dan:

$$q = ky \frac{\partial y}{\partial x} \quad (5.23)$$

Voor het verdere verloop van dit bewijs wordt formule (5.23) afgeleid:

$$\frac{\partial q}{\partial x} = k \left[\frac{\partial y}{\partial x} \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right) \right] = k \left[\left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 + y \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \right] \quad (5.24)$$

Verder geldt ook nog dat de waterstijging evenredig is aan de debietwijziging. Enkel het water dat in het volume binnen loopt kan een waterstandverhoging tot gevolg hebben. Anders gezegd:

$$\partial q = \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{n \partial y \partial x}{\partial t} \mapsto \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{n \partial y}{\partial t} \quad (5.25)$$

Hierbij is:

$$V = n * (y * x * 1)$$

n = het poriën gehalte

Het volume zoals hier beschouwd is inderdaad afhankelijk van n want enkel door de poriën kan er water naar binnen lopen. Combinatie van vergelijkingen (5.24) en (5.25) geeft:

$$\frac{n \partial y}{\partial t} = k \left[\left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 + y \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \right] \mapsto \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{k}{n} \left[\left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 + y \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \right] \quad (5.26)$$

Om eenvoudiger te kunnen rekenen wordt hier een vereenvoudiging doorgevoerd. Volgens Boussinesq [13] geldt:

$$\left(\frac{\partial y}{\partial x} \right)^2 \ll y \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (5.27)$$

Vergelijking (5.26) wordt dan:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{ky}{n} \left[\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \right] \quad (5.28)$$

Als h verondersteld wordt constant te zijn, dan is $\frac{kh}{n}$ constant. $K = \frac{kh}{n}$ zodat:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = K \left[\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) \right] \quad (5.29)$$

Verder is y periodiek. Er wordt gezocht naar een oplossing van y met onderstaande vorm:

$$y = ue^{i(\omega t - T)} \quad (5.30)$$

Hierbij is u enkel functie van x en is $T = \frac{2\pi}{\omega}$, want y is periodiek. Vergelijking (5.30) wordt dan:

$$y = ue^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} \quad (5.31)$$

Het bewijs is nu zodanig ontwikkeld dat er een functievoorschrift is voor y . Uitwerken van vergelijking (5.29) levert een waarde op voor u . Deze u opnieuw in vergelijking (5.31) stoppen geeft een 'eenvoudige' vergelijking die het verloop binnenin het waterlichaam schetst.

Het rechterlid van vergelijking (5.29):

$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} + ue^{i(t\omega - \frac{2\pi}{\omega} + \frac{\pi}{2})} \omega = ue^{i(t\omega - \frac{2\pi}{\omega} + \frac{\pi}{2})} \omega \quad (5.32)$$

Inderdaad $\frac{\partial u}{\partial t} = 0$ want u is enkel functie van x ! Uitwerken van het rechterlid van vergelijking (5.29) geeft:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial x} e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} + u0 \quad (5.33)$$

Nogmaals afleiden geeft dan uiteindelijk het rechterlid:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} + \frac{\partial u}{\partial x} 0 \quad (5.34)$$

Substitutie van vergelijkingen (5.33) en (5.34) in vergelijking (5.29) geeft volgende gelijkheid:

$$u e^{i(t\omega - \frac{2\pi}{\omega} + \frac{\pi}{2})} = K \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} \quad (5.35)$$

de verhouding van de e machten is gelijk aan i :

$$\frac{e^{i(t\omega - \frac{2\pi}{\omega} + \frac{\pi}{2})}}{e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})}} = i \quad (5.36)$$

De vergelijking wordt dan:

$$u \omega i = K \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \mapsto \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u \omega i}{K} \quad (5.37)$$

Dit is een homogene en lineaire differentieaalvergelijking van tweede orde, waarbij de coëfficiënt ($\frac{u \omega i}{K}$) constant is. De oplossing is hierdoor snel gevonden [25]:

$$u = A e^{-x \sqrt{\frac{i\omega}{K}}} \quad (5.38)$$

Hierbij is A een constante die afhankelijk is van de randvoorwaarden. Vergelijking (5.38) kan verder herschreven worden als:

$$u = A e^{-x(1-i) \sqrt{\frac{\omega}{2K}}} \quad (5.39)$$

Substitutie van vergelijking (5.39) in vergelijking (5.31) geeft:

$$y = A e^{-x(1-i) \sqrt{\frac{\omega}{2K}}} e^{i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} \quad (5.40)$$

Deze vergelijking kan verder uitgewerkt worden daar $e^a \cdot e^b = e^{a+b}$:

$$y = Ae^{-x(1-i)\sqrt{\frac{\omega}{2K}} + i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega})} \quad (5.41)$$

Herschrijven zodat: $e^{a+b(i)}$ geeft:

$$y = Ae^{-x(\sqrt{\frac{\omega}{2K}} + i(\omega t - \frac{2\pi}{\omega} - x\sqrt{\frac{\omega}{2K}}))} \quad (5.42)$$

Wanneer er teruggegaan wordt van het complexe naar het reële domein dan kan y geschreven worden als:

$$y = Ae^{-x\sqrt{\frac{\omega}{2K}}} \cos(\omega t - \frac{2\pi}{\omega} - x\sqrt{\frac{\omega}{2K}}) \quad (5.43)$$

Of:

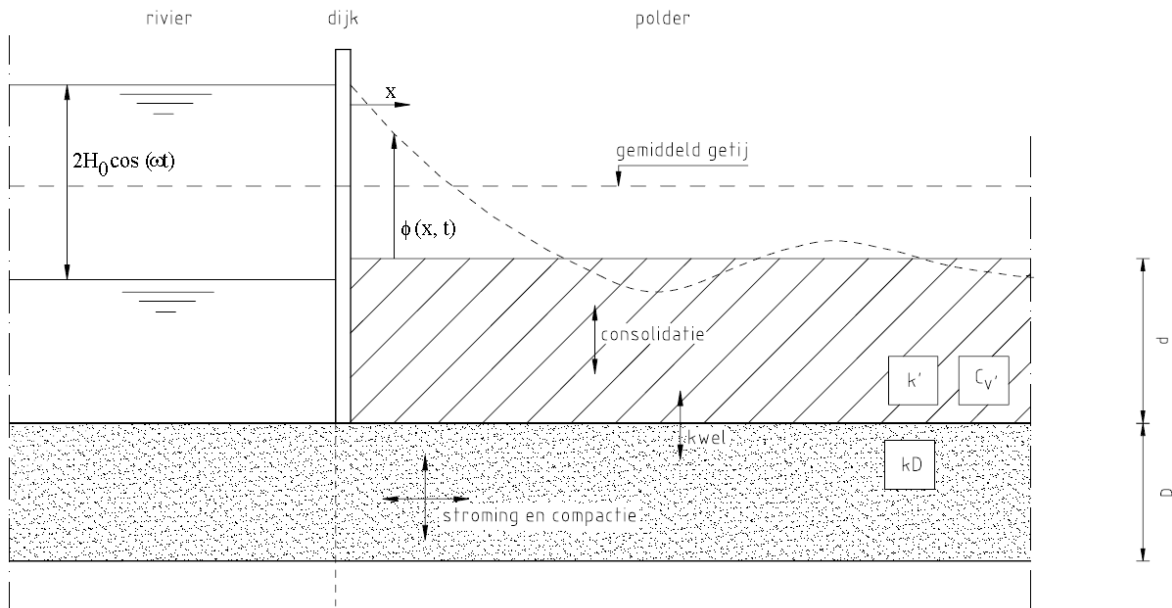
$$y = Ae^{-x\sqrt{\frac{\omega}{2K}}} \sin(\omega t - \frac{2\pi}{\omega} - x\sqrt{\frac{\omega}{2K}}) \quad (5.44)$$

Natuurfysisch kan enkel vergelijking (5.43) juiste resultaten geven. Immers invullen van vergelijking (5.44) waarbij $x = 0$ levert op dat $y(x = 0)$ dan altijd gelijk moet zijn aan 0 ($\sin(0) = 0 \mapsto y = 0$). Dit probleem stelt zich niet bij vergelijking (5.43) waar $y(x = 0) = A$.

5.5 Berekeningsmodel 5

Onderstaande is een voorbeeld van wat WATEX kan berekenen, hiervoor wordt verwezen naar referentie [30]. Het betreft de berekening van de potentiaal in een zand en kleilaag (twee lagen dus) ten gevolge van een sinusvormige (hoog)watergolf in een rivier. Er dient een onderscheid gemaakt tussen het al dan niet aanwezig zijn van een voorland of het ontbreken ervan.

5.5.1 Zonder voorland



Figuur 5.3: Rechte waterafsluiting zonder voorland

Figuur (5.3) schetst het water in een rivier. Het waterverloop wordt cosinusvormig verondersteld. Op de plaats waar het water de grondmassa binnentreedt wordt het nulpunt van de x -as gelegd. De randvoorwaarde ($x = 0$) is dan:

$$\phi(0, t) = H_0 \cos(\omega t) \quad (5.45)$$

Hierbij is:

$\phi(0, t)$ = potentiaal bij $x = 0$ voor een gegeven tijdstip [m]

H_0 = de gemiddelde golfhoogte [m]

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ de hoekfrequentie van de golf [rad/s]

T = de periode van de golf [s]

t = de tijd [s]

Het zand gedraagt zich stijf en dan is de elastische berging te verwaarlozen. Volgende proef-ondervindelijke vergelijking voor $\phi(x, t)$ is dan geldig:

$$\phi(x, t) = H_0 e^{\left(\frac{-0,924x}{\lambda'_\omega}\right)} \quad (5.46)$$

Hierbij is:

$\phi(x, t)$ = potentiaal in zand op locatie x en tijd t [m]

λ'_w = instationaire spreidingslengte van het achterland [m]

λ'_w kan verder geschreven worden als:

$$\lambda'_w = \sqrt{\frac{kD}{k'} \sqrt{\frac{c'_v}{\omega}}} \quad (5.47)$$

Hierbij is:

k = doorlaatbaarheid van zand [m/s]

D = dikte van de zandlaag [m]

c'_v = consolidatiecoëfficiënt van klei uit het achterland [m/s^2]

k' = doorlaatbaarheid van klei [m/s]

λ'_w is de factor die de indringingsinvloed in rekening brengt. Na ongeveer $3\lambda'_w$ heeft de variatie van de waterhoogte bijna geen invloed meer op de potentiaal in het grondmassief.

Ook voor de potentiaalverandering in de kleilaag bestaat een formule:

$$\phi(x, y, z) = H_0 e^{\left(\frac{0,924x}{\lambda'_w} - \frac{z}{\delta}\right)} \cos \left[\omega t - \frac{0,383x}{\lambda'_w} - \frac{z}{\delta} \right] \quad (5.48)$$

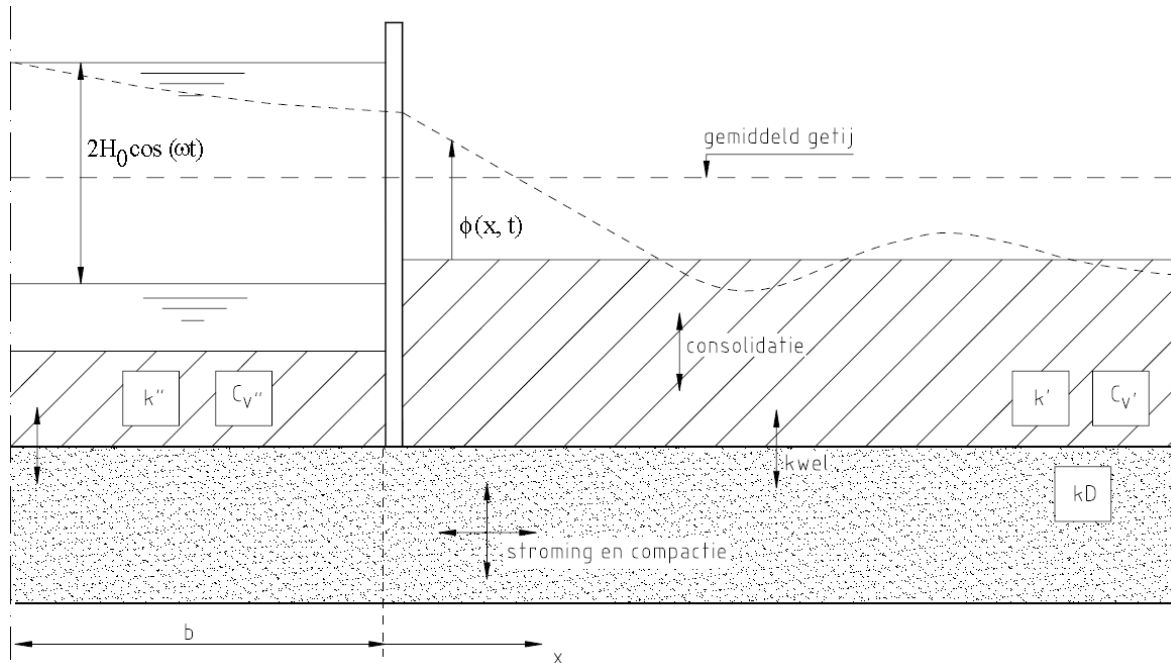
Hierbij is:

$\phi(x, y, z)$ = potentiaal op diepte z in de klei, gerekend vanaf het zand op locatie x en tijd t [m]

$\delta = \sqrt{\frac{2c'_v}{\omega}}$ = maat voor de indringingsdiepte van de cyclische respons in de klei [m]

Ook voor een kleilaag geldt dat op een diepte 3δ de invloed van de potentiaalverandering nog nauwelijks merkbaar is.

5.5.2 Situatie met voorland



Figuur 5.4: Rechte waterafsluiting met voorland

Wanneer een voorland aanwezig is zoals voorgesteld in figuur (5.4) treedt er ter hoogte van dit voorland een extra weerstand op. Dit uit zich in een demping van de potentiaalvariatie. Voor $x > 0$ geldt:

$$\phi(x, t) = H_0 e^{\left(\frac{-0,924x}{\lambda'_w} - \Delta\right)} \cos\left(\omega t - \frac{0,383}{\lambda'_w} - \eta\right) \quad (5.49)$$

Hierbij is:

$\phi(x, t)$ = potentiaal in zand op locatie x op tijd t [m]

H_0 = de gemiddelde golfhoogte [m]

Δ en η worden als volgt berekend:

$$\Delta = \ln\left(\sqrt{1 + m^2 + 2m \cos(\theta)}\right) \quad (5.50)$$

$$\eta = \frac{-m \sin(\theta)}{1 + m \cos(\theta)} \quad (5.51)$$

Hierbij is:

$$\lambda'_\omega = \frac{\lambda}{\sqrt[4]{t'_h \omega}} = \text{cyclische lekfactor voor het achterland [m]}$$

$$\lambda''_\omega = \text{cyclische lekfactor voor het voorland [m]}$$

$$m = f \frac{\lambda''_\omega b}{\lambda'_\omega \lambda''_\omega} [-]$$

$$b = \text{halve breedte rivierbed [m]}$$

$$\lambda = \sqrt{kDC} = \text{stationaire lekfactor of spreidingslengte [m]}$$

$$t'_h = \frac{d^2}{c'_v} = \text{hydrodynamische periode van het achterland [s]}$$

$$t''_h = \text{hydrodynamische periode van het voorland [s]}$$

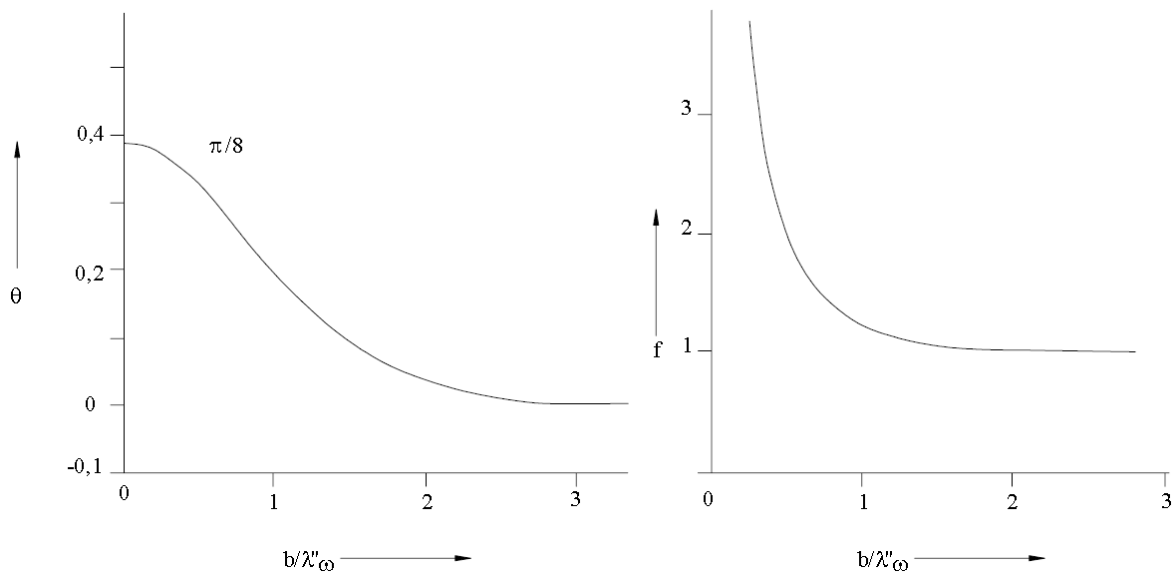
$$d = \text{dikte kleipakket [m]}$$

$$D = \text{dikte watervoerende laag onder het dijklichaam [m]}$$

$$c'_v = \text{consolidatiecoëfficiënt kleipakket achterland [m}^2/\text{s]}$$

$$C = \text{hydraulische weerstand [s]}$$

θ en f zijn functie van $\frac{b}{\lambda''_\omega}$, zij worden afgeleid uit figuur (5.5).



Figuur 5.5: θ en f als functie van $\frac{b}{\lambda''_\omega}$

5.6 Berekeningsmodel 6

Wanneer het water niet tot aan het dijklichaam komt kan de hieronder gemaakte afleiding gebruikt worden [9]. De stroming wordt voorlopig nog in één richting verondersteld.

$$w = -\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.52)$$

5.7 Oplossen differentiaalvergelijkingen

Soms kunnen de differentiaalvergelijkingen met enkele vereenvoudigingen aangepast worden naar eenvoudig uit te rekenen differentiaalvergelijkingen. Deze aannames en vereenvoudigingen zorgen er wel voor dat de nauwkeurigheid daalt. Wanneer dit niet wenselijk is, of wanneer vereenvoudigingen onmogelijk is, zit er niets anders op dat de differentiaalvergelijkingen punt per punt te gaan oplossen. Voor de berekeningsmodellen uit sectie (5.2) en (5.3) dient dit zo te gebeuren.

De dag van vandaag stelt de computer de mens in staat om een groot aantal berekeningen te maken in een beperkte tijd. Het is duidelijk dat wat de computer ook berekent, dit altijd gebeurt op basis van formules die de werkelijkheid proberen te benaderen. Het gebruik van softwarepakketten geeft de gebruiker enkel een heel goede benadering, maar de gebruiker moet steeds kritisch de bekomen resultaten analyseren en interpreteren.

Twee veel gebruikte methodes om de differentiaalvergelijkingen uit te rekenen zijn de eindige differentiemethode en de eindige elementenmethode.

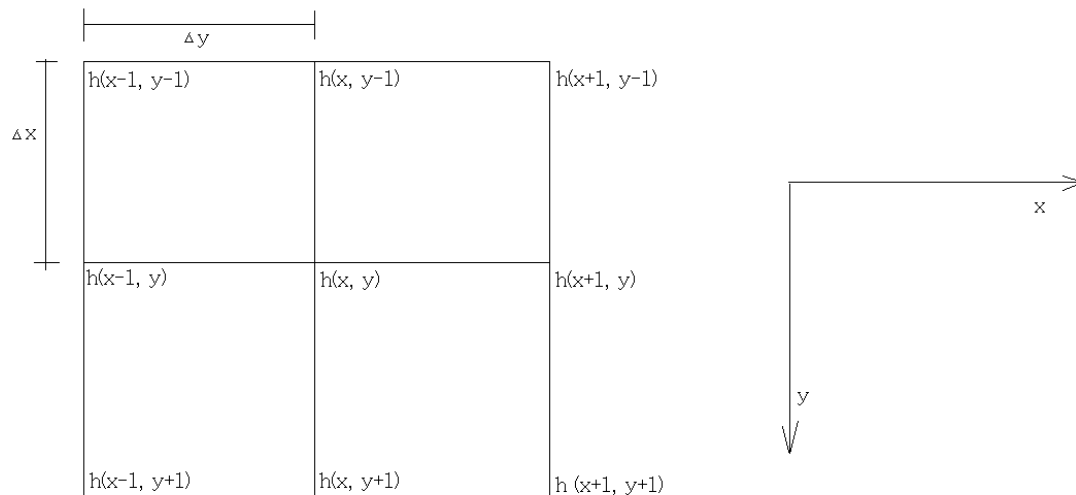
5.7.1 Eindige differentiemethode

De naam van de methode omvat de twee kernwoorden. 'Eindig' en 'differentie'.

Eerst en vooral wordt de continue differentiaalvergelijking in een *eindig* aantal deeltjes opgesplitst. Deze opsplitsing is gerechtvaardigd wanneer het aantal verdelingen zeer groot is. Er geldt dan immers:

$$\frac{\partial h}{\partial x} \cong \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (5.53)$$

Hoe kleiner Δx wordt hoe dichter de theoretische oplossing benaderd wordt. Een tweede belangrijk kernwoord is de differentie wat verschil betekent. De methode bestaat eruit om vanaf een gegeven hoogte daaruit telkens de omliggende hoogtes te bepalen. Dit kan als het grondmassief heel fijn ingedeeld wordt. Figuur (5.6) toont een detail van deze fijnverdeling.



Figuur 5.6: Indeling eindige differentie methode

Wanneer Δx zeer klein is dan kan gesteld worden voor net links naast $h(x, y)$:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h(x, y) - h(x - \Delta x, y)}{\Delta x} \quad (5.54)$$

Voor net rechts naast $h(x, y)$ geldt dan analoog:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h(x + \Delta x, y) - h(x, y)}{\Delta x} \quad (5.55)$$

Bij benadering, want er wordt immers al gewerkt met heel kleine stapjes (differences), kan gesteld worden dat de tweede partiële afgeleide gelijk is als het verschil (finite difference) van de eerste partiële afgeleide. Met andere woorden:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{h(x + \Delta x, y) - 2h(x, y) + h(x - \Delta x, y)}{\Delta x^2} \quad (5.56)$$

Voor $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$ kan de zelfde afleiding gemaakt worden:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{h(x, y + \Delta y) - 2h(x, y) + h(x, y - \Delta y)}{\Delta y^2} \quad (5.57)$$

De algemene vergelijking van Laplace wordt dan:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \mapsto \frac{h(x + \Delta x, y) - 2h(x, y) + h(x - \Delta x, y)}{\Delta x^2} + \frac{h(x, y + \Delta y) - 2h(x, y) + h(x, y - \Delta y)}{\Delta y^2} = 0 \quad (5.58)$$

Dit omvormen naar $h(x, y)$ geeft:

$$h(x, y) = \frac{h(x + \Delta x, y) + h(x - \Delta x, y) + h(x, y + \Delta y) + h(x, y - \Delta y)}{4} \quad (5.59)$$

Voor de elementen (x, y) aan de randen van de gemaakte indeling, is de hoogte bekend. Dit zijn de randvoorwaarden. Van daaruit kan vertrokken worden om de onbekende elementen te berekenen. Het resultaat zal niet eenduidig zijn omdat de randvoorwaarden (de waterhoogtes) ook opgemeten zijn. Zij zijn dus behept met fouten. Het komt er dan op neer de berekeningen verschillende malen uit te voeren en te kijken wat de kleinste sluitingsfout met zich meebrengt. Verdere informatie is te vinden in referentie [8] en [19].

5.7.2 Eindige elementen methode

De Laplacevergelijking voor een tweedimensionaal, stationair geval is:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \quad (5.60)$$

Galerkin bewees dat vergelijking (5.60) herschreven kan worden met wegingsfactor als:

$$\int_{\Omega} \int N_i \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \right) dx dy = 0 \quad (5.61)$$

Hierbij is Ω het domein waarover de differentiaalvergelijking toegepast wordt. De oorspronkelijke Laplacevergelijking blijft ook zichtbaar. N_i speelt hierin de rol van een wegingsfactor.

Vergelijking (5.61) kan herschreven worden door partieel te integreren:

$$\int_{\Omega} \int \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) dx dy - \int_{\Gamma} N_i \frac{\partial \varphi}{\partial n} d\Gamma = 0 \quad (5.62)$$

Hierbij gaat i van 1 tot en met m . Γ is het domein van de randvoorwaarden. Binnenin het domein Ω heeft de integraal van de randvoorwaarden geen invloed, er kan dus herschreven worden:

$$\int_{\Omega} \int \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) dx dy = 0 \quad (5.63)$$

Verder kunnen de termen $\frac{\partial \varphi}{\partial x}$ en $\frac{\partial \varphi}{\partial y}$ herschreven worden als:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \sum \frac{N_i}{\partial x} \varphi_i \quad (5.64)$$

en

$$\frac{\partial \varphi}{\partial y} = \sum \frac{N_j}{\partial y} \varphi_j \quad (5.65)$$

Vergelijking (5.63) wordt dan:

$$\int_{\Omega} \int \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \sum \frac{N_i}{\partial x} \varphi_i + \frac{\partial N_i}{\partial y} \sum \frac{N_j}{\partial y} \varphi_j \right) dx dy = 0 \quad (5.66)$$

Net zoals bij de eindige differentiemethode (5.7.1) wordt φ niet in afgeleide vorm verkregen. De enige omvorming die nu nog moet gebeuren is φ afscheiden zodat een impliciet voorschrift verkregen wordt. Dit is gebeurd in onderstaande matrix vergelijking:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1j} \\ a_{21} & \ddots & & a_{2j} \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ a_{i1} & a_{i2} & \cdots & a_{ij} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varphi_1 \\ \varphi_2 \\ \vdots \\ \varphi_i \end{bmatrix} = 0 \quad (5.67)$$

Deze matrix is perfect symmetrisch en er zijn dus evenveel rijen (i) als er kolommen zijn (j): $i = j$. De term a_{ij} is hierin gelijk aan:

$$a_{ij} = \int_{\Omega} \int \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) dx dy \quad (5.68)$$

De matrixvergelijking (5.67) is voluit geschreven niets anders dan een stelsel van i vergelijkingen, met onbekenden φ_i wat eenduidig oplosbaar is. Uiteraard wordt deze matrixvergelijking

nog verder uitgewerkt. Hiervoor wordt verwezen naar referentie [27], waaruit bovenstaande afleiding is overgenomen en dieper uitgewerkt wordt. Verdere informatie omtrent de eindige elementenmethode is te vinden in onder andere referenties [21] en [7].

5.8 Uitwerking berekeningsmodellen

Hier wordt de vergelijking gegeven door Abbott en Geuze uitgewerkt voor S17. Hierbij wordt vertrokken van volgende gegevens:

- $h = 16m$, de afstand van het maaiveld tot de eerste volledig ondoordringende laag (klei).
Dit blijkt uit bijlage A
- $k = 0,0001m/s = 3,6m/h$
- $n = 0,25$, het poriëngehalte
- $x = 15,2m$, de afstand meetpunt tot aan het begin van de dijkelling.
- $\omega = \frac{2\pi}{12,5}uren^{-1} \approx 0,51$

Aan de hand van deze gegevens is de waterstandvariatie binnen het dijklichaam berekenbaar. De uitzetting gebeurt hier voor S17. De beschouwde periode loopt van 2/02/2007 0:00 tot en met 3/10/2007 23:55. Invullen van vergelijking (5.43):

$$y = Ae^{-15,2\sqrt{\frac{0,51}{2 * 140,76}}} \cos\left(0,51t - \frac{2\pi}{0,51} - 15,2\sqrt{\frac{0,51}{2 * 140,76}}\right) \quad (5.69)$$

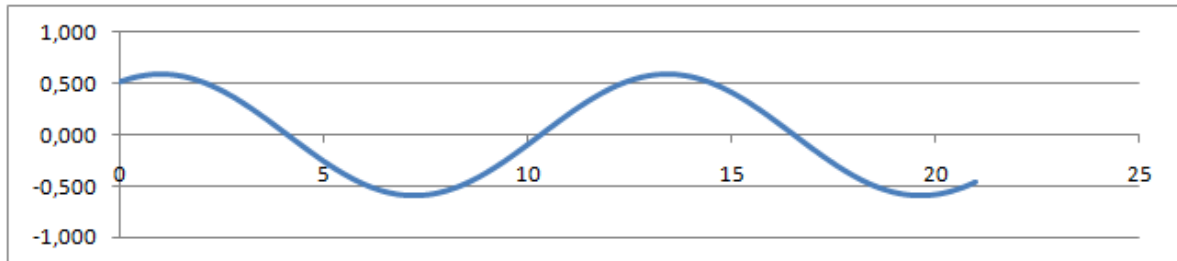
Hierbij is:

$$K = \frac{hk}{n} = \frac{16 * 3,6}{0,25} = 140,76$$

A = nader te bepalen factor

y is hier functie van de tijd en A . A dient zodanig aangepast dat binnen in het dijklichaam, op 15,2m, de gemeten waterstandvariatie zich voordoet. De gemiddelde waterstandvariatie is ongeveer 1,19 meter (dubbele amplitude). Het hoogwater in het dijklichaam bevindt zich dus 0,59 meter hoger dan het gemiddelde grondwaterniveau. A wordt zo aangepast dat er

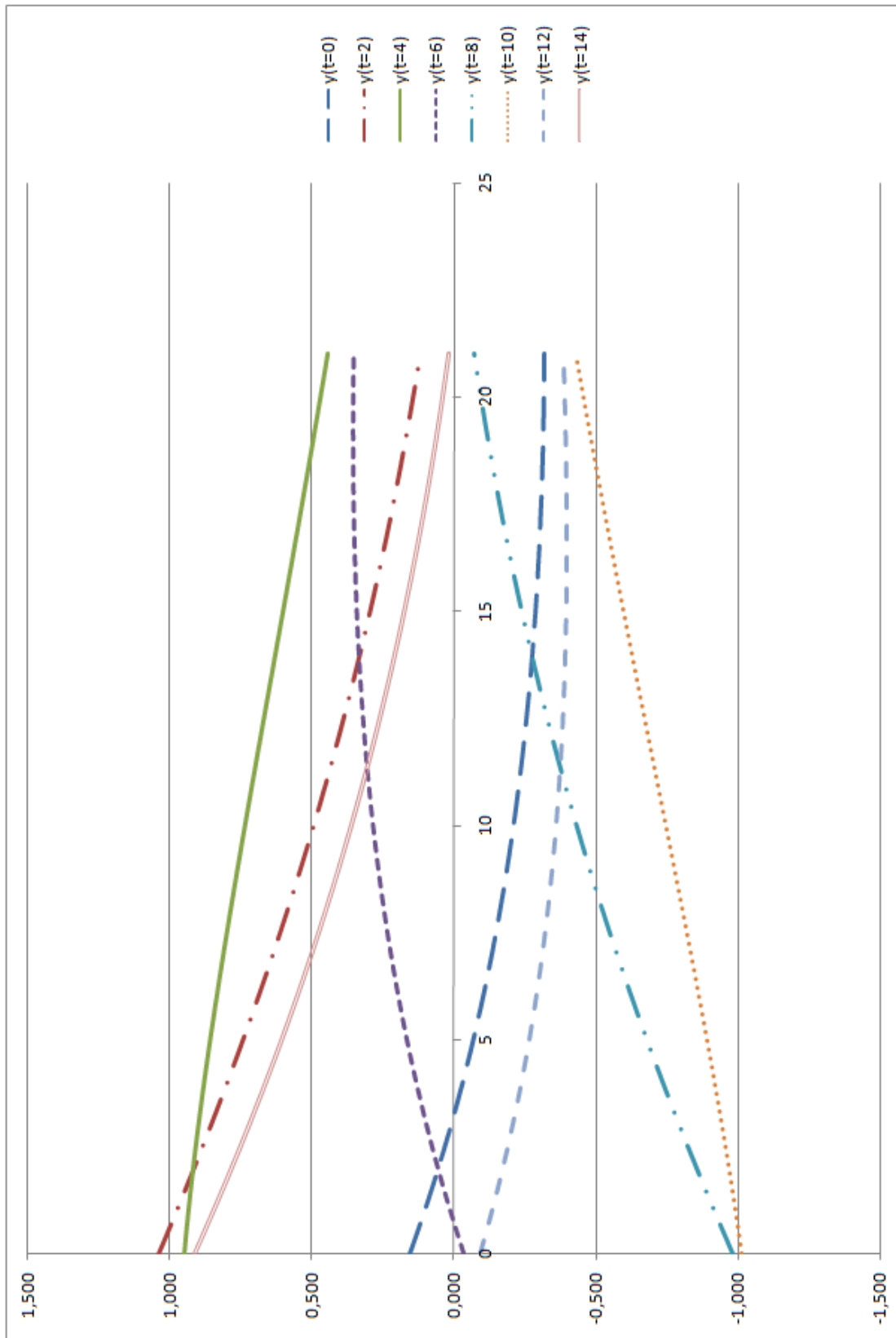
zich een gemiddelde variatie voordoet van 1,19 meter dubbele amplitude. Bij een waarde van $A = 1,14$ wordt een aanvaardbaar verloop gevonden. Dit wordt voorgesteld in figuur (5.7)



Figuur 5.7: Waterverloop volgens Geuze 15,2 meter in het dijklichaam

Figuur (5.8) geef de uitwerking van formule (5.69) weer voor bij verschillende tijdstippen als functie van de afstand. Waar $y = 0$ is de waterstandvariatie ongeveer twee meter. De gemiddelde waterstandvariatie op zee bedraagt 3,85. Voor dit geval is de theorie dus een factor twee kleiner dan de werkelijkheid. Dit verschil is mogelijk verklaarbaar door:

- Ten opzichte van de originele dijkgeometrie werd onlangs een stuk bijgebouwd. Het lijkt erop dat er twee dijken tegen elkaar gebouwd zijn, wat de indringingsweerstand beïnvloedt.
- In die optiek wordt ook x mis ingeschat.
- De ondergrond is niet perfect homogeen, er zijn ook kleimassa's aanwezig die de waterstandvariatie afremmen.



Figuur 5.8: Abbott en Geuze voor verschillende indringingsdieptes

Hoofdstuk 6

Gebruikte gegevens

Onderstaand wordt een opsomming gemaakt van de gebruikte data bij deze masterproef.

Een eerste reeks gegevens is deze van de zeewaterstanden. Deze worden gemeten met getijdenmeters. De waterstand wordt om de vijf minuten opgemeten. Voor de Vlaamse kust liggen er drie getijdenmeters: te Nieuwpoort, te Oostende en te Zeebrugge. De exacte locatie is opgenomen in tabel (10.1). Voor dit eindwerk worden de getijdenreeksen voor de periode 2/02/2007 0:00 tot en met 3/10/2007 23:55 en 23/01/08 14:00 tot en met 4/03/2008 15:00 gebruikt.

Er kan slechts een relevante vergelijking gemaakt worden als ook de dijkwaterstanden opgemeten worden. Dit gebeurt in de dijken langsheen de Vlaamse kust zoals opgenomen in tabel (10.1). Algemeen wordt de attenuatie en faseverschuiving bepaald. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van metingen waarbij om de vijftien minuten gemeten wordt. Dit wordt de onversnelde meting genoemd. Voor alle meetpunten zoals opgesomd in tabel (10.1) en deels voorgesteld in figuren (B.1) en (B.2) wordt de waterstandvariatië opgemeten. De meetstations die niet voorgesteld worden in de bijgevoegde figuren worden terug gevonden op de Cd-rom.

Om de invloed van de meetfrequentie te toetsen wordt de meetfrequentie verhoogt tot één meting per minuut. Hiervan zijn twee meetreeksen, versnelde meetreeksen genaamd, beschikbaar. Een eerste van 23/01/08 14:20 tot en met 09/02/08 6:19 en een tweede van 18/02/08 9:34 tot en met 04/03/08 14:52.

Zowel de versnelde als de onversnelde meting gebeurt met een diver zoals uitgelegd in 3.1.

Om de invloedsfactoren aan te duiden zijn grondgegevens beschikbaar. Ter hoogte van de peilputten waarin de divers afgehangen worden werd een grondboring gemaakt en een sondering gedaan. Dergelijke gegevens zijn beschikbaar voor alle peilbuizen. De grondopbouw voor *S12*, *S17* en *S21* zijn bijgevoegd in A.

Tot slot zijn dijkdwarsprofielen beschikbaar. De dijkdwarsdoorsneden voor *S12*, *S17* en *S21* worden opgenomen in bijlage D.

Hoofdstuk 7

Afbakening onderzoeksdomein

7.1 Keuze dijken

Alvorens een verwerking van de meetgegevens kan gebeuren, dient een vergelijkende studie gemaakt te worden van de beschikbare gegevens zoals opgesomd in hoofdstuk 6. Er wordt gezocht naar een combinatie van onderling goed vergelijkbare dijken.

Deze vergelijking gebeurt aan de hand van zes criteria:

1. Betreft het een Oostendse dijk?
2. Hoe is het gesteld met de homogeniteit van de ondergrond?
3. Hoe is de verhouding zand ten opzichte van aandeel niet-zand?
4. Heeft het dwarsprofiel een vergelijkbare buur wat betreft de ondergrond?
5. Heeft het dwarsprofiel een vergelijkbare buur wat betreft de opbouw van het dijklichaam?
6. Wat is de positie van het zandlaag ten opzichte van het niet-zand?

Er wordt een puntensysteem toegekend zoals in tabel (7.1) weergegeven. Dit puntensysteem is niet vrij van subjectiviteit.

Te Oostende?		Zand/niet-zand (x)	
ja	1	$x \geq 0.85$	2
nee	0	$0,85 > x \geq 0,65$	1
		$< 0,65$	0
Homogene grondlaag?		Positie niet-zand t.o.v zand?	
volledig uit zand	2	niet-zand ligt aan de oppervlakte	1
Bijna volledig uit zand	1	niet-zand ligt zeer diep	0.5
neen? (verschillende lagen)	0	niet-zand ligt tussen in	0
Heeft vergelijkbare buur qua ondergrond		Heeft vergelijkbare buur qua dijkopbouw	
ja, zowel links als rechts	2	ja, zowel links als rechts	2
ja, ofwel links ofwel rechts	1	ja, ofwel links ofwel rechts	1
neen	0	neen	0

Tabel 7.1: Dijkkeuze: puntensysteem

Oostende															
meetpunt	S1	S7	S10	S12	S17	S20	S21	S27	S29	S33	S36	S39	S42		
Te Oostende?	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
homogene grondlaag?	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Zand/niet-zand?	2	1	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0		
Heeft vergelijkbare buur? (ondergrond?)	0	0	0	1	2	1	0	0	0	1	1	1	1		
Heeft vergelijkbare buur? (dijkopbouw?)	0	0	?	?	1	1	1	1	2	1	1	2	2		
Positie niet-zand tov zandlaag?	0	0.5	0	0.5	0.5	0	0	0.5	0.5	0	0	0	0		
totaal	3	3.5	1	3.5	5.5	4	2	2.5	4.5	3	3	4	3		
meetpunt	S44	S46	S50	S54	S57	S62	S66	S69	S75	S78	S82	S85			
Te Oostende?	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
homogene grondlaag?	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Zand/niet-zand?	0	1	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1			
Heeft vergelijkbare buur? (ondergrond?)	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0			
Heeft vergelijkbare buur? (dijkopbouw?)	2	2	2	1	0	0	0	0	1	?	?	?			
Positie niet-zand tov zandlaag?	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0	0.5			
totaal	3	4.5	4.5	4.5	2.5	3	3.5	2.5	4.5	2.5	1	2.5			

Tabel 7.2: Dijkkeuze: Oostende

	Blankenberge										Zeebrugge	Koksijde	
	S1	S3	S6	S9	S10	S11	S14						S2
meetpunt	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Te Oostende?	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
homogene grondlaag?	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Zand/niet-zand?	1	1	1	2	1	0	1	0	1	0	1	0.5	1
Heeft vergelijkbare buur? (ondergrond?)	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0
Heeft vergelijkbare buur? (dijkopbouw?)	1	2	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Positie niet-zand tov zandlaag?	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0	0	0.5
totaal	2	3	3	4	2	1	1.5				0.5	2.5	
	Nieuwpoort				De Haan		Wenduine						
	S4	S7			S1				S1	S2	S4		
meetpunt	0	0			0				0	0	0		
Te Oostende?	0	0			0				0	0	0		
homogene grondlaag?	0	1			0				0	0	0		
Zand/niet-zand?	1	2			2				1	0	0		
Heeft vergelijkbare buur? (ondergrond?)	1	1			0				0	0	0		
Heeft vergelijkbare buur? (dijkopbouw?)	?	?			0				?	?	0		
Positie niet-zand tov zandlaag?	0.5	0.5			0				0	0	0		
totaal	2.5	2.5			2				1	0	0		

Tabel 7.3: Dijkkeuze: buiten Oostende

Uit tabel (7.2) blijkt dat er in Oostende twee koppels van drie naast elkaar gelegen punten te vinden zijn. Namelijk $X = \{S12, S17, S20\}$ en $Y = \{S46, S50, S54\}$. Globaal gezien scoort Y het beste, maar de ondergronden zijn onderling niet vergelijkbaar. Y wordt hierbij uitgesloten.

X scoort globaal gezien ook goed. Uit tabel (7.2) blijkt dat $S17$ goed vergelijkbaar is met $S12$ en $S20$ qua ondergrond. De ondergrond is niet perfect homogeen, maar bestaat hoofdzakelijk uit zand.

Tabel (7.3) toont aan dat er één koppel $Z = \{S3, S6, S9\}$ is dat, rekeninghoudende met het puntenverlies omdat het meetpunten uit Blankenberge zijn, in de buurt komt van X en Y . Op gebied van vergelijkbare ondergrond scoort Z zeer slecht en wordt het om diezelfde reden ook uitgesloten.

In Zeebrugge, Koksijde, Nieuwpoort en De Haan werden niet genoeg metingen gedaan om een gefundeerde vergelijking te kunnen maken. Wenduine, tot slot, scoort zeer slecht.

Er dient enkel nog gekeken te worden of er een mooie vergelijking kan gemaakt worden tussen de verscheidene meetpunten qua grondopbouw. Tabellen (7.2) en (7.3) tonen aan dat er zich langsheen de kust geen enkele perfecte homogene laag bevindt, wat logisch is. Er zijn echter wel vier punten waar de ondergrond bijna homogeen is: $S7$ te Oostende, $S9$ te Blankenberge, $K5a$ te Koksijde en $S7$ te Nieuwpoort. Voor $S9$ te Blankenberge en $S7$ te Nieuwpoort is daar en boven ook de verhouding zand/niet-zand zeer goed. Tussen deze twee punten is er een vergelijkende studie mogelijk.

Uiteindelijk werd er gekozen om een studie te maken van het koppel X te Oostende. Dit koppel heeft ook de hoogste score en verdiende de voorkeur omdat op die manier iedereen tevreden zou zijn.

7.2 Beperking studie tot diepe divermetingen

In de boorputten *S12*, *S17* en *S21* werden telkens twee divers voorzien. Voor een perfecte homogene grond zonder waterstroming geldt de hydrostatische wet:

$$H = z + \frac{P}{\rho g} \quad (7.1)$$

Hierbij is:

H = waterhoogte [m]

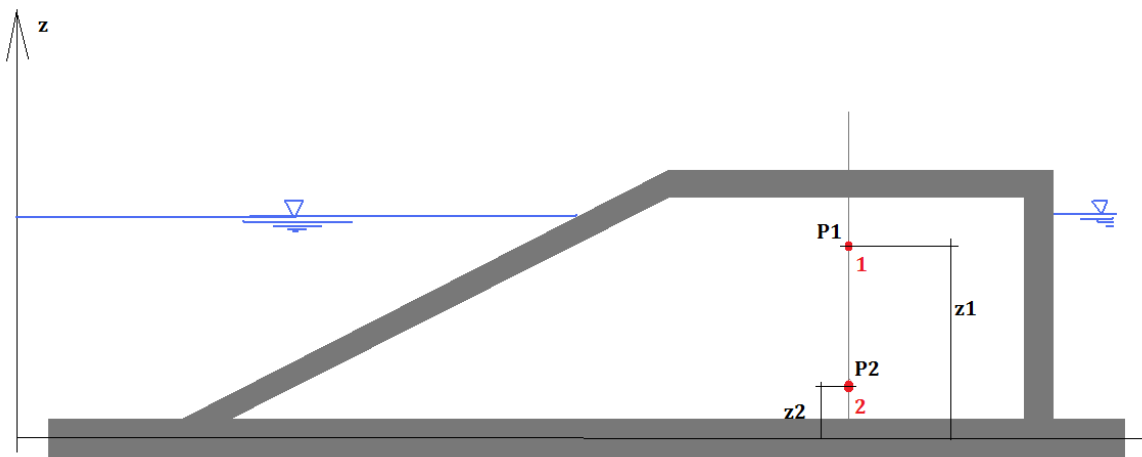
z = z -coördinaat van het meetpunt [m]

P = druk in het beschouwde punt [Pa]

ρ = massadichtheid [kg/m^3]

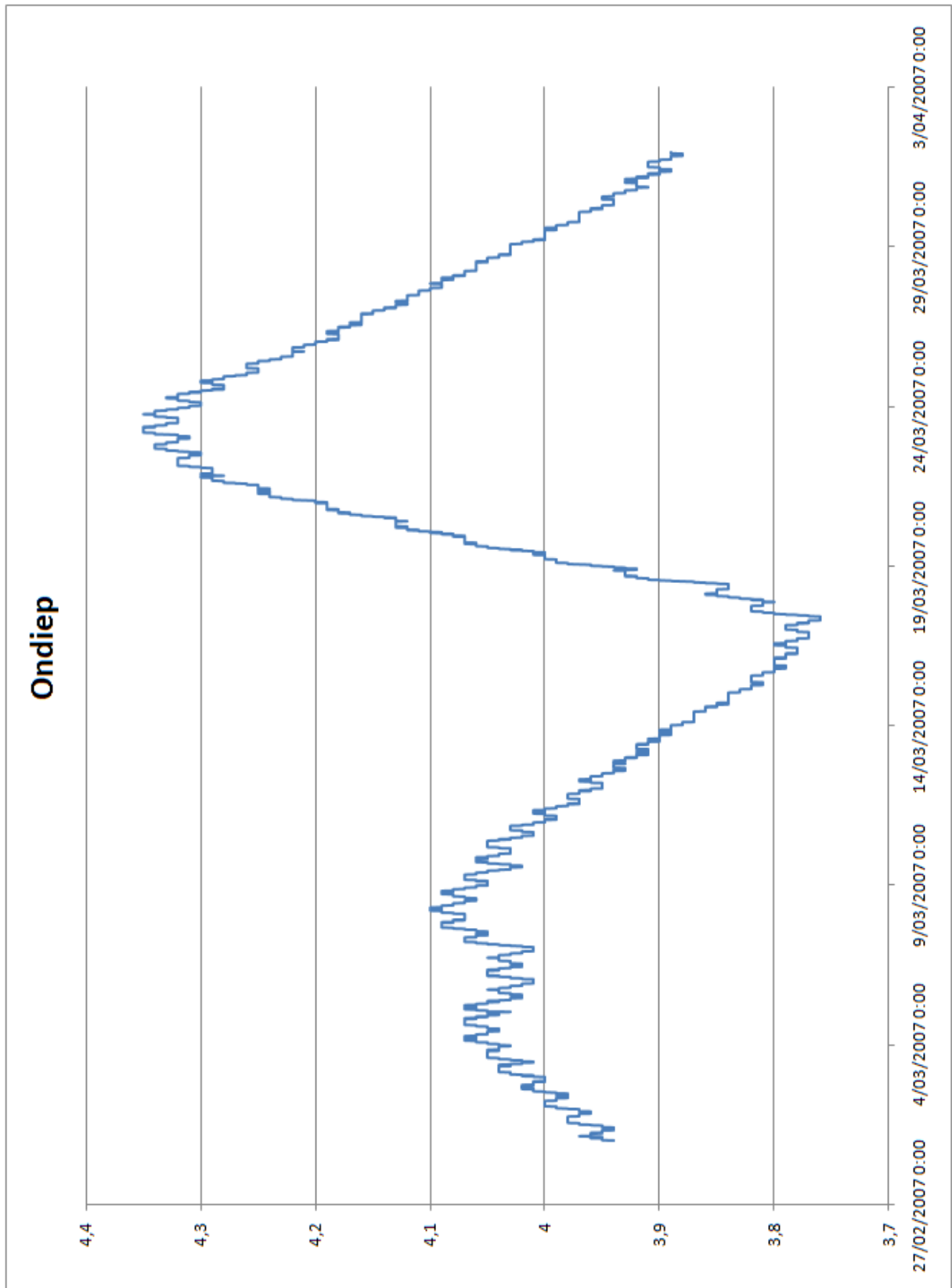
g = de valversnelling [m/s^2]

In figuur (7.1) wordt een vereenvoudigde voorstelling gemaakt van de dijkopbouw met voorstelling van de diepe en ondiepe meetpunten.

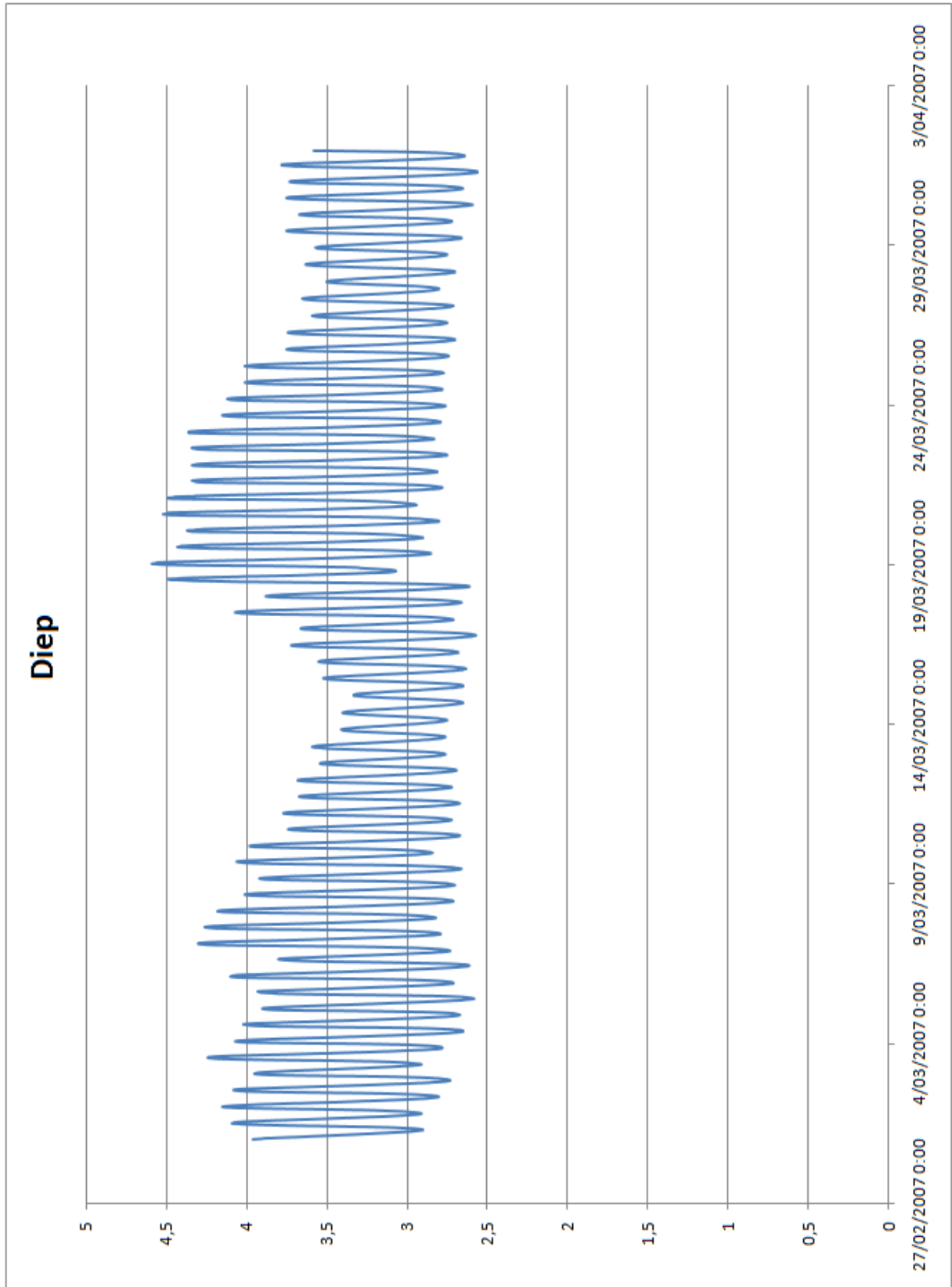


Figuur 7.1: Hydrostatisch verloop verondersteld

Voor deze situatie is vergelijking (7.1) geldig. Wanneer er echter gekeken wordt naar de bekomen waterhoogtes via de ondiepe en de diepe duivermetingen dan valt op dat de hoogtes niet gelijk zijn. Zie figuren (7.2) en (7.3).



Figuur 7.2: Meetreeks voor ondiepe diver te S17. Periode: één maand



Figuur 7.3: Meetreeks voor diepe diver te S17. Periode: één maand

Eerst en vooral is de situatie in werkelijkheid niet hydrostatisch. Dit verklaart waarom de waterhoogte varieert. Verder valt op dat het getij (de periodiciteit) zichtbaar is bij de diepe meetwaardes en helemaal niet bij de ondiepe metingen. Dit laatste blijkt ook uit tabellen (7.4) en (7.5). Deze tabellen geven het verloop van de waterhoogtes opgemeten door de divers als functie van de tijd. Deze waterhoogtes worden opgegeven in m TAW. De tijdstippen zijn uitgedrukt in $d/m uu : mm$ (dag/maand uur uur : minuut minuut) voor het jaar 2007. In de tabellen worden de meetgegevens voor een willekeurige gekozen periode opgegeven. Deze periode begint op 1/03/2008 0:00 en loopt tot en met 2/03/08 12:00. Gedurende deze periode is het onmogelijk om voor de ondiepe metingen (7.4) de faseverschuiving en de attenuatie te bepalen. Tabel (7.4) toont aan dat bij de meetreeks van de ondiepe diver de periode heel moeilijk afleesbaar is. De faseverschuiving is dus niet (nauwkeurig) berekenbaar. Diezelfde tabel toont verder ook aan dat de minima en maxima in de reeks moeilijk vindbaar zijn.

De diepe diver wordt opgehangen in een goed doorlaatbare grondlaag, daarom komt de getijdenwerking beter uit. De ondiepe diver (wanneer aanwezig) wordt afgehangen in een slecht doorlatende laag (wanneer aanwezig), bijvoorbeeld tussen of onder twee klei lagen. De beide divers zijn dan onderhevig aan verschillende drukken en zullen bijgevolg ook andere waterhoogtes weergeven.

Omwille van de hierboven omschreven vaststelling wordt enkel gerekend met de meetwaarden van de diepe diver.
--

t	h	t	h	t	h	t	h	t	h
1/3 0:00	4,58	1/3 7:15	4,58	1/3 14:30	4,57	1/3 21:45	4,57	2/3 5:00	4,57
1/3 0:15	4,58	1/3 7:30	4,58	1/3 14:45	4,57	1/3 22:00	4,57	2/3 5:15	4,57
1/3 0:30	4,58	1/3 7:45	4,58	1/3 15:00	4,57	1/3 22:15	4,57	2/3 5:30	4,56
1/3 0:45	4,58	1/3 8:00	4,58	1/3 15:15	4,57	1/3 22:30	4,57	2/3 5:45	4,57
1/3 1:00	4,58	1/3 8:15	4,58	1/3 15:30	4,57	1/3 22:45	4,57	2/3 6:00	4,57
1/3 1:15	4,58	1/3 8:30	4,58	1/3 15:45	4,58	1/3 23:00	4,57	2/3 6:15	4,57
1/3 1:30	4,58	1/3 8:45	4,58	1/3 16:00	4,57	1/3 23:15	4,57	2/3 6:30	4,57
1/3 1:45	4,58	1/3 9:00	4,58	1/3 16:15	4,57	1/3 23:30	4,57	2/3 6:45	4,57
1/3 2:00	4,58	1/3 9:15	4,58	1/3 16:30	4,57	1/3 23:45	4,57	2/3 7:00	4,57
1/3 2:15	4,58	1/3 9:30	4,58	1/3 16:45	4,57	2/3 0:00	4,57	2/3 7:15	4,57
1/3 2:30	4,58	1/3 9:45	4,58	1/3 17:00	4,57	2/3 0:15	4,57	2/3 7:30	4,57
1/3 2:45	4,58	1/3 10:00	4,58	1/3 17:15	4,57	2/3 0:30	4,57	2/3 7:45	4,57
1/3 3:00	4,58	1/3 10:15	4,58	1/3 17:30	4,57	2/3 0:45	4,57	2/3 8:00	4,57
1/3 3:15	4,58	1/3 10:30	4,58	1/3 17:45	4,57	2/3 1:00	4,57	2/3 8:15	4,57
1/3 3:30	4,58	1/3 10:45	4,58	1/3 18:00	4,57	2/3 1:15	4,57	2/3 8:30	4,57
1/3 3:45	4,58	1/3 11:00	4,58	1/3 18:15	4,57	2/3 1:30	4,57	2/3 8:45	4,57
1/3 4:00	4,58	1/3 11:15	4,58	1/3 18:30	4,58	2/3 1:45	4,57	2/3 9:00	4,57
1/3 4:15	4,58	1/3 11:30	4,58	1/3 18:45	4,57	2/3 2:00	4,57	2/3 9:15	4,57
1/3 4:30	4,59	1/3 11:45	4,57	1/3 19:00	4,57	2/3 2:15	4,57	2/3 9:30	4,57
1/3 4:45	4,59	1/3 12:00	4,58	1/3 19:15	4,57	2/3 2:30	4,57	2/3 9:45	4,57
1/3 5:00	4,58	1/3 12:15	4,58	1/3 19:30	4,57	2/3 2:45	4,57	2/3 10:00	4,57
1/3 5:15	4,58	1/3 12:30	4,58	1/3 19:45	4,57	2/3 3:00	4,57	2/3 10:15	4,57
1/3 5:30	4,58	1/3 12:45	4,58	1/3 20:00	4,57	2/3 3:15	4,57	2/3 10:30	4,57
1/3 5:45	4,59	1/3 13:00	4,57	1/3 20:15	4,57	2/3 3:30	4,57	2/3 10:45	4,57
1/3 6:00	4,58	1/3 13:15	4,58	1/3 20:30	4,57	2/3 3:45	4,57	2/3 11:00	4,57
1/3 6:15	4,58	1/3 13:30	4,57	1/3 20:45	4,57	2/3 4:00	4,57	2/3 11:15	4,57
1/3 6:30	4,58	1/3 13:45	4,58	1/3 21:00	4,57	2/3 4:15	4,57	2/3 11:30	4,57
1/3 6:45	4,58	1/3 14:00	4,57	1/3 21:15	4,57	2/3 4:30	4,57	2/3 11:45	4,57
1/3 7:00	4,58	1/3 14:15	4,58	1/3 21:30	4,57	2/3 4:45	4,57	2/3 12:00	4,57

Tabel 7.4: Verloop meetwaarden S21 opgementen met ondiepe diver

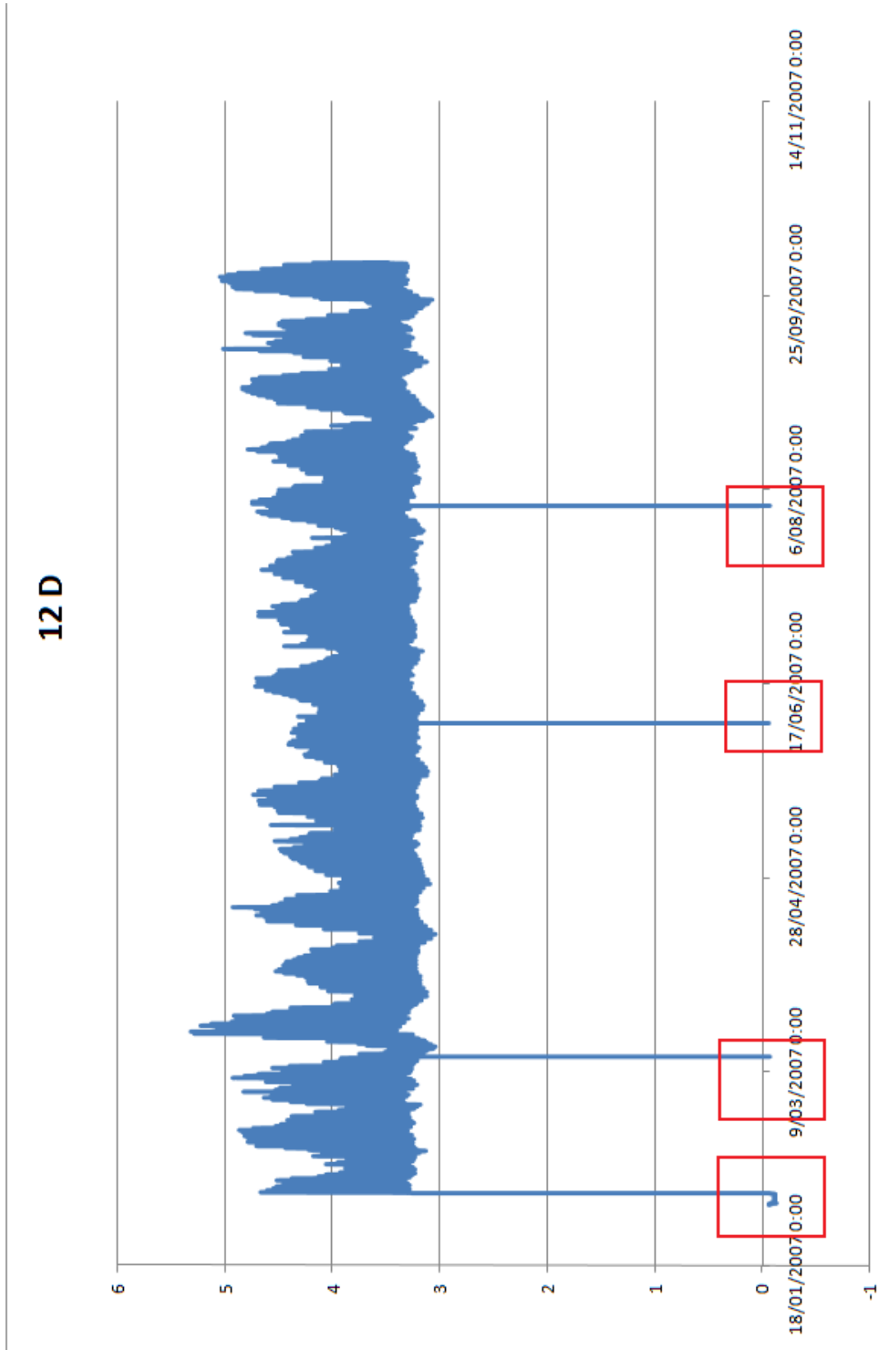
t	h	t	h	t	h	t	h	t	h
1/3 0:00	3,39	1/3 7:15	2,93	1/3 14:30	3,45	1/3 21:45	2,93	2/3 5:00	3,20
1/3 0:15	3,40	1/3 7:30	2,92	1/3 14:45	3,43	1/3 22:00	2,94	2/3 5:15	3,16
1/3 0:30	3,41	1/3 7:45	2,91	1/3 15:00	3,40	1/3 22:15	2,96	2/3 5:30	3,13
1/3 0:45	3,41	1/3 8:00	2,91	1/3 15:15	3,38	1/3 22:30	2,99	2/3 5:45	3,09
1/3 1:00	3,42	1/3 8:15	2,91	1/3 15:30	3,36	1/3 22:45	3,03	2/3 6:00	3,06
1/3 1:15	3,41	1/3 8:30	2,90	1/3 15:45	3,33	1/3 23:00	3,08	2/3 6:15	3,04
1/3 1:30	3,40	1/3 8:45	2,91	1/3 16:00	3,30	1/3 23:15	3,13	2/3 6:30	3,01
1/3 1:45	3,38	1/3 9:00	2,92	1/3 16:15	3,27	1/3 23:30	3,19	2/3 6:45	2,98
1/3 2:00	3,37	1/3 9:15	2,94	1/3 16:30	3,24	1/3 23:45	3,26	2/3 7:00	2,95
1/3 2:15	3,35	1/3 9:30	2,96	1/3 16:45	3,21	2/3 0:00	3,31	2/3 7:15	2,93
1/3 2:30	3,34	1/3 9:45	2,98	1/3 17:00	3,19	2/3 0:15	3,37	2/3 7:30	2,91
1/3 2:45	3,32	1/3 10:00	3,01	1/3 17:15	3,15	2/3 0:30	3,41	2/3 7:45	2,89
1/3 3:00	3,30	1/3 10:15	3,05	1/3 17:30	3,12	2/3 0:45	3,44	2/3 8:00	2,87
1/3 3:15	3,28	1/3 10:30	3,09	1/3 17:45	3,10	2/3 1:00	3,47	2/3 8:15	2,85
1/3 3:30	3,25	1/3 10:45	3,14	1/3 18:00	3,07	2/3 1:15	3,49	2/3 8:30	2,84
1/3 3:45	3,23	1/3 11:00	3,19	1/3 18:15	3,05	2/3 1:30	3,50	2/3 8:45	2,83
1/3 4:00	3,20	1/3 11:15	3,24	1/3 18:30	3,02	2/3 1:45	3,51	2/3 9:00	2,82
1/3 4:15	3,18	1/3 11:30	3,29	1/3 18:45	3,00	2/3 2:00	3,51	2/3 9:15	2,82
1/3 4:30	3,16	1/3 11:45	3,34	1/3 19:00	2,98	2/3 2:15	3,50	2/3 9:30	2,81
1/3 4:45	3,15	1/3 12:00	3,38	1/3 19:15	2,97	2/3 2:30	3,48	2/3 9:45	2,82
1/3 5:00	3,10	1/3 12:15	3,42	1/3 19:30	2,95	2/3 2:45	3,46	2/3 10:00	2,82
1/3 5:15	3,08	1/3 12:30	3,45	1/3 19:45	2,94	2/3 3:00	3,44	2/3 10:15	2,83
1/3 5:30	3,05	1/3 12:45	3,47	1/3 20:00	2,93	2/3 3:15	3,41	2/3 10:30	2,86
1/3 5:45	3,06	1/3 13:00	3,49	1/3 20:15	2,92	2/3 3:30	3,38	2/3 10:45	2,89
1/3 6:00	3,01	1/3 13:15	3,50	1/3 20:30	2,91	2/3 3:45	3,35	2/3 11:00	2,92
1/3 6:15	2,99	1/3 13:30	3,50	1/3 20:45	2,91	2/3 4:00	3,32	2/3 11:15	2,96
1/3 6:30	2,98	1/3 13:45	3,50	1/3 21:00	2,91	2/3 4:15	3,29	2/3 11:30	3,01
1/3 6:45	2,96	1/3 14:00	3,49	1/3 21:15	2,90	2/3 4:30	3,26	2/3 11:45	3,07
1/3 7:00	2,94	1/3 14:15	3,48	1/3 21:30	2,92	2/3 4:45	3,23	2/3 12:00	3,13

Tabel 7.5: Verloop meetwaarden *S*21 opgemeten met diepe diver

Hoofdstuk 8

Berekeningsalgoritme

De datareeksen van de waterstand in de zeedijken zijn niet vrij van meetfouten. Deze fouten zijn afkomstig door externe factoren. Bijvoorbeeld wanneer de diver geplaatst wordt is de data beschadigd. Het gebeurt ook dat de divers door nieuwsgierigen naar boven gehaald worden wat foutieve waterstanden met zich meebrengt. Figuur (8.1) geeft de onverwerkte datareeks van de dijkwaterstanden voor *S12* weer voor de periode van 2/02/2007 9:00 tot 3/10/2007 9:15, de meetfrequentie bedroeg hier vijftien minuten. Hieruit blijkt dat bij aanvang van de meting te lage waarden opgemeten werden. Tijdens het verdere verloop wordt nog drie maal een afwijkende registratie gemaakt. Om foutieve data te verwijderen wordt deze door twee filters gehaald (zie 8.1).



Figuur 8.1: Fouten in meetregistratie bij dijkwaterstanden S12

Daarna worden de reeksen doorlopen en de relatieve minima en maxima worden gezocht (zie 8.2). De gevonden waardes blijven uiteraard in functie van de tijd staan en een berekening van de attenuatie en faseverschuiving wordt gemaakt.

Het algoritme is zo geschreven dat enkel dient opgegeven welke MS Excel files er gebruikt moeten worden. Met deze twee gegevens is het algoritme in staat om de data te analyseren. Het werkblad en het reeksbegin en einde van zowel de tijdreeks en de hoogtereeks worden automatisch opgezocht. Het spreekt voor zich dat dit algoritme verder kan gebruikt worden bij nieuwe meetcampagnes en dat dit de mogelijkheid biedt om de data op een snelle en objectieve manier te verwerken.

8.1 Voorbewerking

8.1.1 Filter 1: Ligging ten opzichte van het gemiddelde

Bijvoorbeeld het ongewenst omhoog halen van de divers zorgt ervoor dat de data verstoord is rond dat punt. Niet alleen zal de waterstand veel te laag aftekenen, maar zal deze ook als een minimum gezien worden waar er in werkelijkheid geen is. Een eerste filter controleert of er geen waterstanden genoteerd werden die natuurfysisch onmogelijk zijn. Wiskundig gezien vertaalt dit zich in het berekenen van het gemiddelde van de reeks en de gemiddelde spreiding rondom het gemiddelde \bar{H} . Het gemiddelde wordt als volgt berekend:

$$\bar{H} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{n} \quad (8.1)$$

Rondom dit gemiddelde wordt nu gekeken hoe het zit met de ligging van de hoogtes. De reeks wordt volledig doorlopen en voor iedere hoogte wordt gekeken hoe het zit met de ligging ten opzichte van het gemiddelde. De gemiddelde spreiding rondom het gemiddelde \bar{h} wordt als volgt berekend:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n |\bar{H} - h_i|}{n} \quad (8.2)$$

Dankzij deze twee parameters is het mogelijk om een zone van hoogtes te omschrijven waarbinnen de hoogtes als realistisch worden verondersteld. Alle waterhoogtes die buiten dit interval komen te liggen worden niet meegenomen in verdere berekeningen. Verhoogde waterhoogtes

door onder andere omhooghalen van de diver worden hierdoor weggefilterd, alsook de lage waterhoogtes bij het begin van de meetreeks.

Proefondervindelijk werd vastgesteld dat het acceptatieinterval $X = [\bar{H} - 3\bar{h}, \bar{H} + \bar{h}]$ tot goede resultaten leidde.

8.1.2 Filter 2: Verloop van de richtingsafgeleide

Een ander probleem was dat waarbij de hoogtefout zich voordeed binnenin X . Dergelijke fouten overleefden de eerste filter. De oplossing werd opnieuw geboden door de wetten van de natuurkunde. Er is een grens aan de snelheid waarmee de waterhoogtes kunnen wijzigen. Wiskundig gezien vertaalt dit zich in een studie van de richtingsafgeleide m . m is het verschil tussen de hoogte van het reekselement h_i en dat van het voorgaande reekselement h_{i-1} . De gemiddelde richtingsafgeleide \bar{m} is dan:

$$\bar{m} = \frac{\sum_{i=2}^n |h_i - h_{i-1}|}{n} \quad (8.3)$$

Er wordt opnieuw gewerkt met absolute waarden en ditmaal wordt $m(h)$ getoetst aan Δ , een maximale richtingsafgeleide. Wanneer $m(h)$ kleiner blijft dan Δ wordt de $m(h)$ als juist aangenomen. Vanaf Δ wordt de waarde uit de reeks genomen. Δ werd proefondervindelijk vastgelegd op $3\bar{m}$

8.2 Relatieve minima en maxima

Bij repetitieve reeksen is het moeilijker dan bij functies om de relatieve minima en maxima op te zoeken. Bij een functie zou een onderzoek van de eerste afgeleide en de tweede afgeleide volstaan om exact te bepalen waar de relatieve minima en maxima zich bevinden. Bij de hier gebruikte reeksen is dit niet mogelijk. Het zou moeilijk zijn om een eenduidig functievoorschrift op te stellen voor de reeksen.

Een oplossing werd gevonden in het ontwikkelde algoritme. Hier volgt een theoretische verantwoording van wat ontwikkeld werd.

Veronderstel een reeks $\Pi_a(t)$. $\Pi_a(t)$ bestaat uit r elementen i :

$$\Pi_a(t) = [i_1, i_2, i_3, \dots, i_{r-2}, i_{r-1}, i_r]$$

Deze reeks kan eventuele meetfouten bevatten. Zo kan er bijvoorbeeld een meetfout zitten op de plaats waar er een relatief maxima gevonden zou moeten worden. Wanneer het algoritme enkel zou zoeken naar de maxima van de reeksen dan zou het kunnen dat er waardes gemist worden of erger dat er relatieve maxima gevonden worden die natuurfysisch onmogelijk zijn. Veronderstel als voorbeeld de reeks:

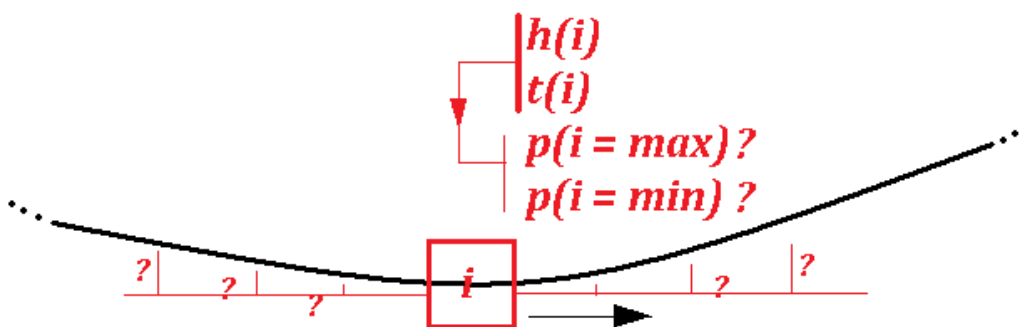
$$\Pi_b(t) = [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 5, 9, 8, 6, 5, 4, 3, 2, 1]$$

Door de inertie van het dijkwater kan het onmogelijk zijn dat in het midden van deze (symmetrische) reeks er een daling is geweest tot vijf. Hier gaat het om een meetfout. Niet alleen zou er bij het zoeken naar de maxima een verkeerd tijdstip genomen worden. Er zouden ook twee maxima gevonden worden die er eigenlijk geen zijn. Namelijk de twee omringende negens. Wanneer later de naijling en de attenuatie berekend zou worden zal dit ongetwijfeld een fout resultaat geven want de periode zou immers volledig fout ingeschat worden.

Een tweede reden tot afkeur wordt aangetoond met volgende reeks:

$$\Pi_c(t) = [6, 5, 4, 3, 2, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6]$$

Ditmaal omvat de reeks geen meetfouten. Wanneer van deze reeks het minimum bepaald wordt dan zullen er zes minima gevonden worden bij zes verschillende tijdstippen. Berekeningen van de attenuatie en faseverschuiving zouden opnieuw vreemde resultaten opleveren.



Figuur 8.2: Kansbepaling minima/maxima bij dijkmeetreksen

Om dit alles te omzeilen gaat het algoritme voor iedere i van $\Pi(t)$ na wat de kans $p(i=\max/\min)$

is dat deze i een minima of maxima zou zijn, dit wordt voorgesteld in figuur (8.2). Iedere i krijgt bij aanvang alle kans om een maxima of minima te zijn. Daarna wordt i afgetoetst tenopzichte van de omringende waardes. Per buur die groter is dan i verliest i een stuk kans om een maxima te zijn. Omgekeerd zal een kleinere buur de kans van i om een minima te zijn verkleinen. Hoeveel burens, v , bestudeerd worden is afhankelijk van de stap die de tijd maakt. Hoe kleiner de stap hoe meer waardes rondom bekeken zullen worden. Inderdaad een kleine tijdstap heeft tot gevolg dat er veel burens bekeken kunnen worden zonder te moeten vrezen dat de maxima en minima in elkaar verweven zullen worden. Er wordt altijd evenveel links en rechts getoetst van i . Zo zullen er $\frac{v}{2}$ burens links van i liggen en evenveel rechts van i .

$\Pi_d(t)$ is $\sin(t)$ als reeks voorgesteld op het interval $[1.1, 2.1]$ waar bij de stap van t 0.1 bedraagt:

$$\Pi_d(t) = [0.89, 0.93, 0.96, 0.99, 1.00, 1.00, 0.99, 0.97, 0.95, 0.91, 0.86]$$

Deze reeks illustreert opnieuw dat bij twee waardes van t via deze reeks een maximum gevonden zou worden. v wordt hier vier gekozen. Uitgewerkt voor het derde element i_3 van de reeks de kans dat het een maxima of minima betreft:

$v = 4$. Daaruit volgt dat i_3 getoetst zal worden aan de twee dichtste burens links (i_2 en i_1) en twee rechts (i_4 en i_5) van zichzelf. Bij het begin is de kans op een maxima en minima steeds één.

$$\begin{aligned} i_3 - i_2 > 0 &\mapsto p(i_3 = \min) = 1 - \frac{1}{v} = 1 - \frac{1}{4} = \frac{3}{4} \\ i_3 - i_1 > 0 &\mapsto p(i_3 = \min) = \frac{3}{4} - \frac{1}{4} = \frac{2}{4} \\ i_3 - i_4 < 0 &\mapsto p(i_3 = \max) = 1 - \frac{1}{v} = 1 - \frac{1}{4} = \frac{3}{4} \\ i_3 - i_5 < 0 &\mapsto p(i_3 = \max) = \frac{3}{4} - \frac{1}{4} = \frac{2}{4} \end{aligned}$$

Via deze methode is het onmogelijk om dergelijke berekening te maken voor i_1, i_2, i_{10} en i_{11} . De gebruikte datareeksen omvatten meer dan tienduizend waarden en is een data verlies van deze omvang van geen belang.

Tabel (8.1) geeft een overzicht van de kansverdeling voor ieder element i uit de reeks $\Pi_d(t)$

Er dient enkel nog opgemerkt dat de kans niet vermindert wanneer elementen van de reeks gelijke waardes hebben.

	$p(i = \min)$	$p(i = \max)$
i_1	-	-
i_1	-	-
i_3	2/4	2/4
i_4	2/4	2/4
i_5	1/4	3/4
i_6	1/4	3/4
i_7	2/4	2/4
i_8	2/4	2/4
i_9	2/4	2/4
i_{10}	-	-
i_{11}	-	-

Tabel 8.1: Kansverdeling p voor de reeks Π_d

Aan de hand van deze kanstoekenning is het nu mogelijk om een nieuwe reeks $\Pi'_d(t)$ te maken waar enkel de elementen i van $\Pi_d(t)$ komen te zitten die een voldoende kans n hebben. De nieuwe reeks wordt dan als volgt bepaald:

$$\forall i \in \Pi(t) \text{ waar } p > n \longmapsto i \in \Pi'(t)$$

Voor dit voorbeeld wordt $n = 0.7$ genomen. $\Pi'(t)$ is dan gelijk aan $[1.00, 1.00]$. Het spreekt voor zich dat bij het verwerken van de eigenlijke reeksen waarbij $r > 10000$, v veel groter zal zijn (vb 40) en er dus een grotere verdeling van p zal plaats vinden. Het voordeel van deze manier van werken is dat eventuele meetfoutjes toch opgenomen worden.

8.3 Absolute minima en maxima

Bij de eigenlijke reeks $\Pi(t)$ zullen dus verschillende $\Pi(t)$'s gevonden worden. Afwisselend met een minima en maxima. Voor al deze $\Pi'(t)$ wordt tot slot het maxima/minima bepaald. Bij dit bepalen zijn theoretisch drie mogelijkheden.

1. Er is juist één maxima/minima. Het bijhorende tijdstip wordt ingelezen en samen met de gevonden maximale/minimale waterhoogte wordt deze weggeschreven.

2. Er zijn meerdere gelijke maxima/minima bij verschillende tijdstippen, waarbij de tijdstippen aaneensluitend zijn. Van de tijdstippen wordt via lineaire interpolatie het midden van de tijd gezocht. Dit tijdstip wordt dan aangenomen het bijhorende tijdstip van het gevonden maxima/minima te zijn. Beiden worden weggeschreven.
3. Er zijn meerdere gelijke maxima/minima bij verschillende tijdstippen, waarbij de tijdstippen niet aaneensluitend zijn. Dit betekent dat er zich tussenin ergens een meetfout bevond. Voor de maxima/minima wordt de gevonden waarde aangehouden. Het tijdstip wordt echter gecorrigeerd via lineaire interpolatie. Vertrekkende van de verschillende tijdstippen wordt het midden gezocht. Dit tijdstip wordt samen met de hoogte weggeschreven

8.4 Controle-algoritme

Het automatiseren van berekeningen heeft zeker een snelle verwerking tot gevolg. Het inbouwen van wat controlealgoritmes helpt de gebruiker fouten op te sporen.

Op zee, en dus ook in het dijklichaam, stijgt en daalt het water volgens een vaste regelmaat. De \bar{T} , de afstand tussen twee gelijke waterhoogtes, bedraagt 12:25. Daarom bestaat een eerste controle erin om de gemiddelde periode te berekenen. Een periode die veel afwijkt geeft aanleiding tot twijfel. Zowel het dijkwater als het water op zee wordt hieraan getoetst.

Daar het water in de dijk naijlt op dat op zee is het onmogelijk dat een hoogwater in het dijklichaam plaatsvindt voor het hoogwater op zee. Samen met de wetenschap van de periodiciteit van de waterstanden is het mogelijk om op een eenduidige manier de tijdstippen te controleren. Alle tijdstippen worden getoetst.

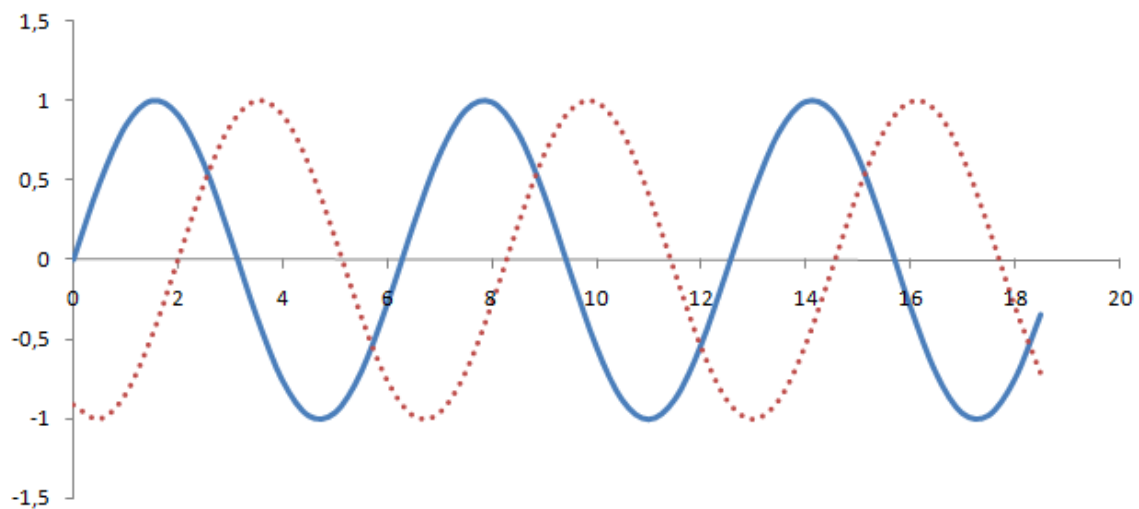
Minima en maxima dienen zich ook af te wisselen. Een afwijking hiertegen kan bijvoorbeeld wanneer een hoogte weggefilterd werd.

Hoofdstuk 9

Faseverschuiving en Attenuatie

9.1 Faseverschuiving

Een belangrijke parameter voor dit eindwerk is de faseverschuiving Φ . Het water in het dijklichaam zal naijlen op het zeegetij. Deze naijling is Φ . Theoretisch gezien kan Φ als volgt gevonden worden. Veronderstel twee sinusfuncties $y_{zee} = \sin(t)$ (volle lijn) en $y_{dijk} = \sin(t - \Phi)$ (puntjeslijn) zoals voorgesteld in figuur (9.1).



Figuur 9.1: $\sin(x)$

Hierbij is:

$$y_{zee} = \text{een benadering van het getij op zee, [m]}$$

y_{dijk} = een benadering van de waterhoogtes in het dijklichaam, [m]

Het is duidelijk dat y_{dijk} nakomt op y_{zee} . De faseverschuiving wordt gevonden door het tijdsverschil te zoeken waarbij $y = y_{dijk} = y_{zee}$. Of:

$$y = \sin(t_1) = \sin(t_2 - \Phi) \mapsto \Phi = t_2 - t_1 \quad (9.1)$$

Hierbij is:

t_1 = het tijdstip waarbij $y_{zee} = y$.

t_2 = het tijdstip waar $y_{dijk} = y$.

Bij het bepalen van Φ bij de meetreeksen kan er bijvoorbeeld gezocht worden naar de tijdsverschillen tussen de maxima/minima van de getijdenreeks en de reeks van de dijkwaterstanden.

Verder wordt gewerkt met Φ_M en Φ_m . Φ_M is het faseverschil tussen de maxima's in zee en in de dijk. Φ_m is dan op zijn beurt het faseverschil tussen de minima's in zee en in het dijklichaam. Het gemiddelde van Φ_M en Φ_m geeft Φ .

9.2 Attenuatie

9.2.1 Amplitude

De amplitude a is de maximale waarde van een veranderlijke grootte ten opzichte van zijn gemiddelde.

9.2.2 Attenuatie

Wanneer het water het dijklichaam binnen dringt zal de amplitude van de van de watergolf verkleinen, zie figuur (9.2). De eenheid vermindert met de verhouding van amplitude in de dijk (puntjeslijn) en de amplitude op zee (volle lijn) is de attenuatie. Of:

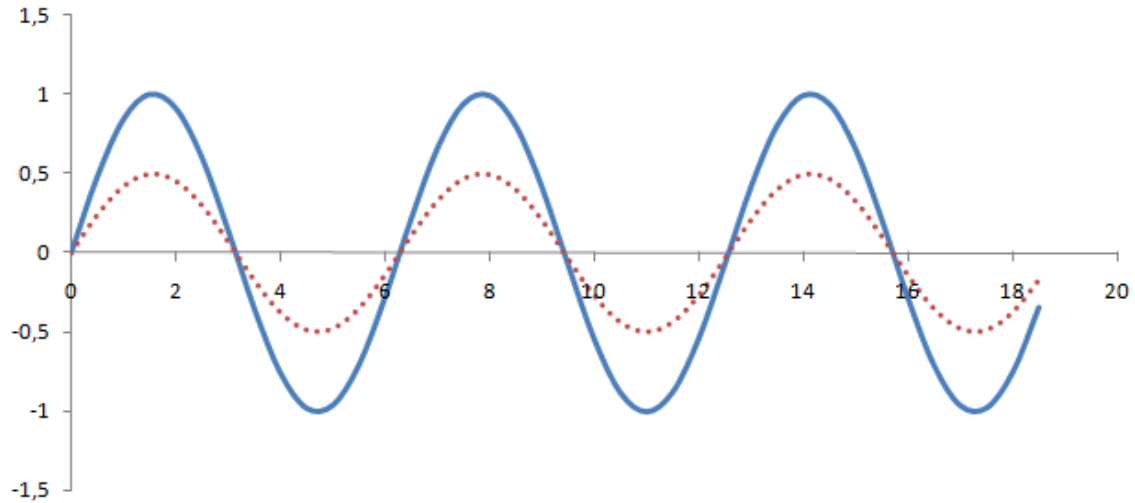
$$A = 1 - \frac{a_d}{a_z} \quad (9.2)$$

Hierbij is:

A = de attenuatie, [-]

a_z = de amplitude van het water op zee (getij), [m]

a_d = de amplitude van het water in het dijklichaam, [m]



Figuur 9.2: Attenuatie

Wanneer de faseverschuiving, zoals in sectie 9.1 omschreven, gekend is, kunnen de meetwaardesreeks in het dijklichaam gecorrigeerd worden zodat de minima en maxima (ongeveer) onder elkaar komen te staan. Nu kan A berekend worden voor ieder punt. De gemiddelde attenuatie \bar{A} wordt gevonden door het gemiddelde te nemen van de individuele A 's. Of:

$$\bar{A} = \frac{\sum_i A_i}{n} \quad (9.3)$$

Hierbij is:

$i \in 1, 2, \dots, n - 1, n$, [-]

n = het aantal A 's, [-]

Hoofdstuk 10

Resultaatverwerking

10.1 Bijzondere aandacht

Doorheen het opstellen van deze masterproef werd gewerkt met verschillende data. De gebruikte eenheden verschillen onderling vaak. Er diende hierbij goed opgepast te worden met zomer- en wintertijden. In wat volgt worden de coördinaten uitgedrukt ten opzichte van de Lambert projectie. Er wordt verder gewerkt met tijden ten opzichte van GMT.

In tabel (10.1) wordt een lijst gegeven met coördinaten van de dijkmeetpunten. De geografische ligging van de meetstations te Oostende, Raversijde, Westende en Middelkerke blijkt uit figuur (B.1) en (B.2)

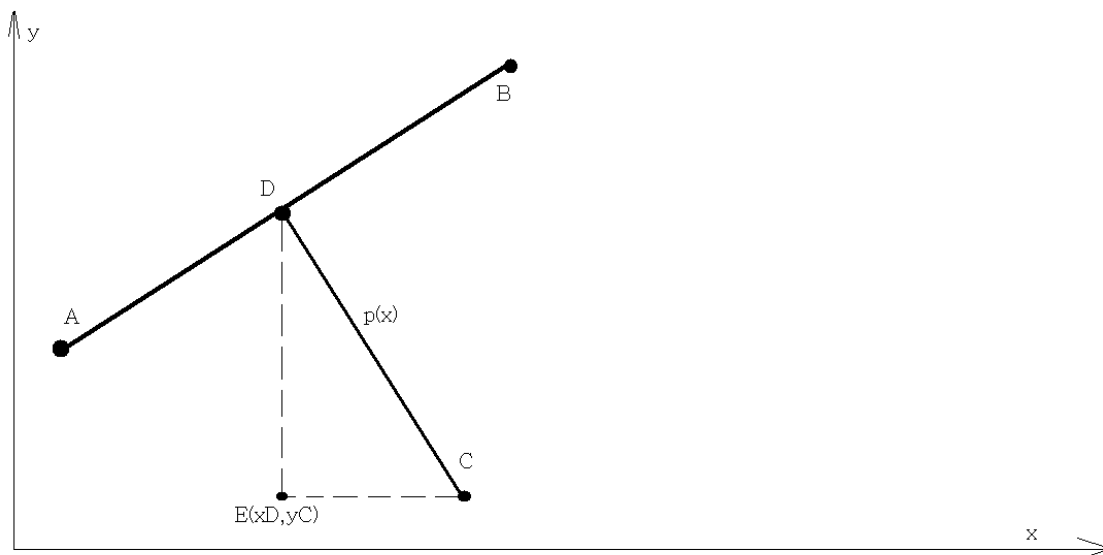
dijkmeetpunten	X	Y
Blankenberge S1 DIEP	62661,68	223344,30
Blankenberge S6	63718,06	223739,08
Blankenberge S9 DIEP	64259,81	223946,90
Blankenberge S14 DIEP	63000,08	223090,16
Wenduine S5 DIEP	59823,30	221981,01
Wenduine S6 DIEP	60048,37	222104,18
Wenduine S8 DIEP	60309,36	222242,23
Zeebrugge S2 DIEP	66828,05	224936,08
Oostende S1	48180,20	214434,42
Oostende S7 DIEP	47548,23	213936,99
Oostende S12 DIEP	47001,40	213645,53
Oostende S17 DIEP	46502,00	213300,85
Oostende S21 DIEP	46010,35	212969,01
Oostende S27 DIEP	45348,18	212461,21
Raversijde S33	44753,95	212058,47
Koksijde K5a	28391,20	202547,81
Middelkerke S57 DIEP	41868,62	210154,78
Middelkerke S66 DIEP	40565,07	209312,78
Nieuwpoort H5 DIEP	35604,49	205236,28
Westende S75 DIEP	39151,89	208400,00
Westende S82 DIEP	38383,72	207909,30
zeemeetpunten	X	Y
Nieuwpoort	35306,26	205800,26
Oostende	49167,87	214846,98
Zeebrugge	68685,21	227021,81

Tabel 10.1: Lambert coördinaten van de dijkmeetpunten

10.2 Interpolatie zeegetijden

Getijverschuiving op zee

Volgens de literatuur is het verantwoord om geen herberekening te maken tussen het punt op zee ter hoogte van de dijkdwarssectie D en het effectieve meetpunt C (afstand zee tot dijklichaam). Er moet wel een verrekening gebeuren tussen de twee meetpunten van de getijreeksen. Dit gebeurt in dit eindwerk aan de hand van lineaire interpolatie. Figuur (10.2) verduidelijkt: A en B zijn de coördinaten van de meetpunten op zee. Deze zijn net als de coördinaten van het dijkmeetpunt C gekend. Het punt D is eenvoudig berekenbaar en de afstanden $d(A,D)$ en $d(D,C)$ zijn toonaangevend voor de correctie die doorgevoerd dient te worden. Punt E is een hulppunt.



De vergelijking van de rechte AB is eenvoudig berekenbaar daar de x en y coördinaten gekend zijn:

$$AB := y - y_A = \frac{y_A - y_B}{x_A - x_B}(x - x_A) \mapsto y = \frac{y_A - y_B}{x_A - x_B}(x - x_A) + y_A \quad (10.1)$$

Terzijde: omdat CD loodrecht staat op AB moet het product van hun richtingscoëfficiënten gelijk zijn aan -1 . Dit kan handig zijn om aan het einde een controle te maken van de gevonden

D . Zij m de richtingscoëfficiënten van AB en n de richtingscoëfficiënten van CD :

$$m \cdot n = -1 \mapsto n = \frac{-1}{m} \quad (10.2)$$

Er moet gezocht worden naar de rechte door C die de rechte AB snijdt zodat deze het kortste lijnstuk vormt tussen C en AB . Dit snijpunt wordt D genoemd. Dit is zo want dan staan de rechten loodrecht op elkaar. De coördinaten van D kunnen gevonden met behulp van de stelling van Pythagoras:

$$p(x, y) = CD^2 = CE^2 + DE^2 \mapsto p(x, y) = (x_C - x_E)^2 + (y_D - y_E)^2 = (x_C - x_D)^2 + (y_D - y_C)^2 \quad (10.3)$$

Substitutie van y uit vergelijking (10.1) in vergelijking (10.3) geeft een vergelijking tussen C en een punt dat op de rechte AB ligt. Dit is net wat gezocht wordt want D moet per definitie op AB liggen. $p(x)$ wordt dan:

$$p(x) = (x_C - x_D)^2 + \left(\frac{y_A - y_B}{x_A - x_B} (x_D - x_A) + y_A - y_C \right)^2 \quad (10.4)$$

Waar de afgeleide van $p(x)$ gelijk is aan nul, daar zit het de kortste afstand tussen C en de rechte AB .

$$\frac{dp(x)}{dx} = 2x_D(m^2 + 1) - 2x_A m^2 - 2x_C + 2(y_A - y_C)m \quad (10.5)$$

Hierbij is m de richtingafgeleide van de rechte AB .

Dat wil zeggen dat:

$$x_D = \frac{x_A m^2 + x_C - (y_A - y_C)m}{m^2 + 1} \quad (10.6)$$

y_D kan dan gevonden worden door vergelijking (10.1) opnieuw in te vullen:

$$y_D = m(x - x_A) + y_A \quad (10.7)$$

Het is nu bekend waar het punt D ligt. In de praktijk betekent dit dat het punt op zee gekend is ter hoogte van de dwarsdoorsnede van het meetpunt in de dijk. Er kan nu geïnterpoleerd

worden tussen A en C . Zo wordt op een relatief eenvoudige manier een meer juiste waterstand en tijdstip verkregen, wat uiteraard ten goede komt bij de resultaatverwerking.

Voor een gegeven dijkmeetstation zijn nu de overeenstemmende coördinaten bekend (X_D, Y_D) . Er dient enkel nog gekeken te worden hoeveel de lineaire verschuiving tussen twee getijmeetstations bedraagt. Via het ontwikkelde algoritme is het mogelijk om alle minima en maxima op te vragen van de getijdenreeksen. Voor dit eindwerk staan drie zeegetijdenreeksen ter beschikking: te Nieuwpoort, te Oostende en te Zeebrugge. Analyse van de verkregen minima/maxima reeksen toont aan dat het eerst hoogwater wordt te Nieuwpoort, daarna te Oostende en als laatste te Zeebrugge. Tabel (10.2) toont aan hoeveel de verschuiving juist bedraagt. De afstanden tussen de badsteden werd berekend met de stelling van Pythagoras op basis van de Lambertcoördinaten zoals weergegeven in tabel (10.1).

plaats	begintijd	eindtijd	gemiddeld verschil
Nieuwpoort - Oostende (16,55 km)	6/02/2007 14:35:00	1/08/2007 20:45:00	00:04:41
Oostende - Zeebrugge (23,00 km)	5/02/2007 14:15:00	3/10/2007 04:35:00	00:16:46

Tabel 10.2: Getijverschil tussen de verschillende getijmeetstations op zee

Ter controle werd ook berekend hoeveel het getijverschil bedraagt tussen Nieuwpoort en Zeebrugge. Dit kan op twee manieren. Een eerste manier is het optellen van de twee getijverschillen die juist berekend werden: $00 : 04 : 41 + 00 : 16 : 46 = 00 : 21 : 27$. Een tweede manier is om het algoritme toe te passen voor Nieuwpoort en Zeebrugge. De gemiddelde tijdsverschuiving bedraagt dan $00 : 21 : 15$. Er is tussen beide manieren dus een verschil van $00 : 00 : 11$. Dit verschil van elf secondes verdeelt zich over $39,55km (= 16,55km + 23,00km)$ wat het verschil te verwaarlozen maakt.

De verdeling van deze getijverschillen wordt lineair verondersteld als functie van de afstand. Tabel (10.3) geeft weer welk aandeel getijverschuiving toegedeeld wordt per afstand.

	gemiddeld verschil [uu:mm:ss]	afstand [km]	gemiddeld verschil per km [uu:mm:ss / km]
Nieuwpoort - Oostende	00:04:41	16,55	00:00:17
Oostende - Zeebrugge	00:16:46	23,00	00:00:44

Tabel 10.3: Gemiddeld getijverschil op zee

Wanneer de tijden decimaal uitgedrukt worden dan geldt dat vertrekkende van Nieuwpoort de getijverschuiving naar Oostende toe $t_{1,2}$ berekend kan worden als:

$$t_{1,2} = t_1 + 0,00019642015x \quad (10.8)$$

Analoog geldt dat de getijverschuiving van Oostende naar Zeebrugge berekend kan worden als:

$$t_{2,3} = t_2 + 0,00050598914x \quad (10.9)$$

Hierbij is:

$t_{1,2}$ = getijverschil geldig tussen Nieuwpoort en Oostende

$t_{2,3}$ = getijverschil geldig tussen Oostende en Zeebrugge

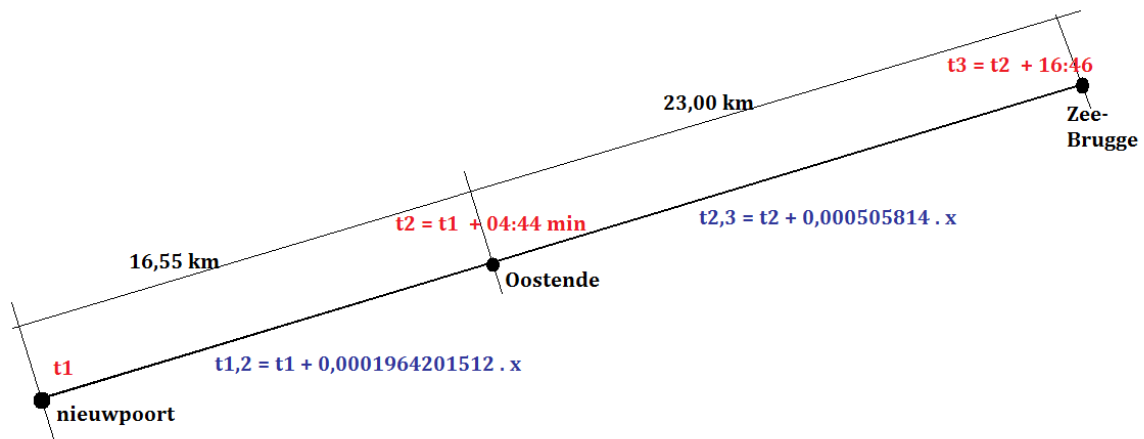
t_1 = tijd waterhoogte h te Nieuwpoort

t_2 = tijd waterhoogte h te Oostende

t_3 = tijd waterhoogte h te Zeebrugge

x = de afstand tussen punt het vertrekpunt en het punt D [km]

Figuur (10.1) vat samen en geeft de berekende waarden visueel weer.



Figuur 10.1: Getijverschil op zee

Hoogteverschil op zee

Theoretisch gezien moet het hoogteverschil op zee ook ingerekend worden. Aan de hand van het algoritme kan de gemiddelde waterhoogte berekend worden van Nieuwpoort naar Oostende en van Oostende naar Zeebrugge. Tabel (10.4) geeft de berekende waarden weer, toegepast op de getijdenreeks van 2/02/2007 9:00 tot 3/10/2007 9:15, met een meetfrequentie van vijftien minuten.

plaats	hoogteverschil
Nieuwpoort - Oostende	1,060
Oostende - Zeebrugge	1,068

Tabel 10.4: Hoogteverschil op zee

Hieruit blijkt dat de demping ongeveer even groot is. De demping tussen Oostende en Zeebrugge is iets groter, omdat de afstand (23km) ook groter is tussen deze twee meetstations. Veronderstel een hoogte van $1,030\text{m}$ te Nieuwpoort. Wanneer het water toekomt in Oostende zal er zich een demping voor gedaan hebben en is de waterhoogte nog slechts één meter. Er is met andere woorden een drie cm waterhoogte verloren gegaan over $16,55\text{km}$. De demping van Oostende naar Zeebrugge is zelf nog groter. Over 23km gaat $3,4\text{cm}$ waterhoogte verloren.

Een dergelijke demping wordt verder dan ook verwaarloosd en er wordt enkel rekening

gehouden met de getijverschuiving.

10.3 Normaalverdeling

Voordat er effectief gezocht wordt naar verbanden worden eerst histogrammen opgesteld. Dit om later de spreiding te kunnen bespreken.

Het is heel belangrijk om te beseffen dat de hieronder gebruikte reeksen deze zijn na toepassing van het algoritme. Dit houdt in dat de data getoetst werd aan de twee filters. Niet toevallige fouten zouden hierdoor weggenomen moeten zijn. De betoetste reeks bevat verder enkel de minima en maxima, tussenliggende waardes worden NIET in rekening gebracht! Wanneer de normaalverdeling bewezen is dan is ook de juistheid van het algoritme bewezen.

Bij het opstellen van de histogrammen die straks zullen weergeven of er sprake is van een normaalverdeling of niet is het eerst en vooral nodig het aantal klassen en de grote van die klassen te bepalen. Dit kan gebeuren zoals omschreven in vergelijking (3.2). De waardes van k worden weergegeven in tabel (10.5).

faseverschuiving	n	k	a	b	Δ
S12	926	11	0:15	3:10	0:17
S17	927	11	0:50	2:30	0:10
S21	926	11	1:40	4:35	0:17
attenuatie	n	k	a	b	Δ
S12	462	10	2,64	6,27	0,40
S17	463	10	2,84	3,52	0,08
S21	462	10	5,35	8,86	0,39

Tabel 10.5: Aantal klassen voor het histogram volgens Sturge

Hierbij is:

n = het aantal gevonden minima/maxima in het dijklichaam, [-]

k = het aantal klassen volgens Sturge, [-]

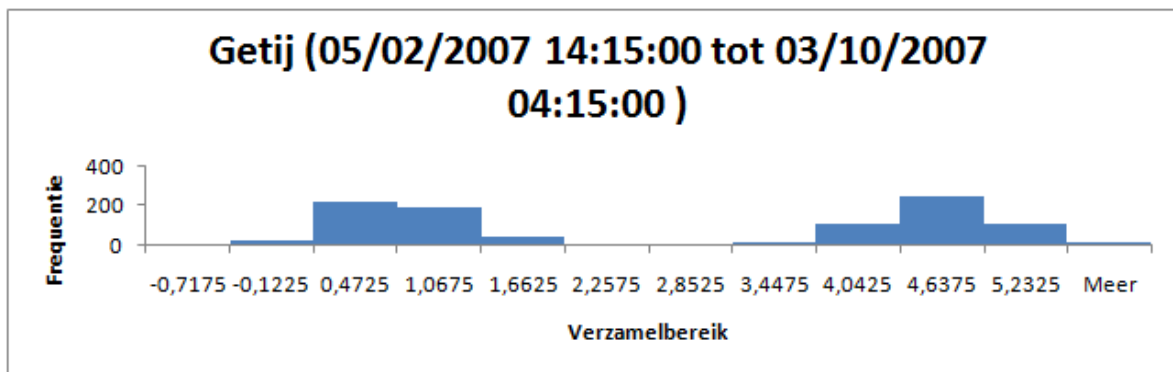
a = het begin van de eerste klasse van het histogram, [u:mm] bij $\bar{\phi}$ of [-] bij \bar{A}

b = het einde van de laatste klasse van het histogram, [u:mm] bij $\bar{\phi}$ of [-] bij \bar{A}

Δ = de lengte van de klassen van het histogram, [u:mm] bij $\bar{\phi}$ of [-] bij \bar{A}

10.3.1 Normale verdeling van het getij

Het getij is een cyclus van minimale waterstanden opgevolgd door maximale waterstanden. Dit tweemaal per dag en elke dag opnieuw. Alle meetwaarden zijn verspreid rond de gemiddelde minima en de gemiddelde maxima. De dichtheidsfunctie is dus bimodaal. Figuur (10.2) toont het histogram voor de meetresultaten van het getij gedurende de periode 05/02/2007 14:15:00 tot 03/10/2007 04:15:00. Het aantal minima en maxima bedraagt 927 wat volgens Sturge 11 klassen oplevert. Deze bimodale verdeling blijkt hieruit duidelijk zichtbaar.

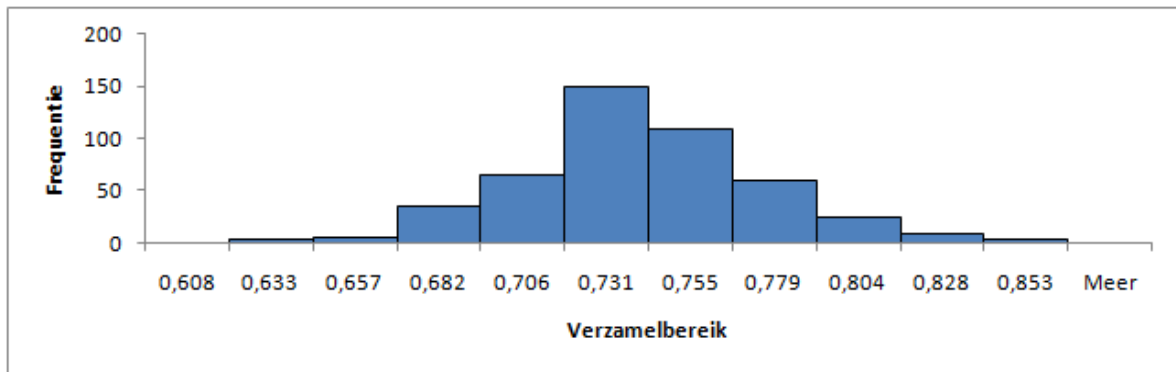


Figuur 10.2: Bimodale verdeling van het getij

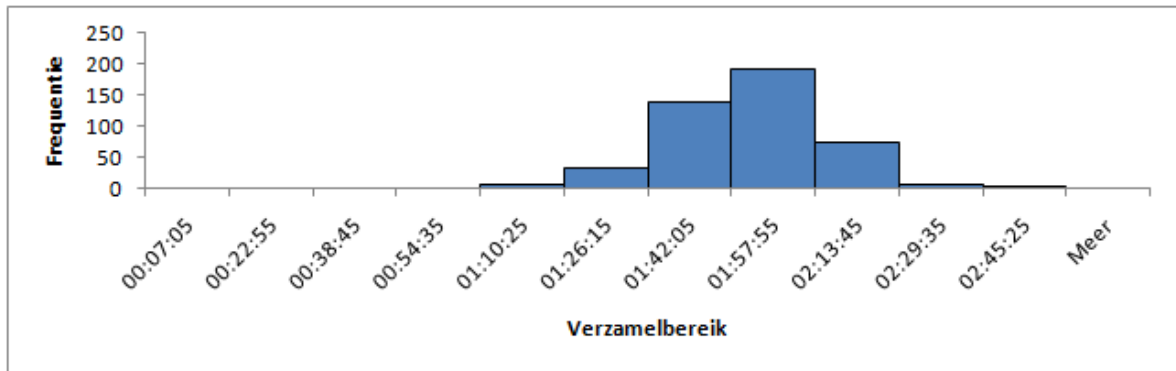
Dit bimodaal verband uit zich ook bij de faseverschuiving $\bar{\Phi}$. Verder wordt gerekend met $\bar{\Phi}_M$ en $\bar{\Phi}_m$ die unimodaal verdeeld zijn.

In 10.3.2, 10.3.3 en 10.3.4 worden de histogrammen opgesteld voor \bar{A} , $\bar{\Phi}_M$ en $\bar{\Phi}_m$. Deze histogrammen worden geanalyseerd in 10.3.5 .

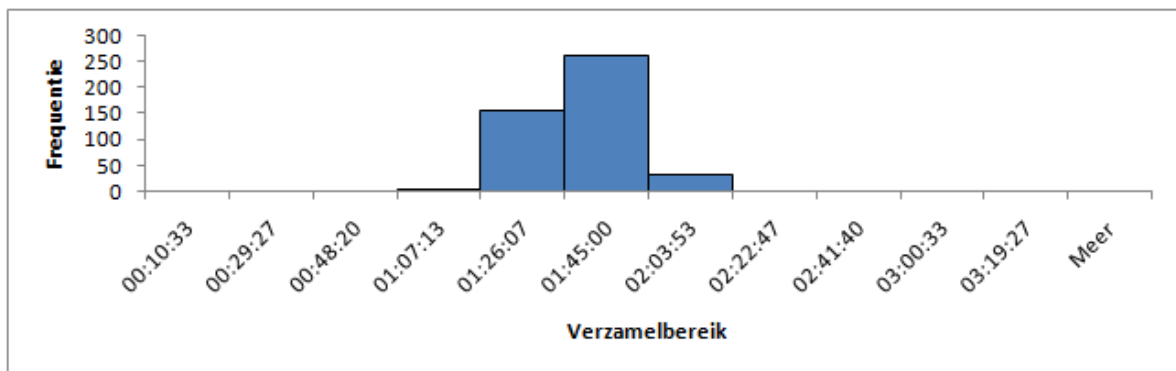
10.3.2 Verdeling voor S12 te Oostende



Figuur 10.3: Attenuatie voor S12 (2007)

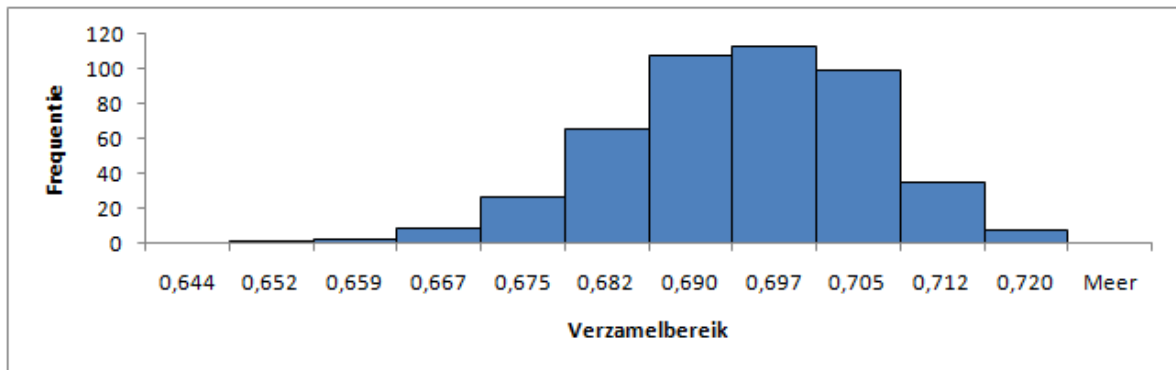


Figuur 10.4: Φ_M voor S12 (2007)

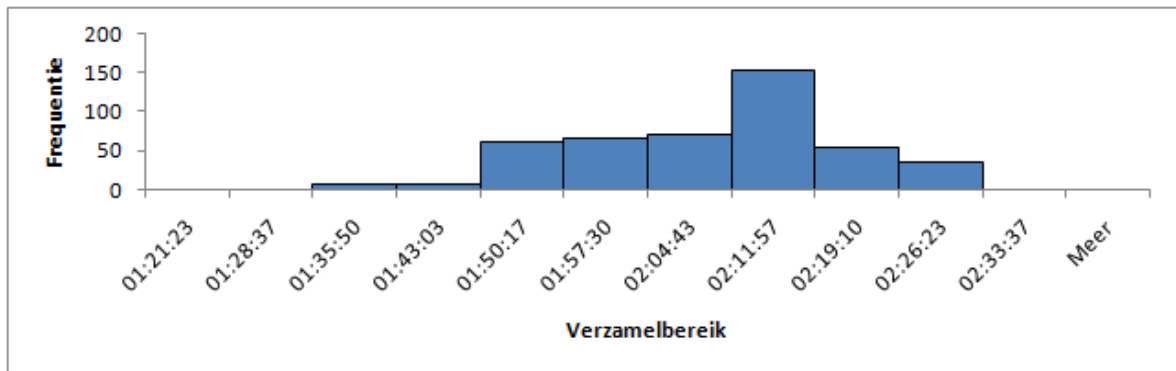


Figuur 10.5: Φ_m voor S12 (2007)

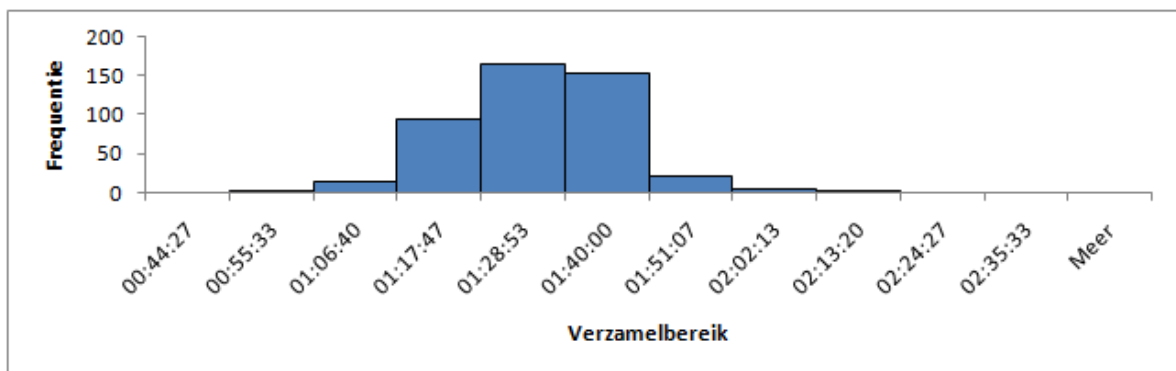
10.3.3 Verdeling voor S17 te Oostende



Figuur 10.6: Attenuatie voor S17 (2007)

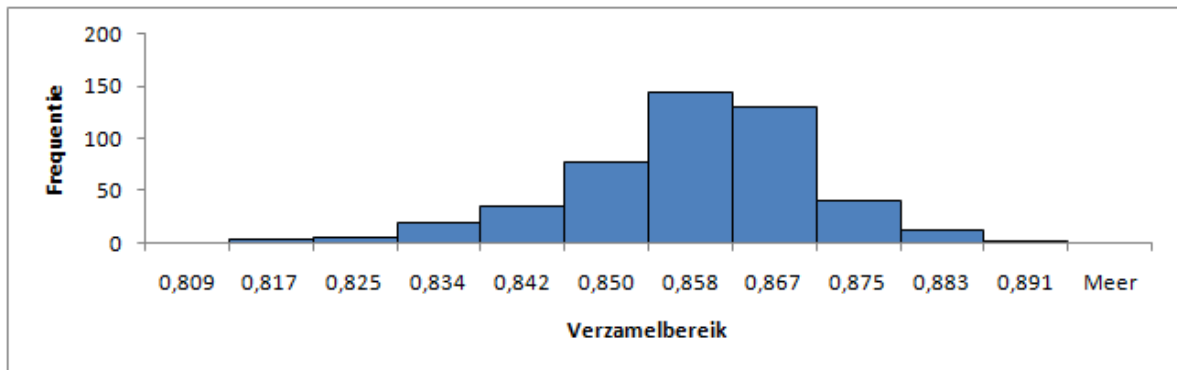


Figuur 10.7: Φ_M voor S17 (2007)

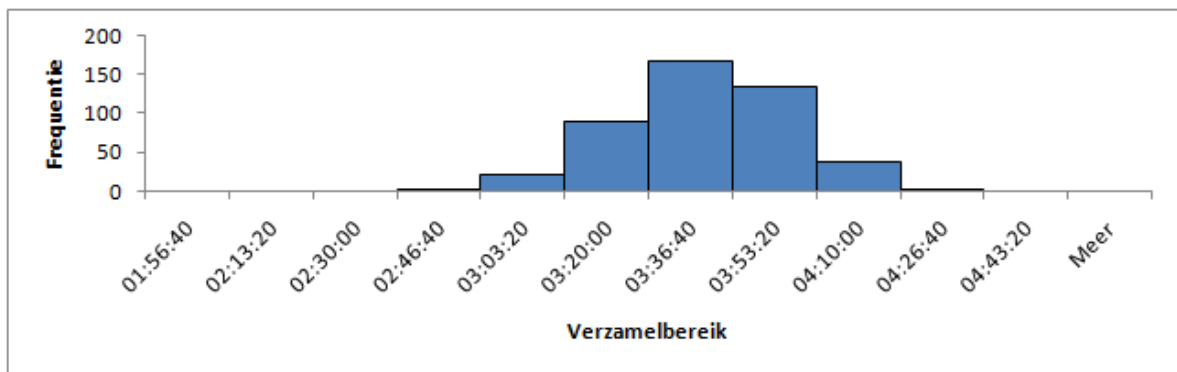
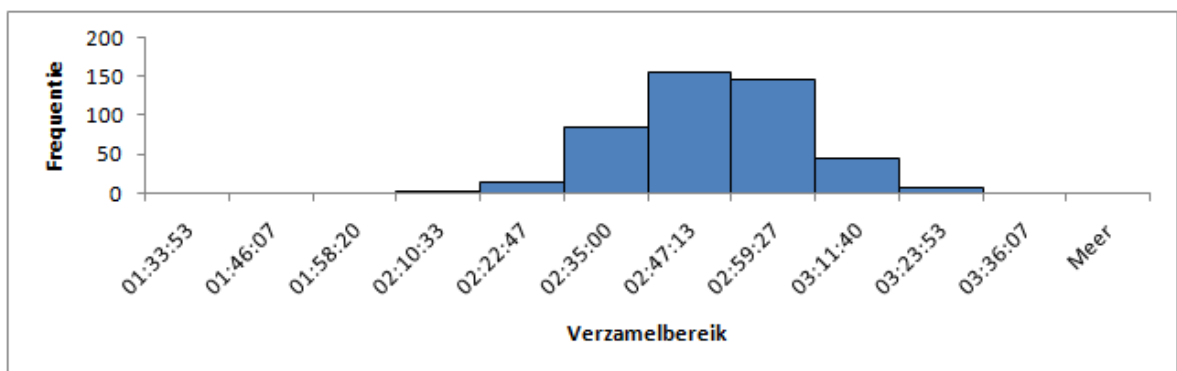


Figuur 10.8: Φ_m voor S17 (2007)

10.3.4 Verdeling voor S21 te Oostende



Figuur 10.9: Attenuatie voor S21 (2007)

Figuur 10.10: Φ_M voor S21 (2007)Figuur 10.11: Φ_m voor S21 (2007)

10.3.5 Analyse histogrammen

Hieronder wordt een vergelijking gemaakt tussen $S12$ en $S21$. $S12$ bevat bijna geen klei terwijl $S21$ dat wel heeft. Er volgen enkel vaststellingen, voor de besluiten wordt verwezen naar 10.5.

Attenuatie

Voor $S21$ is de gemiddelde attenuatie ($\bar{A} = 0,728$) klein en de standaardafwijking is relatief groot ($\sigma = 0,035$). Het tegenovergesteld is geldig voor $S12$: daar is de gemiddelde attenuatie groot ($\bar{A} = 0,854$) en de standaardafwijking is relatief klein ($\sigma = 0,011$). De standaardafwijking is eigenlijk de gemiddelde spreiding rondom het gemiddelde. Een grote spreiding rondom het gemiddelde houdt in dat het water zich makkelijk kan verplaatsen. De attenuatie is dan per definitie klein.

$\bar{\Phi}_M$, $\bar{\Phi}_m$ en $\Delta\bar{\Phi}$

Zowel bij $S21$ als bij $S12$ is $\bar{\Phi}_m$ groter dan $\bar{\Phi}_M$. Tabel (10.8) toont aan dat dit een algemeen gegeven is. De faseverschuiving tussen de maxima is altijd kleiner dan deze tussen de minima.

Bij $S21$ is zowel $\bar{\Phi}_m$ als $\bar{\Phi}_M$ groter dan bij $S12$. Ook de standaardafwijkingen zijn groter. Uit tabel (10.8) blijkt dit een algemeen zo te zijn.

$\Delta\bar{\Phi}(= \bar{\Phi}_m - \bar{\Phi}_M)$ is bij $S21$ groot en bij $S12$ klein.

10.4 Belangrijke bedenking: verband periode dijk en zee

Een interessante vraag is wat er gebeurt met het de periodeopbouw op zee en in het dijklichaam.

Het staat vast dat er per 24 uur en 50 minuten, tweemaal hoogwater en tweemaal laagwater optreedt. De theorie wordt bevestigd door tabel (10.6). Eén cycly duurt dus gemiddeld:

$$\frac{24 : 50}{2} = 12 : 25$$

Meetpunt	begintijd	eindtijd	\bar{T}_z	\bar{T}_d
			[u : m : s]	[u : m : s]
OOS-S12	05/02/2007 14:15	03/10/2007 04:15	12:25:08	12:25:14
OOS-S17	05/02/2007 14:15	03/10/2007 04:15	12:25:08	12:25:16
OOS-S21	05/02/2007 14:15	03/10/2007 04:15	12:25:08	12:25:22

Tabel 10.6: Opbouw van het getij in het dijklichaam voor meetpunten Oostende 2007

Wanneer deze periodeopbouw echter aandachtiger geanalyseerd wordt dan valt het op dat die 12 : 25 niet mooi verdeeld is over de ganse cyclus. Met andere woorden het duurt niet even lang om van hoogwater naar laagwater te gaan als het duurt om van laagwater naar hoogwater te gaan. Algemeen geldt:

$$t_{Mm,z}^- > t_{mM,z}^- \quad (10.10)$$

Hierbij is:

$t_{Mm,z}^-$ = gemiddelde tijd op zee om van hoogwater naar laagwater te gaan

$t_{mM,z}^-$ = gemiddelde tijd op zee om van laagwater naar hoogwater te gaan

Het duurt minder lang om het hoogwater op te bouwen dan het duurt om het laagwater te verkrijgen. De verhouding van $t_{Mm,z}^-$ en $t_{mM,z}^-$ wordt gelijk gesteld aan α :

$$\alpha = \frac{t_{Mm,z}^-}{t_{mM,z}^-} \quad (10.11)$$

Interessant is het nu om na te gaan of deze α ook geldig is voor het water in het dijklichaam.

De verhouding van $t_{Mm,d}^-$ en $t_{mM,d}^-$ is β :

$$\beta = \frac{t_{Mm,d}^-}{t_{mM,d}^-} \quad (10.12)$$

Hierbij is:

$t_{Mm,d}^-$ = gemiddelde tijd in het dijklichaam om van hoogwater naar laagwater te gaan

$t_{mM,d}^-$ = gemiddelde tijd in het dijklichaam om van laagwater naar hoogwater te gaan

Tabel (10.4) geeft de resultaten weer van de hierboven besproken parameters. Deze worden deze berekend met het eerder besproken algoritme.

Plaats	$T_{Mm,d}$	σ	$T_{Mm,z}$	σ	$T_{mM,d}$	σ	$T_{mM,z}$	σ	\bar{T}_z	\bar{T}_d	α	β
	\bar{T} in [uu:mm:ss] en σ in [mm:ss]											
Zeebrugge S2	07:15:41	0:35	06:29:57	0:16	05:09:24	0:41	05:55:07	0:13	12:25:04	12:25:05	1,10	1,41
Blankenberge s9	06:38:45	0:42	06:29:57	0:16	05:46:19	0:49	05:55:07	0:13	12:25:04	12:25:04	1,10	1,15
Blankenberge S6	07:50:11	0:21	06:29:57	0:16	04:34:55	0:26	05:55:07	0:13	12:25:04	12:25:06	1,10	1,71
Wenduine S8	07:02:02	0:21	06:29:59	0:16	05:23:09	0:17	05:55:10	0:13	12:25:09	12:25:11	1,10	1,31
Wenduine S6	06:44:14	0:22	06:29:59	0:16	05:40:52	0:17	05:55:09	0:13	12:25:08	12:25:06	1,10	1,19
Wenduine S5	07:02:21	0:19	06:24:13	0:15	05:21:46	0:16	05:59:25	0:11	12:23:38	12:24:07	1,07	1,31
Oostende S1	07:08:43	0:20	06:44:40	0:18	05:16:26	0:23	05:40:29	0:15	12:25:09	12:25:09	1,19	1,35
Oostende S7	07:37:58	0:18	06:44:01	0:17	04:47:29	0:20	05:41:19	0:14	12:25:20	12:25:26	1,18	1,59
Oostende S12	06:58:47	0:20	06:44:40	0:18	05:26:21	0:19	05:40:29	0:15	12:25:08	12:25:09	1,19	1,28
Oostende S17	07:21:43	0:20	06:44:40	0:18	05:03:25	0:15	05:40:28	0:15	12:25:08	12:25:08	1,19	1,46
Oostende S21	07:31:27	0:22	06:44:40	0:18	04:53:44	0:26	05:40:29	0:15	12:25:11	12:25:09	1,19	1,54
Raversijde S33	07:34:59	0:20	06:44:40	0:18	04:50:07	0:23	05:40:28	0:15	12:25:08	12:25:06	1,19	1,57
Westende S75	08:01:55	0:27	06:44:42	0:18	04:23:19	0:28	05:40:30	0:15	12:25:12	12:25:14	1,19	1,83
Westende S82	07:41:54	0:21	06:44:40	0:18	04:43:18	0:23	05:40:30	0:15	12:25:10	12:25:12	1,19	1,63
Nieuwpoort H5	06:48:16	0:24	06:45:26	0:18	05:36:53	0:15	05:39:45	0:15	12:25:11	12:25:09	1,19	1,21

Tabel 10.7: Relatie periode getij en dijkwaterstanden

Net zoals α is β steeds groter dan 0. Het is ook zo dat $\beta > \alpha$. Dit betekent dat:

$$t_{Mn,d}^- > t_{Mn,z}^- \quad (10.13)$$

en

$$t_{mM,z}^- > t_{mM,d}^- \quad (10.14)$$

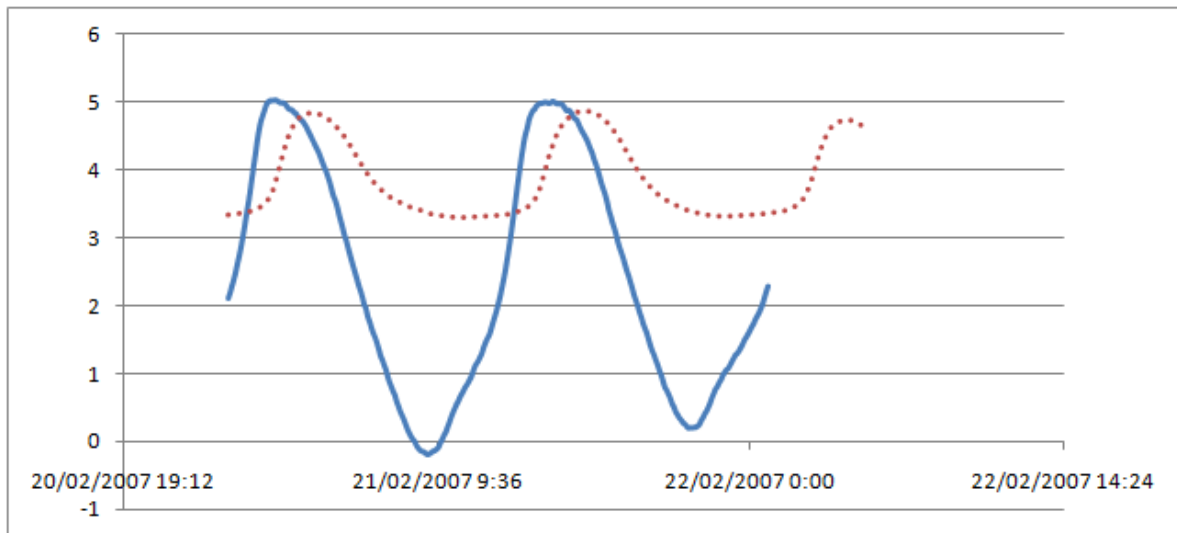
Figuur (10.12) geeft het verloop van de waterstanden weer voor ongeveer één dag. De puntjeslijn is de waterstandvariatie zoals opgemeten in het dijklichaam. De volle lijn stelt het zeegetij voor. Dit tijdsinterval is volledig willekeurig gekozen en omvat twee maal hoog en twee maal laag water. Deze figuur toont mooi de faseverschuiving en de attenuatie die optreedt, maar hier wordt de figuur gebruikt om het verloop van het getij te bespreken.

Figuur (10.12) toont zeer duidelijk aan dat er heel wat meer tijd nodig is om van hoogwater naar laagwater te gaan dan om het omgekeerde te bereiken.

Een eerste reden schuilt in het feit dat de poriën in droge toestand gevuld zijn met lucht. Wanneer het water stijgt zal deze lucht eenvoudig verdrongen worden. Omgekeerd zal bij een waterstanddaling het water verdrongen worden door ander water. Dit gaat minder eenvoudig en neemt meer tijd in beslag.

Ook de capillariteit werkt de waterstanddaling tegen. De watermoleculen worden als het ware omhoog gezogen.

Het instromen verloopt ook sneller doordat een groter oppervlak blootgesteld wordt aan water. Het water staat immers hoger. Daar $k = c^{te}$ is de instroomoppervlakte bepalend voor de instroomhoeveelheid. Als de instroomoppervlakte stijgt dan zal ook het instromende debiet stijgen. Omgekeerd is bij laagwater en dus het wegstromen de oppervlakte A kleiner wat ook het uitstromen vertraagd. Dit effect wordt verder nog versterkt door het feit dat de gemiddelde weg die een waterdeeltje moet volgen bij uitstromen langer is dan bij het instromen.



Figuur 10.12: Waterstanden S12 voor één dag

Het gedeelte waarover het water stijgt kan als volgt verklaard worden. Eerst stijgt het water niet zo snel; de richtingafgeleide is klein. Dit kan verklaard worden door het feit dat een kleine hoeveelheid water een groot oppervlak moet voorzien van water. Het duurt relatief lang voordat het volledige oppervlak voorzien is van water en de stijging van de waterstand heeft een vrij traag verloop. Naarmate het water stijgt wordt ook het oppervlak kleiner en zal het water sneller stijgen. Wanneer het zeewater begint te dalen wordt de snelheid waarmee het water stijgt in het dijklichaam verkleind, dit gebeurt met enige tijlvertraging. Er heerst immers een faseverschuiving.

Bij hoog water zijn de drukken op het water in het dijklichaam nog relatief groot. Het interne water heeft weinig zin om te dalen en dat doet het dan ook zeer geleidelijk aan. Naarmate het zeewater laag komt te staan begint het dijkwater sneller naar buiten te stromen. Naar het einde van de dalende waterstanden toe is het water op zee opnieuw aan het stijgen en vergroten de drukken opnieuw. Het ontvloeien wordt nu opnieuw tegen gegaan en de richtingafgeleide wordt kleiner. Ook de capillariteit remt het ontvloeien af. Dit verklaart het dalende verloop van de dijkwaterstand.

10.5 Resultaten

Na toepassing van het algoritme op de meetpunten tussen Nieuwpoort en Zeebrugge worden de resultaten uit tabel (10.8) verkregen. α en β worden berekend zoals omschreven in 10.4. In bijlage D wordt de getijdengolf op zee en de waterstandvariatie in de dijk weergegeven.

Wanneer de correcties ingerekend worden zoals omschreven in 10.2 dan geeft tabel (10.9) de juiste waarden. Zoals voordien bewezen wordt de attenuatie langsheen de zee niet ingerekend. Dat wil ook zeggen dat enkel de faseverschuiving wijzigt. α en β blijven immers ongewijzigd omdat er enkel een verschuiving van de tijdstippen plaats vindt. Wanneer aangenomen wordt dat $\Phi_{gecorrigeerd}$ de juiste waarde van de faseverschuiving is dan blijkt duidelijk dat de tijdcorrectie niet overbodig was. Voor Wenduine bijvoorbeeld is de procentuele fout (PF) groter dan 8%.

Plaats	\bar{A}	σ	$\bar{\Phi}$	σ	$\bar{\Phi}_M$	σ	$\bar{\Phi}_m$	σ	$\Delta\Phi$
	[-]	[-]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]	[uu:mm:ss]
Nieuwpoort H5	0,739	0,016	01:42:41	00:14:29	01:41:16	00:16:51	01:44:05	00:11:31	00:02:49
Blankenberge s9	0,918	0,014	01:48:11	00:35:19	01:43:47	00:13:48	01:52:35	00:47:39	00:08:48
Oostende S12	0,728	0,035	01:38:21	00:16:12	01:31:18	00:12:42	01:45:25	00:16:16	00:14:07
Wenduine S6	0,869	0,008	01:12:42	00:14:05	01:05:33	00:12:10	01:19:50	00:12:09	00:14:17
Oostende S1	0,921	0,005	02:26:33	00:20:30	02:14:32	00:16:09	02:38:34	00:17:05	00:24:03
Wenduine S8	0,835	0,010	01:26:21	00:20:21	01:10:19	00:10:48	01:42:21	00:14:07	00:32:02
Oostende S17	0,691	0,011	01:44:07	00:21:50	01:25:37	00:12:09	02:02:40	00:10:59	00:37:03
Wenduine S5	0,850	0,010	01:36:57	00:22:34	01:17:39	00:10:20	01:55:52	00:13:39	00:38:13
Zeebrugge S2	0,971	0,005	02:27:23	00:38:35	02:04:31	00:22:19	02:50:15	00:37:55	00:45:44
Oostende S21	0,854	0,011	03:07:31	00:28:15	02:44:08	00:13:21	03:30:55	00:18:02	00:46:47
Raversijde S33	0,881	0,008	03:03:42	00:29:21	02:38:34	00:12:29	03:28:54	00:17:20	00:50:20
Oostende S7	0,871	0,008	04:30:26	00:30:12	04:03:26	00:12:17	04:57:19	00:14:56	00:53:53
Westende S82	0,851	0,011	02:40:33	00:32:36	02:11:59	00:12:03	03:09:11	00:18:37	00:57:12
Westende S75	0,854	0,014	02:17:01	00:42:02	01:38:25	00:11:57	02:55:37	00:20:19	01:17:12
Blankenberge S6	0,903	0,012	03:12:59	00:44:33	02:32:52	00:11:06	03:53:06	00:25:04	01:20:14

Tabel 10.8: Ongecorrigeerde berekeningsresultaten

plaats	X_D <i>m</i>	Y_D <i>m</i>	$l_{1,D}$ <i>m</i>	Δt <i>uu : mm : ss</i>	$\Phi_{ongecorrigeerd}$ <i>uu : mm : ss</i>	$\Phi_{gecorrigeerd}$ <i>uu : mm : ss</i>	PF %
Nieuwpoort (station)	35306,26	205800,26	0,00				
Nieuwpoort H5 DIEP	35257,28	205768,29	58,49	00:04:40	01:42:41	01:38:01	4,76
Westende S82 DIEP	38429,74	207838,79	3729,84	00:03:38	02:40:33	02:36:55	2,31
Westende S75 DIEP	39193,04	208336,95	4641,32	00:03:22	02:17:01	02:13:39	2,52
Raversijde S33	44796,16	211993,80	11332,17	00:01:29	03:03:42	03:02:14	0,81
Oostende S21 DIEP	46094,00	212840,83	12881,97	00:01:02	03:07:31	03:06:29	0,56
Oostende S17 DIEP	46590,67	213164,98	13475,06	00:00:52	01:44:07	01:43:15	0,84
Oostende S12 DIEP	47098,65	213496,52	14081,65	00:00:42	01:38:21	01:37:39	0,72
Oostende S7 DIEP	47615,54	213833,86	14698,88	00:00:32	04:30:26	04:29:55	0,19
Oostende S1	48286,40	214271,69	15499,98	00:00:18	02:26:33	02:26:15	0,20
Oostende (station)	49167,87	214846,98	16552,56				
Wenduine S5 DIEP	60042,09	221630,27	12816,46	00:07:26	01:36:57	01:29:31	8,30
Wenduine S6 DIEP	60259,42	221765,84	13072,61	00:07:14	01:12:42	01:05:27	11,06
Wenduine S8 DIEP	60509,30	221921,71	13367,12	00:07:02	01:26:21	01:19:20	8,86
Blankenberge S6	63635,32	223871,71	17051,48	00:04:21	03:12:59	03:08:38	2,30
Blankenberge S9 DIEP	64118,64	224173,21	17621,13	00:03:56	01:48:11	01:44:15	3,77
Zeebrugge S2 DIEP	66411,66	225603,58	20323,70	00:01:57	02:27:23	02:25:25	1,35
Zeebrugge (station)	68685,21	227021,81	23003,33				

Tabel 10.9: Gecorrigeerde berekeningsresultaten

10.6 Relatie \bar{A} en $\bar{\delta}$

Tussen de attenuatie \bar{A} en de gemiddelde richtingscoëfficiënten $\bar{\delta}$ is er een omgekeerd evenredig verband. Dit blijkt uit tabel (10.10) en kan vrij simpel verklaard worden. De attenuatie A is niets anders dan de verhouding van de (dubbele) amplitude op zee en in het dijklichaam. Het is met andere woorden een dempingsfactor. Hoe groter A is, des te groter de demping. Als de demping groter wordt verminderd de variatie rond de gemiddelde waterstand in het dijklichaam. Daar het getij ongeveer constant is wil dit ook zeggen dat deze waterstandschommeling trager verloopt.

$\bar{\delta}$ is de gemiddelde richtingscoëfficiënt. Deze werd bepaald bij het filteren van de ingevoerde data en komt hier handig van pas.

$$\bar{\delta} = \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (10.15)$$

$\bar{\delta}$ is dus niets anders dan de verandering van de waterhoogte als functie van de tijd. Het is met andere woorden de gemiddelde snelheid waarmee het water beweegt in verticale zin (op- en neergaande beweging). Typerend aan de ingevoerde datareeksen is dat Δt constant is. $\bar{\delta}$ wordt dus volledig bepaald door de waterstandwijziging. Dit wil zeggen dat een grote waarde van $\bar{\delta}$ overeen komt met een grote waterstandwijziging per eenheid Δt . De waterstand kan veel (en gemakkelijk) wijzigen, wat betekent dat de demping relatief klein moet zijn. Omgekeerd geldt voor kleine $\bar{\delta}$'s dat het water veel weerstand ondervindt. De demping zal hier relatief groot zijn.

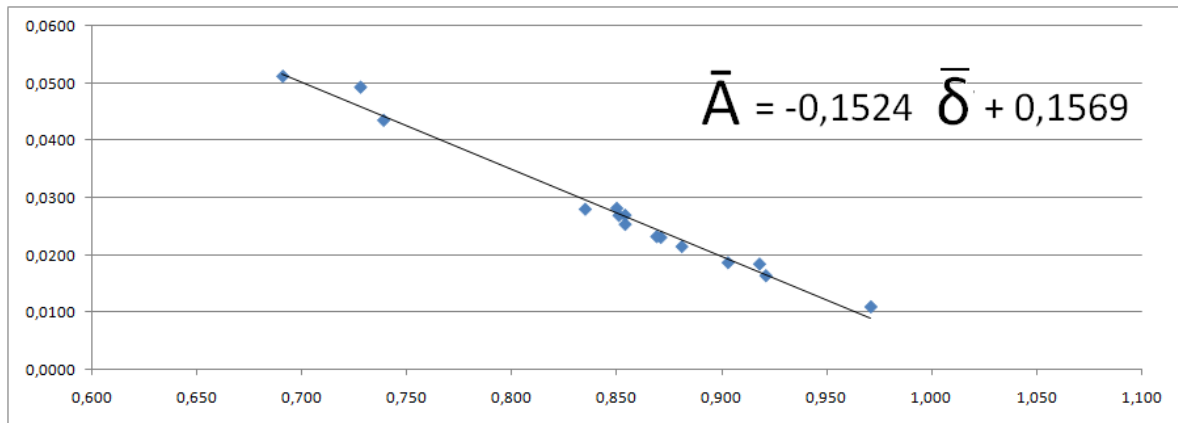
Plaats	\bar{A} [-]	$\bar{\phi}$ [uu:mm:ss]	β [-]	$\bar{\delta}$ [$\frac{m}{\Delta t}$]
Oostende S17	0,691	1:43:15	1,456	0,0512
Oostende S12	0,728	1:37:39	1,283	0,0493
Nieuwpoort H5	0,739	1:38:01	1,212	0,0435
Wenduine S8	0,835	1:19:20	1,306	0,0280
Wenduine S5	0,850	1:29:31	1,313	0,0282
Westende S82	0,851	2:36:55	1,630	0,0270
Oostende S21	0,854	3:06:29	1,537	0,0254
Westende S75	0,854	2:13:39	1,830	0,0270
Wenduine S6	0,869	1:05:27	1,186	0,0233
Oostende S7	0,871	4:29:55	1,593	0,0231
Raversijde S33	0,881	3:02:14	1,568	0,0215
Blankenberge S6	0,903	3:08:38	1,710	0,0187
Blankenberge S9	0,918	1:44:15	1,151	0,0185
Oostende S1	0,921	2:26:15	1,355	0,0165
Zeebrugge S2	0,971	2:25:25	1,408	0,0110

Tabel 10.10: Relatie tussen $\bar{\alpha}$, $\bar{\phi}$, β en $\bar{\delta}$

Figuur (10.13) geeft grafisch het verband weer tussen de \bar{A} en $\bar{\delta}$. Er kan dus een schatting gemaakt worden van de attenuatie wanneer de snelheid waarmee het water in het dijklichaam varieert gekend is. Onderstaande formule maakte een schatting van \bar{A} als functie van $\bar{\delta}$:

$$\bar{A} = -0,1524\bar{\delta} + 0,1569 \quad (10.16)$$

Zoals hierboven vermeldt, geeft deze formule enkel een schatting want deze vergelijking is gebaseerd op slechts veertien meetwaarden.



Figuur 10.13: Verband \bar{A} en $\bar{\delta}$

10.7 Parameteranalyse

De attenuatie en faseverschuiving staan in relatie met verschillende parameters. Dit maakt een verwerking vrij moeilijk en ook onnauwkeurig. Verder wordt een parameterstudie gemaakt. Daaruit wordt de invloed van de individuele parameters aangetoond.

De dijkgeometrie zal ook een invloed hebben. Dit opnemen in de parameterstudie is echter vrijwel onmogelijk doordat de verzamelde gegevens wat dit betreft zeer oud zijn.

Tijdens het bepalen van de grondopbouw werd niet altijd tot op dezelfde diepte geboord. De minst diepe boring gaat tot dertien meter diep, terwijl de diepste boring dubbel zo diep gaat. Dit zorgt er voor dat een onderlinge vergelijking verder bemoeilijkt wordt. Zo kan bij de boring van dertien meter diep de onderliggende dertien meter uit klei bestaan terwijl de eerste dertien meter uit puur zand opgebouwd is. Er zou dan op basis van de boringresultaten een heel homogeen en goed doorlatende grond ingeschat worden terwijl dit in werkelijkheid niet zo is. Hoe ondieper de boring hoe groter de onnauwkeurigheid van de conclusie wordt.

In sectie 7.1 werd aangetoond dat de secties S_{12} , S_{17} en S_{21} onderling het 'best' vergelijkbaar zijn. Om die reden wordt aan deze punten extra aandacht besteed tijdens de parameteranalyse.

Tabel (10.11) geeft de brongegevens voor de parameteranalyse weer. \bar{A} en $\bar{\Phi}$ worden getoetst aan:

- β : β zoals omschreven in sectie 10.4.
- \tilde{l}_{zd} : de geschatte lengte tussen de zee en het dijklichaam. Dit op basis van figuren (B.1) en (B.2). Deze figuren zijn een momentopname en geven dus voor dat bepaald tijdstip de afstand tussen de zee en de dijk weer. Een tijdstip ervoor en erna zal de zeewaterlijn er anders uitzien, maar de verhoudingen blijven representatief.
- De totale dikte klei. Worden alle diktes van de kleilagen samengeteld. Dit is dan de totale dikte van de klei.
- Totale 'dikte anders'. Dit zijn *opvallende*, dit is dus subjectief, grondlagen verschillend van klei en fijn zand.
- ΔH . $\Delta H = H_{Mz} - H_{Md}$
- De afstand van het maaiveld tot de eerste kleilaag, zoals blijkt uit de grondboringen opgenomen in bijlage A.
- $\Delta\Phi = \Phi_m - \Phi_M$

Tabel (10.11) wordt verder ontdaan van metingen die zeker een vertekend beeld geven.

- Blankenberge *S9*. Want dit meetpunt is gelegen heel dicht tegen een zeekunstwerk wat een verstoring van het water met zich meebrengt.
- Nieuwpoort *H5*. Dit punt bevindt zich in de haven en heeft dus geen strand voor zich.
- Oostende *S1*. Gelegen ter hoogte van het casino, daar waar de dijk draait. Hier zullen er ook waterstoornissen zijn.
- Wenduine *S5*. Meting daar waar de dijk een bocht maakt. Daarenboven werden slechts een 400-tal minima en maxima gevonden door het algoritme, terwijl dit voor de andere punten meer dan 900 was.

Wanneer verder ook nog alle meetpunten verwijderd worden waar de bodemopbouw slechts tot op een kleine diepte gekend is dan bekomt men tabel (10.12). Voor de parameteranalyse wordt met deze tabel gewerkt.

Plaats	\bar{A} [-]	$\bar{\Phi}$ uu:mm:ss	β [-]	\bar{l}_{zd} m	diepte meting m	laagdikte klei m	totale dikte iets anders m	H_{Mz} m	H_{Md} m	δH m
Zeebrugge S2	0,971	02:25:25	1,41	660	20	5,7		5,44	3,45	1,99
Blankenberge S9	0,918	01:44:15	1,15	460	13	0,1		5,44	3,99	1,45
Blankenberge S6	0,903	03:08:38	1,71	400	13	5,3		5,44	3,39	2,05
Wenduine S8	0,835	01:19:20	1,31	345	14	1,5		5,44	3,45	1,99
Wenduine S6	0,869	01:05:27	1,19	350	26	8,8		5,44	3,36	2,08
Wenduine S5	0,850	01:29:31	1,31	320	20	3,0	2,5 middelmatig zand	5,15	3,43	1,72
Oostende S1	0,921	02:26:15	1,35	285	10	0,0		5,53	4,20	1,33
Oostende S7	0,871	04:29:55	1,59	360	15	2,0		5,53	3,40	2,13
Oostende S12	0,728	01:37:39	1,28	300	18	0,0	1 m schelpgruis	5,53	5,08	0,45
Oostende S17	0,691	01:43:15	1,46	340	20	1,0	1 m schelpgruis	5,53	4,73	0,80
Oostende S21	0,854	03:06:29	1,54	360	25	10,0		5,53	3,76	1,77
Raversijde S33	0,881	03:02:14	1,57	285	21	11,0		5,53	3,60	1,93
Westende S75	0,854	02:13:39	1,83	315	18	5,5		5,53	3,47	2,06
Westende S82	0,851	02:36:55	1,63	360	18	2,5	3,5 m middelmatig zand	5,53	4,29	1,24
Nieuwpoort H5	0,739	01:38:01	1,21	1500	25	9,5		5,53	3,96	1,57

Tabel 10.11: Ongefilterde parameteranalyse

Plaats	\bar{A} [-]	$\bar{\Phi}$ <i>uu : mm : ss</i>	β	\tilde{l}_{zd}	diepte meting	laagdikte klei	diepte 1 ^e klei	totale dikte anders	H_{Mz}	H_{Md}	ΔH
			[-]	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>
Oostende S12	0,728	01:37:39	1,28	300	18	0,0	-	1 schelpgruis	5,53	5,08	0,45
Oostende S17	0,691	01:43:15	1,46	340	20	1,0	16	1 schelpgruis	5,53	4,73	0,80
Westende S82	0,851	02:36:55	1,63	360	18	2,5	10,3	3,5 middel. zand	5,53	4,29	1,24
Westende S75	0,854	02:13:39	1,83	315	18	5,5	9,2		5,53	3,47	2,06
Zeebrugge S2	0,971	02:25:25	1,41	660	20	5,7	3,7		5,44	3,45	1,99
Wenduine S6	0,869	01:05:27	1,19	350	26	8,8	6,7		5,44	3,36	2,08
Oostende S21	0,854	03:06:29	1,54	360	25	10,0	7,5 (a)		5,53	3,76	1,77
Raversijde S33	0,881	03:02:14	1,57	285	21	11,0	5		5,53	3,60	1,93

Tabel 10.12: Gefilterde Parameteranalyse

10.7.1 Parameters die inwerken op \bar{A}

In het algemeen geldt dat wanneer de gemiddelde afstand zee-dijk $\bar{l}_{z,d}$ toeneemt dat dan ook de attenuatie toeneemt. Dit is vrij normaal want het water (en de waterdrukken) moeten zich voortplanten over een langere afstand om aan het dijklichaam te komen. Het wordt dus meer gehinderd wat gepaard gaat met energieverlies en dus meer demping (minder variatie rondom de gemiddelde waterhoogte).

Ook k is een belangrijke parameter. Wanneer k klein is, zoals bijvoorbeeld bij klei, dan kan het water zich maar moeilijk vooruit bewegen. Bij zand daarentegen is k relatief groot, het water kan er makkelijker door wat zal leiden tot minder demping. Algemeen geldt dat hoe groter k is, hoe kleiner de attenuatie wordt. Niet toevallig ook blijkt dat waar lagen middelmatig zand of schelpen gevonden worden dat dan ook de attenuatie kleiner is. Schelpen en middelmatig zand hebben een grote k en dempen de waterstandsvariatie bijna niet.

Het algoritme berekent ook de maximale en minimale waterhoogte op zee, respectievelijk H_{Mz} en H_{mz} , en in de dijk, respectievelijk H_{Md} en H_{md} . Het dicht bij elkaar liggen van H_{Mz} en H_{Md} geeft aan dat de attenuatie klein zal zijn. Dit volgt letterlijk uit de definitie van A (9.2).

Oostende $S12$ en $S17$ hebben weinig klei en dit uit zich in een kleine attenuatie. Het feit dat $\bar{l}_{z,d}$ relatief klein is ten opzichte van de andere meetpunten houdt \bar{A} verder laag. De lage \bar{A} is verder ook te verklaren door de aanwezige schelpgruislaag. Deze twee meetstations zijn een mooi voorbeeld waarom de attenuatie laag is.

Voor Zeebrugge $S2$ is de attenuatie zeer groot. De verklaring schuilt echter in de afstand die het water moet overbruggen alvorens aan het dijklichaam te komen. \tilde{l}_{zd} bedraagt bij schatting ongeveer $660m$. Dat is meer dan twee maal \tilde{l}_{zd} van Oostende $S12$. Wordt daarbij nog eens in rekening gebracht dat er ongeveer $5,7m$ klei aanwezig is, dan is deze hoge waarde van \bar{A} niet onbegrijpelijk.

Uit 10.3.5 blijkt dat grote attenuaties zich voordoen in slecht doorlatende gronden en dat de standaardafwijking hierbij klein is. Wanneer veel klei aanwezig is heeft het water grote moeite om zich te verplaatsen. Dit uit zich in een kleine standaardafwijking. Deze standaardafwijking is eigenlijk de gemiddelde spreiding rondom het gemiddelde wat het bovenstaande bevestigt.

Omgekeerd zal een kleine attenuatie (weinig demping) een grote spreiding hebben.

Hoe groter de afstand wordt tussen de eerste kleilaag en het maaiveld van het dijklichaam, hoe kleiner de attenuatie is. Wanneer de ondoorlatende laag zich niet ver onder het maaiveld bevindt is de ruimte waarin het water kan variëren beperkt en de attenuatie bijgevolg groot.

ΔH neemt toe wanneer \bar{A} groter wordt. Het water bij hoge \bar{A} ondervindt meer hinder dan het zelfde water bij lage waarden van \bar{A} waardoor het water in eenzelfde periode minder kan stijgen.

10.7.2 Parameters die inwerken op $\bar{\Phi}$

Te Oostende hebben $S12$ en $S17$ een kleine $\bar{\Phi}$ terwijl $S21$ een grote $\bar{\Phi}$ heeft. Hierbij valt direct op dat $S12$ en $S17$ weinig klei hebben terwijl $S21$ zeer veel klei heeft. $S12$ en $S17$ zijn daar en boven voorzien van een laagje schelpgruis. Hieruit blijkt dat de k de faseverschuiving beïnvloedt. Hoe groter k hoe kleiner de faseverschuiving. De kleilagen remmen het water dus af, terwijl zand dat niet doet.

Oostende $S12$ en $S17$ zijn onderling ook mooi te vergelijken. Voor beiden zijn $l_{z,d}^-$, de hoeveelheid schelpjes, de verhouding zand/niet zand en de dijkopbouw sterk vergelijkbaar. Wat opvalt is dat bij $S12$ bijna geen klei aanwezig is en dat bij $S17$ ongeveer een meter klei aanwezig is. Inderdaad is de faseverschuiving groter bij $S17$ wat bovenstaande gedachtengang verder bevestigt.

Of $l_{z,d}^-$ de faseverschuiving beïnvloedt is niet duidelijk, verdere gegevens hieromtrent zijn nodig. Vermoedelijk is de invloed ten gevolge van een toename in $l_{z,d}^-$ minder sterk dan bijvoorbeeld de invloed van k .

De relatie tussen de gemiddelde waarde van $\bar{\Phi}$ en de standaarddeviatie is in tegenstelling tot de attenuatie wel evenredig. Hoe groter $\bar{\Phi}$, hoe groter de gemiddelde spreiding. Dit geldt voor $\bar{\Phi}$, $\bar{\Phi}_M$ en $\bar{\Phi}_m$.

$\bar{\Phi}_m$ is altijd groter dan $\bar{\Phi}_M$. De faseverschuiving tussen de maxima is altijd kleiner dan de faseverschuiving tussen de minima. Ten opzichte van $\bar{\Phi}$ wordt het extra faseverschil dat zich

voordoet tussen de minima weggewerkt in het stijgende verloop van het water, want $\bar{\Phi}_M$ is kleiner dan $\bar{\Phi}$.

Grote waarden van $\Delta\Phi$ komen voor bij grote waarden van Φ . Dit wil zeggen dat wanneer de faseverschuiving tussen de maxima en de faseverschuiving tussen de minima naar elkaar toe komen dat de gemiddelde totale faseverschuiving ook kleiner wordt.

Wanneer β stijgt dan stijgt $\Delta\Phi$. Uit vorige alinea volgt dan ook dat $\bar{\Phi}$ toeneemt wanneer β stijgt.

ΔH neemt toe wanneer $\Delta\Phi$ en dus $\bar{\Phi}$ toeneemt.

10.7.3 Parameters die inwerken op β

Algemeen geldt dat kleine β 's voorkomen bij goed doorlatende gronden. Dit kan als volgt verklaard worden: Een kleine β betekent per definitie (zie sectie 10.4) dat de tijd nodig om van H_{md} naar H_{Md} (instromen) te gaan, niet veel verschilt van de tijd om van H_{Md} naar H_{md} (uitstromen) te gaan. Wanneer β groter wordt neemt het uitstromen steeds meer en meer tijd in beslag dan het instromen.

Klei zal tijdens het uitstromen het water langer vasthouden (bergen) dan zand of schelpgruis dit zou doen. De uitstroomtijd zal langer zijn dan wanneer dezelfde dijk opgebouwd zou zijn uit zand. Zand heeft in tegenstelling tot klei weinig bergend vermogen. Toch duurt het in- en uitstromen ongeveer altijd 12 : 25, net zoals dat op zee het geval is. Bij klei wil dit zeggen dat het instromen dan veel sneller verloopt dan bij zand. Dit kan eenvoudig verklaard worden want klei heeft een relatief grote capillaire werking ten opzichte van zand. Bij het toenemen van de waterhoogte zuigen de kleideeltjes het water nog extra omhoog. H_{dM} is dus sneller bereikt.

S_{12} , S_{17} en S_{21} te Oostende bevestigen opnieuw dat bovenstaande redenering gerechtvaardigd is.

10.8 Invloed van de meetfrequentie

Ter hoogte van $S12$ en $S17$ te Oostende werd met een verhoogde meetfrequentie gemeten om zo de invloed van de meetfrequentie in rekening te kunnen analyseren.

Door werkzaamheden rond $S17$ is de data verstoord en onbruikbaar geworden. De meting in $S17$ bleef gevrijwaard van werkzaamheden. Vanaf 17/03/2008 10 : 35 tot 28/03/2008 9 : 10 werd aldaar opgemeten.

Tijdens deze periode werd om de minuut een registratie gemaakt van de heersende druk. Tijdens de onversnelde meting gebeurde dit om de vijftien minuten. Het is moeilijk om conclusies te maken uit de versnelde meetreeks daar er zich voor die periode slechts 41 maal een minima of maxima voordeed. Voor de onversnelde meetreeksen ligt dit aantal veel hoger omdat er langer gemeten werd. Tabel (10.13) geeft de waarden van \bar{A} , $\bar{\Phi}$, T_{zee}^- en T_{dijk}^- weer als functie van v en n (zie hoofdstuk 8). p is kanseis die opgelegd wordt aan het getoetste moment.

v	n	p	\bar{A}	σ	$\bar{\Phi}$	σ	$\bar{\Phi}_M$	σ	$\bar{\Phi}_m$	σ	T_{zee}^-	T_{dijk}^-
[-]	[-]	[%]	[-]	[-]	[uu:mm:ss]							
300	590	98,333	0,680	0,043	01:38:47	00:14:49	01:38:33	00:16:51	01:39:02	00:13:13	12:19:15	12:18:23
350	690	98,571	0,680	0,043	01:38:47	00:14:49	01:38:33	00:16:51	01:39:02	00:13:13	12:19:15	12:18:23
300	595	99,167	0,679	0,043	01:39:07	00:14:48	01:38:54	00:17:00	01:39:20	00:12:58	12:19:15	12:18:23
350	695	99,286	0,679	0,043	01:39:07	00:14:48	01:38:54	00:17:00	01:39:20	00:12:58	12:19:15	12:18:23
150	298	99,333	0,680	0,043	01:38:26	00:14:48	01:38:19	00:13:18	01:38:33	00:16:51	12:19:10	12:17:03
75	149	99,333	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR	ERROR

Tabel 10.13: Attenuatie en faseverschuiving bij S12 te Oostende voor een versnelde meting

De divers die gebruikt worden bevatten een beperkt aantal geheugenplaatsen en wanneer deze vol zijn moet de data overgeplaatst worden zodat de diver opnieuw genoeg geheugenplaatsen vrij heeft. Bij de versnelde meting gebeurt dit vijftien maal sneller ten opzichte van de onversnelde metingen, wat het zeer arbeidsintensief maakt.

Hoe groter de frequentie is hoe meer gegevens er voorradig zijn voor een gelijke meetperiode. Figuur (10.12) toont aan dat het verloop van maxima naar minima naar het minima toe zeer traag verloopt. Het is zo dat bij de niet versnelde metingen de richtingafgeleide daar reeds nul wordt gedurende een bepaalde tijd. Voor de versnelde meting zal de richtingafgeleide daar ook nul worden, echter voor een langere tijd nu. Qua bepaling van de minimale waarde heeft de meetfrequentie indien voldoende groot geen invloed op de gevonden minimale druk. Het interpoleren zal echter gebeuren in een juist tijdsinterval en de gevonden faseverschuiving zal nauwkeuriger zijn. In dit opzicht zal de meetnauwkeurigheid van de diver een grotere invloed hebben dan de meetfrequentie.

Het bereiken van de maximale waterhoogte gebeurt daarentegen sneller. Hier biedt een hoge meetfrequentie voordelen. Reeks Π'_1 geeft de verzameling van punten die voldoende kans hebben om een maxima te zijn bij een versnelde meting. Reeks Π'_2 geeft de verzameling van punten die aan exact dezelfde kansvoorwaarde voldoen bij de niet versnelde meting.

$$\Pi'_1(t) = [123, 124, 125, 126, 127, 128, 127, 126, 125, 124, 123] \quad (10.17)$$

$$\Pi'_2(t) = [123, 126, 127, 124] \quad (10.18)$$

Zoals blijkt uit Π'_1 wordt hier een maxima opgemeten dat niet opgemeten werd tijdens de onversnelde meting, Π'_2 . Ook vanuit dit oogpunt verdient het de aanbeveling om te kiezen voor een hoge meetfrequentie. Algemeen geldt dat wanneer de meetfrequentie voldoet voor een juiste berekening van de maxima dat dan zeker voldaan wordt aan deze van de minima.

Metten met een hoge meetfrequentie heeft dus voor en nadelen.

Hoofdstuk 11

Besluiten

Algemeen

De vooropgestelde doelstellingen zoals vermeld in de methodologie (hoofdstuk 2) zijn behaald:

- Er werd een literatuurstudie gemaakt die de belangrijkste begrippen uitklaart en enkele rekenmodellen, zowel stationair als niet stationair, worden verduidelijkt. (hoofdstukken 2, 4, 5 en 9)
- De attenuatie en faseverschuiving werden in relatie gebracht met de randvoorwaarden, dit aan de hand van een parameteranalyse.
- De attenuatie en faseverschuiving werden in relatie gebracht met de statistische standaardafwijking.
- De drie dijkmeetpunten zoals afgebakend in hoofdstuk 7 werden verwerkt en geanalyseerd.
- De invloed van de frequentie waarmee de waterstanden geregistreerd worden werd (kort) besproken.

Bijkomend werd:

- De opbouw van de periode van het dijkwater besproken.
- Een algoritme geschreven dat de attenuatie en faseverschuiving automatisch berekend

- Voor meeste dijkmetingen in 2007 de attenuatie en faseverschuiving berekend. Dit resulteerde in bijkomende gegevens wat de besluitvorming extra bekrachtigd.
- Er werd formule opgesteld die de relatie tussen de attenuatie en de gemiddelde snelheid in verticale richting aangeeft.

Besluiten bij de attenuatie

- De attenuatie neemt toe naarmate de afstand tussen de zee en het dijklichaam groter wordt.
- Tussen de doorlaatbaarheidcoëfficiënt en de attenuatie bestaat een omgekeerd verband.
- Wanneer ΔH klein is dan is \bar{A} algemeen ook klein.
- Tussen β en \bar{A} kon geen verband gevonden worden.
- Een goed uitgevoerde meting is unimodaal verdeeld.
- Hoe groter de attenuatie hoe kleiner de gemiddelde spreiding rondom dit gemiddelde.
- Hoe dieper de eerste kleilaag zich onder het maaiveld bevindt, hoe kleiner \bar{A}
- Tussen \bar{A} en $\bar{\delta}$ bestaat een verband: $\bar{A} = -0,1524\bar{\delta} + 0,1569$

Besluiten bij de faseverschuiving

- Hoe groter de doorlaatbaarheidcoëfficiënt hoe kleiner de faseverschuiving is.
- Over de invloed van de afstand tussen de zee en het dijklichaam kunnen geen besluiten genomen worden.
- Naarmate de faseverschuiving groter wordt zal ook de gemiddelde spreiding rondom groter worden.
- $\bar{\Phi}_m$ is groter dan $\bar{\Phi}_M$.
- Hoe kleiner $\Delta\Phi$ is hoe kleiner $\bar{\Phi}$ zal zijn
- ΔH neemt toe wanneer $\bar{\Phi}$ toeneemt

Parameters die inwerken op β

- Hoe groter de doorlaatbaarheidcoëfficiënt hoe kleiner β is.
- Over de invloed van de afstand tussen de zee en het dijklichaam kunnen geen besluiten genomen worden.

Invloed van de meetfrequentie

- Wanneer de frequentie voldoet om de maxima op te meten voldoet deze zeker om de minima precies genoeg op te meten.
- Een goede meetfrequentie is deze waarbij een evenwicht gevonden wordt tussen arbeid en meetprecisie.

Hoofdstuk 12

Verder Onderzoek?

12.1 Software Analyse

Een interessante vraag is deze hoe de software de realiteit benadert en hoe deze gekalibreerd kan worden.

Het 'technisch rapport waterspanningen bij dijken'[30] geeft een lijst met bestaande software die relevant kan zijn bij deze studie:

- **WATEX:** Deze software is ontworpen door GeoDelft en kan cyclische of willekeurige waterstandvariaties berekenen. De software werkt slechts in twee dimensies. Daarenboven worden heel wat aannames gedaan in verband met de stromingsrichting.
- **MSEEP:** Dit software pakket werd ontwikkeld door GeoDelft. Deze software simuleert twee dimensionale, zowel stationaire als niet-stationaire stroming. De beperking aan dit software pakket is dat er gerekend wordt met volledig verzadigde grond.
- **SEEP/W:** Deze Canadese software, ontwikkeld door GEO-SLOPE International Ltd simuleert ook twee dimensionale stationaire en tijdsafhankelijke stromingen. De beperking die MSEEP had is hier niet aanwezig en er kan gerekend worden met zowel verzadigde als onverzadigde gronden.
- **PLAXIS:** Ontwikkeld door de Technische Universiteit Delft en later door PLAXIS BV. In wezen kan PLAXIS alles wat SEEP/W kan maar is het iets gebruiksonvriendelijker.

- **MicroFEM (Microcomputer Finite Element Method):** Deze algoritmes werden geschreven door C.J Hemker en R.G. de Boer. In tegenstelling tot alle bovenstaande is deze software enkel toepasbaar voor stationaire grondwaterstrominganalyses.
- **SEEP2D:** SEEP2D biedt de mogelijkheid om grondwaterstromingen te modelleren, zowel stationair als tijdsafhankelijk. Er is ook de mogelijkheid om putten en drains te voorzien. Deze software werd ontwikkeld door het United States Army Engineer Waterways Station.
- **MODFLOW:** Dit door de United States Geological Survey ontwikkelde softwarepakket is een 3D-stromingsmodel. Zowel stationaire als niet-stationaire grondwaterstromingen kunnen berekend worden. Hierbij kan nog eens rekening gehouden worden met neerslag, verdamping, putten, berging, etc.
- **TRIWACO:** Ontwikkeld door Royal Haskoning biedt deze software de mogelijkheid om te werken met variabele dichtheid van het water. Er kan gerekend worden in verzadigde en onverzadigde zone en dit in 3D

12.2 Studie van de invloed van de dijkgoniometrie op de faseverschuiving en attenuatie

De verzamelde data over de dijkgoniometrie is sterk verouderd. Veelal werden de dijken gebouwd vóór 1900. Aan bepaalde dijken zijn ondertussen al heel wat aanpassingen gemaakt. Ook werd het voorland veelal aangepast. Zo wordt te Oostende regelmatig zand opgespoten en werd onlangs een houten constructie bijgebouwd, dewelke opgevuld werd met zand.

Wanneer de recente getijdenreeksen in relatie met de oorspronkelijke dijkgoniometrie zou gebracht worden, dan geeft dit geen realistisch beeld van de waterspanningsverdeling in de dijk en ondergrond. Allereerst zou er dus een historische reconstructie van alle werkzaamheden moeten gemaakt worden. Via deze weg zou de hedendaagse geometrie gekend zijn en kan een verantwoorde analyse gemaakt worden.

12.3 Spectraalanalyse

In een spectraalanalyse wordt het tijdsdomein verlaten en wordt de data geanalyseerd ten opzichte van het frequentiedomein. Deze studie benadert de gegevens vanuit een andere invalshoek.

12.4 Invloed neerslag en stormopzet

In 7.2 werd aangetoond dat neerslag zeker een invloed heeft op de dijkwaterstanden. De invloed hiervan werd hier echter buiten beschouwing gelaten.

Storm op zee brengt extreme waterstanden op zee met zich mee. Wanneer de storm gaat liggen daalt het zeewater zeer snel, wat een kritieke waterspanning in het dijklichaam introduceert. De invloed hiervan op het dijklichaam kan verder onderzocht worden.

Bijlage A

Grondopbouw S12, S17 en S21

De volgende bladzijden geven een overzicht van de grondopbouw voor S12, S17 en S21. Voor elk meetpunt langsheen de kust werd een grondonderzoek uitgevoerd. Het opstellen hiervan gebeurt aan de hand van sonderingen en boringen die dan samen bijgevoegde tabellen geven.

De grondopbouw voor de andere meetpunten is niet opgenomen in dit verslag maar werd weggeschreven op een Cd-rom die bij dit masterschrift hoort.

Project: Dienst der Kust 16EH/03/42

Project nr: 203.590

Hoogte maaiveld T.A.W.: +10,12

Boorplaats: Oostende

Boring nr: S12

Datum: 16/02/05

Ongeroerd Monster	Grondwater (m-Mv)	Peilbuisconstructie	diepte (m-Mv)	profiel	beschrijving grondsoort	grens (m-Mv)	geologische en/of organoleptische waarnemingen
			0		tegel, geel,	0.05	
					beton, grijs,	0.48	
			1		fijn zand, veel baksteenhoudend, grijsrood, droog,	1.00	
					fijn zand, veel baksteenhoudend, grijsrood, droog,	1.50	
			2		fijn zand, grijsbruin, droog,	2.00	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	2.50	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	3.00	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	3.50	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	4.00	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	4.50	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	5.00	
					fijn zand, grijsbruin, droog,	5.50	
			6		fijn zand, grijsbruin, verzadigd,	6.00	
					schelpgruis, fijn zandhoudend, roodbruin, verzadigd,	6.35	
					fijn zand, schelpgruis, grijs, verzadigd,	6.50	
			7		schelpgruis, fijn zandhoudend, roodbruin/grijs, verzadigd,	7.00	
					schelpgruis, fijn zandhoudend, roodbruin/grijs, verzadigd,	7.50	
			8		fijn zand, schelpgruis, bruingrijs, verzadigd,	8.00	
					fijn zand, weinig schelpgruis, bruingrijs, verzadigd,	8.50	
			9		fijn zand, weinig schelpgruis, weinig kleibrokjesgrijsgroen, verzadigd,	9.00	
					fijn zand, weinig schelpgruis, weinig kleibrokjesgrijsgroen, verzadigd,	9.50	
			10			10.00	

Project: Dienst der Kust 16EH/03/42

Project nr: 203.590

Hoogte maaiveld T.A.W.: +10,12

Boorplaats: Oostende

Boring nr: S12

Datum: 16/02/05

Ongeroerd Monster	Grondwater (m-Mv)	Peilbuisconstructie	diepte (m-Mv)	profiel	beschrijving grondsoort	grens (m-Mv)	geologische en/of organoleptische waarnemingen
			10		fijn zand , weinig schelpgruis, veel kleibrokjes, grijsgroen, verzadigd,		
			10.50		fijn zand , kleilenzen, grijsgroen, verzadigd,	10.50	
			11		fijn zand , kleilenzen, grijsgroen, verzadigd,	11.00	
			11.50		fijn zand , kleihoudend, grijsgroen, verzadigd,	11.50	
			12		fijn zand , kleihoudend, grijsgroen, verzadigd,	12.00	
			12.50		fijn zand , kleihoudend, grijsgroen, verzadigd,	12.50	
			13		fijn zand , kleihoudend, grijsgroen, verzadigd,	13.00	
			13.50		fijn zand , sterk kleihoudend+ kleilenzen, grijsgroen, verzadigd,	13.50	
			14		fijn zand , weinig kleihoudend, weinig veenhoudend, grijsgroen, verzadigd,	14.00	
			14.50		fijn zand , weinig kleihoudend, veel veen, grijsbruin, verzadigd,	14.50	
			15		fijn zand , kleihoudend, weinig veenhoudend, grijsgroen, verzadigd,	15.00	
			15.50		fijn zand , kleihoudend, weinig veenhoudend, grijsgroen, verzadigd,	15.50	
			16		middelmatig tot fijn zand , weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	16.00	
			16.50		middelmatig tot fijn zand , weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	16.50	
			17		fijn zand , zeer weinig kleihoudend, zeer weinig veen, grijs, verzadigd,	17.00	
			17.50		fijn zand , zeer weinig kleihoudend, zeer weinig veen, grijs, verzadigd,	17.50	
			18			18.00	
			19				
			20				

Project: Dienst der Kust 16EH/03/42

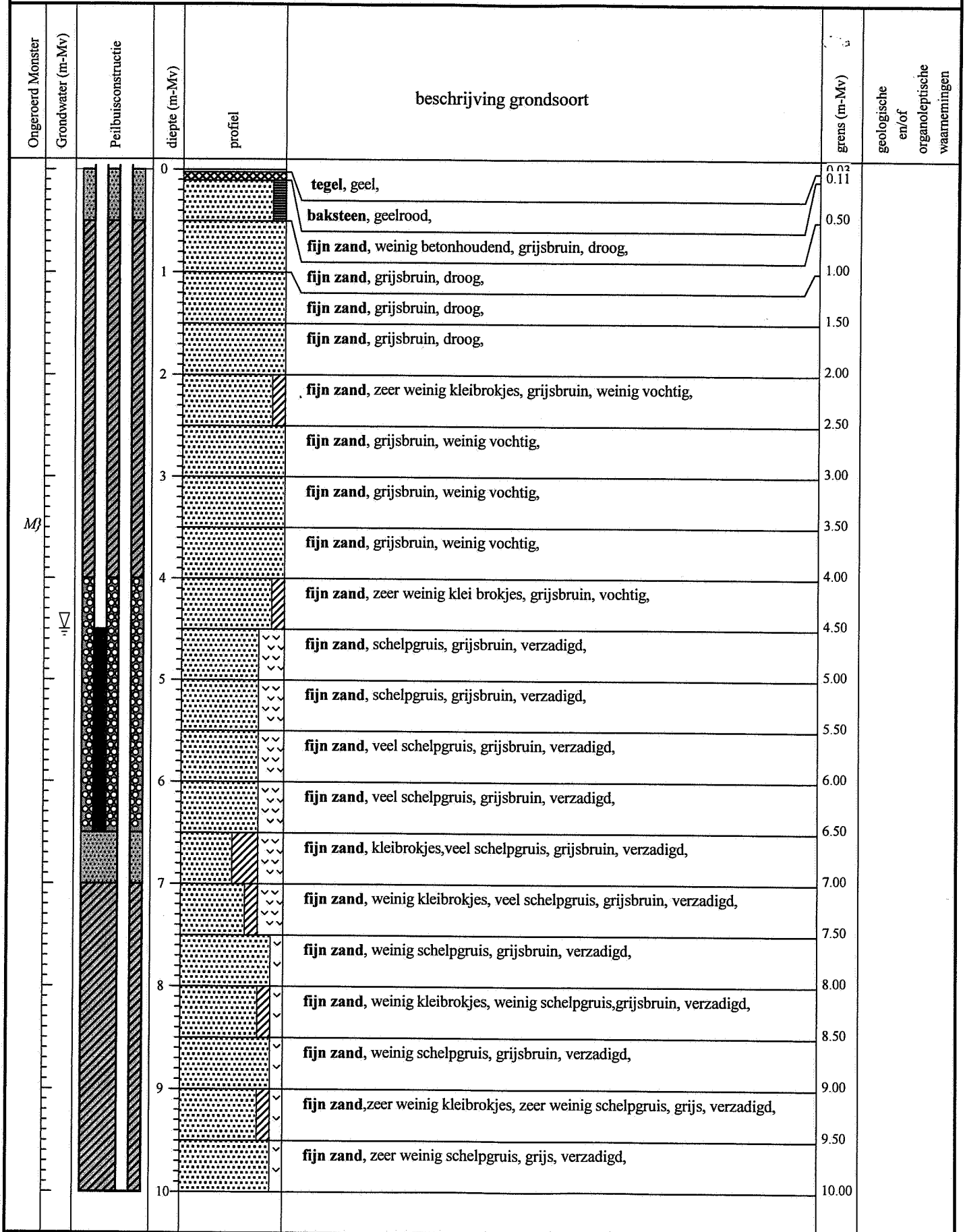
Project nr: 203.590

Hoogte maaiveld T.A. W.: +8,61

Boorplaats: Oostende

Boring nr: S17

Datum: 18/02/05



Project: Dienst der Kust 16EH/03/42

Project nr: 203.590

Hoogte maaiveld T.A.W.: + 8,61

Boorplaats: Oostende

Boring nr: S17

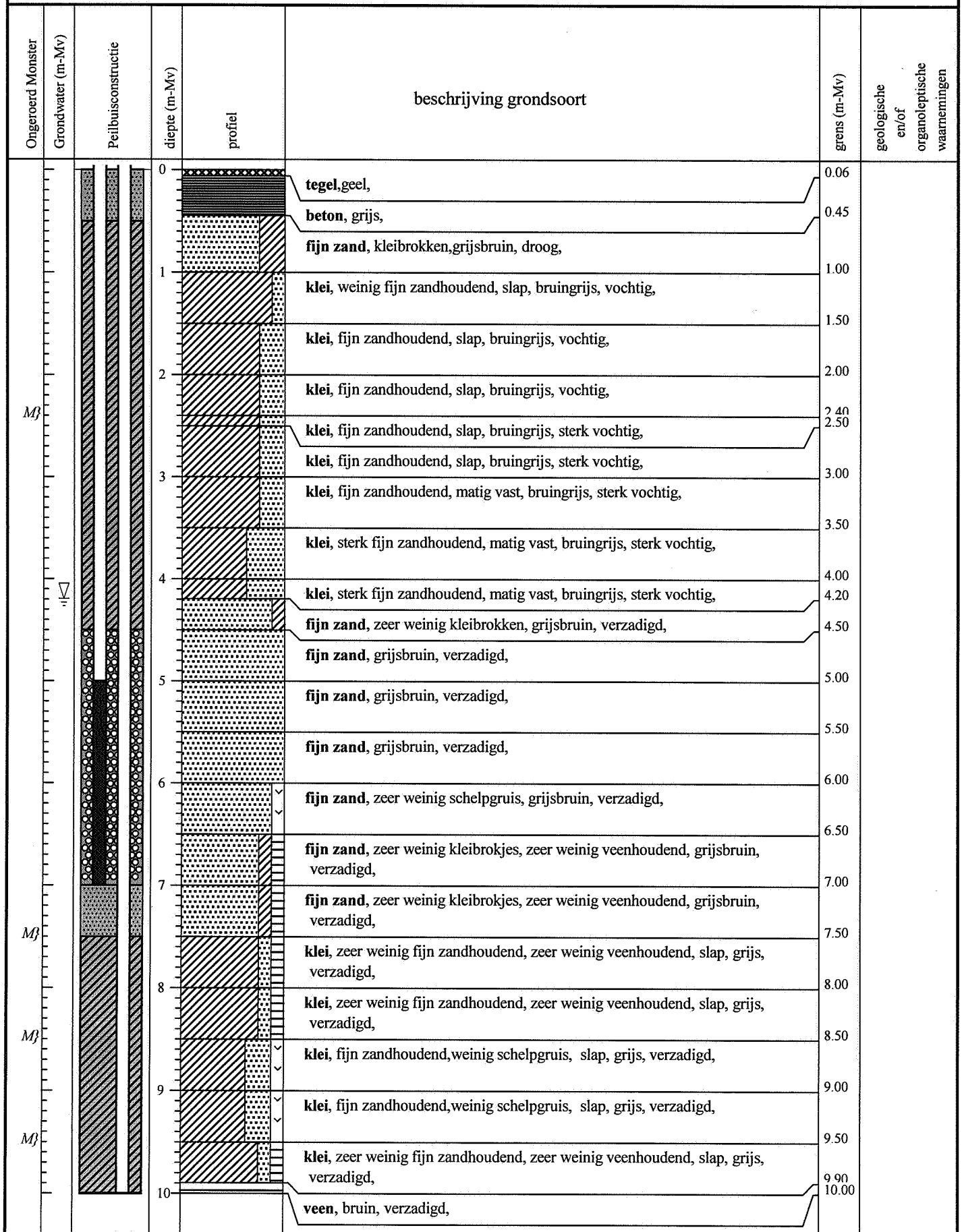
Datum: 18/02/05

Ongeroerd Monster	Grondwater (m-Mv)	Peilbuisconstructie	diepte (m-Mv)	profiel	beschrijving grondsoort	grens (m-Mv)	geologische en/of organoleptische waarnemingen
			10		fijn zand, kleibrokjes, zeer weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,		
			10.50		fijn zand, kleibrokjes, zeer weinig schelpgruis, zeer weinig veen, grijs, verzadigd,	10.50	
			11		fijn zand, kleibrokjes, zeer weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	11.00	
M ₃			11.50		fijn zand, weinig kleihoudend, grijs, verzadigd,	11.50	
			12		fijn zand, kleihoudend, grijs, verzadigd,	12.00	
			12.50		fijn zand, kleihoudend, grijs, verzadigd,	12.50	
M ₃			13		fijn zand, weinig kleilenzen, grijs, verzadigd,	13.00	
			13.50		fijn zand, weinig kleilenzen, grijs, verzadigd,	13.50	
M ₃			14		fijn zand, kleilenzen, grijs, verzadigd,	14.00	
			14.50		fijn zand, kleilenzen, grijs, verzadigd,	14.50	
M ₃			15		fijn zand, veel kleilenzen, grijs, verzadigd,	15.03	
			15.50		fijn zand, veel kleilenzen, weinig schelpgruis, grijsgroen, verzadigd,	15.50	
			16		klei, fijn zandhoudend, slap, grijsgroen, verzadigd,	16.00	
			16.50		klei, fijn zandhoudend, slap, grijsgroen, verzadigd,	16.50	
			17		fijn zand, kleilenzen, zeer weinig veenhoudend, schelpgruis, grijsgroen, verzadigd,	17.00	
			17.50		fijn zand, kleilenzen, weinig veenhoudend, weinig schelpgruis, grijsgroen, verzadigd,	17.50	
			18		fijn zand, zeer weinig kleilenzen, zeer weinig veenhoudend, zeer weinig schelpgruis, grijsgroen, verzadigd,	18.00	
			18.50		fijn zand, zeer weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	18.50	
			19		fijn zand, zeer weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	19.00	
			19.50		fijn zand, zeer weinig schelpgruis, grijs, verzadigd,	19.50	
			20			20.00	

Project: Dienst der Kust 16EH/03/42
 Boorplaats: Oostende

Project nr: 203.590
 Boring nr: S21

Hoogte maaiveld T.A.W.: + 9,05
 Datum: 07/03/05



Project: Dienst der Kust 16EH/03/42
 Boorplaats: Oostende

Project nr: 203.590
 Boring nr: S21

Hoogte maaiveld T.A.W.: + 9,05
 Datum: 07/03/05

Ongeroerd Monster	Grondwater (m-Mv)	Peilbuisconstructie	diepte (m-Mv)	profiel	beschrijving grondsoort	grens (m-Mv)	geologische en/of organoleptische waarnemingen
			10		veen, bruin, verzadigd,		
Mβ						10.50	
					fijn zand, zeer weinig kleihoudend, zeer weinig veenhoudend, grijsgroen, verzadigd,	11.00	
			11		fijn zand, veel kleibrokken, zeer weinig veen, grijsgroen, verzadigd,	11.50	
					klei, zeer weinig fijn zandhoudend, schelpen, slap, grijs, verzadigd,	12.00	
			12		klei, zeer weinig fijn zandhoudend, slap, grijs, verzadigd,	12.50	
Mβ						13.00	
					klei, weinig fijn zandhoudend, veenhoudend, zeer weinig schelpen, matig vast, grijsbruin, verzadigd,	13.50	
			13		klei, weinig fijn zandhoudend, veenhoudend, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	14.00	
					klei, weinig fijn zandhoudend, zandlaagjes, zeer weinig schelpen, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	14.50	
			14		klei, weinig fijn zandhoudend, zandlaagjes, zeer weinig schelpen, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	15.00	
					klei, zeer weinig fijn zandhoudend, plastisch, grijsgroen, verzadigd,	15.50	
			15		klei, zeer weinig fijn zandhoudend, plastisch, grijsgroen, verzadigd,	16.00	
Mβ						16.50	
					klei, zeer weinig fijn zandhoudend, plastisch, grijsgroen, verzadigd,	17.00	
			16		veen, kleihoudend, bruin, verzadigd,	17.50	
					fijn zand, weinig kleihoudend, grijsgroen, verzadigd,	18.00	
					fijn zand, zeer weinig kleihoudend, zeer weinig kleibrokken, grijs, verzadigd,	18.50	
			17		fijn zand, zeer weinig kleihoudend, grijs, verzadigd,	19.00	
					fijn zand, zeer weinig kleihoudend, grijs, verzadigd,	19.50	
			18		fijn zand, zeer weinig kleihoudend, veenlaagje, grijsbruin, verzadigd,	20.00	
					fijn zand, weinig kleihoudend, zeer weinig veenhoudend, grijsbruin, verzadigd,		
			19		fijn zand, sterk kleihoudend, veenhoudend, bruin, verzadigd,		
					fijn zand, zeer weinig kleihoudend, grijs, verzadigd,		
			20				

Project: Dienst der Kust 16EH/03/42
 Boorplaats: Oostende

Project nr: 203.590
 Boring nr: S21

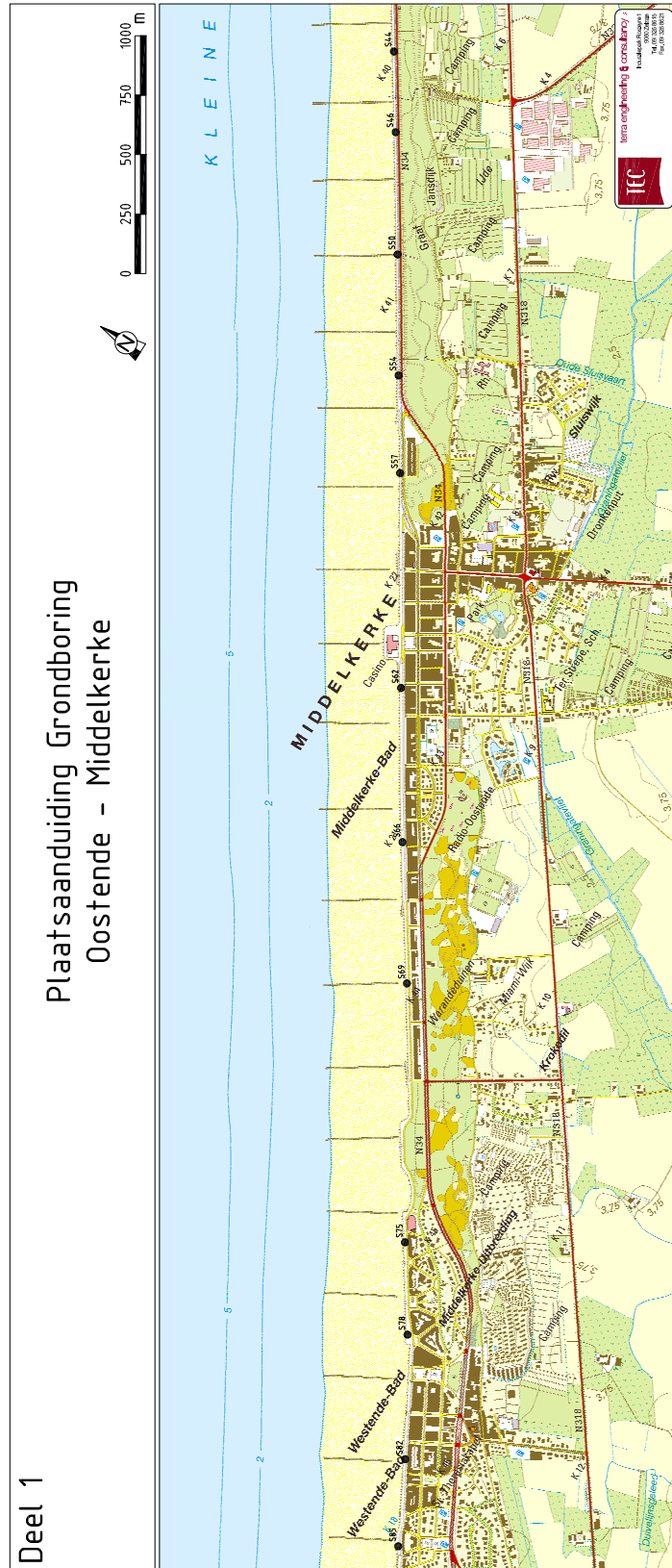
Hoogte maaiveld T.A.W.: + 9,05
 Datum: 07/03/05

Ongeroerd Monster	Grondwater (m-Mv)	Peilbuisconstructie	diepte (m-Mv)	profiel	beschrijving grondsoort	grens (m-Mv)	geologische en/of organoleptische waarnemingen
Mj			20		fijn zand , zeer weinig kleihoudend, zeer weinig veenhoudend, grijs, verzadigd,	20.50	
					fijn zand , weinig kleihoudend, grijs, verzadigd,	21.00	
			21		grof zand , kleihoudend, grijszwart, verzadigd,	21.50	
					fijn zand , zeer sterk kleihoudend, grijs, verzadigd,	22.00	
			22		fijn zand , zeer sterk kleihoudend, grijs, verzadigd,	22.50	
					klei , zeer weinig fijn zandhoudend, plastisch, grijs, verzadigd,	23.00	
			23		klei , zeer weinig fijn zandhoudend, veenhoudend, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	23.50	
					klei , zeer weinig fijn zandhoudend, veenhoudend, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	24.00	
			24		klei , zeer weinig fijn zandhoudend, veenhoudend, plastisch, grijsbruin, verzadigd,	24.50	
					fijn zand , kleilaagje, veenhoudend, grijsbruin, verzadigd,	25.00	
			25				
			26				
			27				
			28				
			29				
			30				

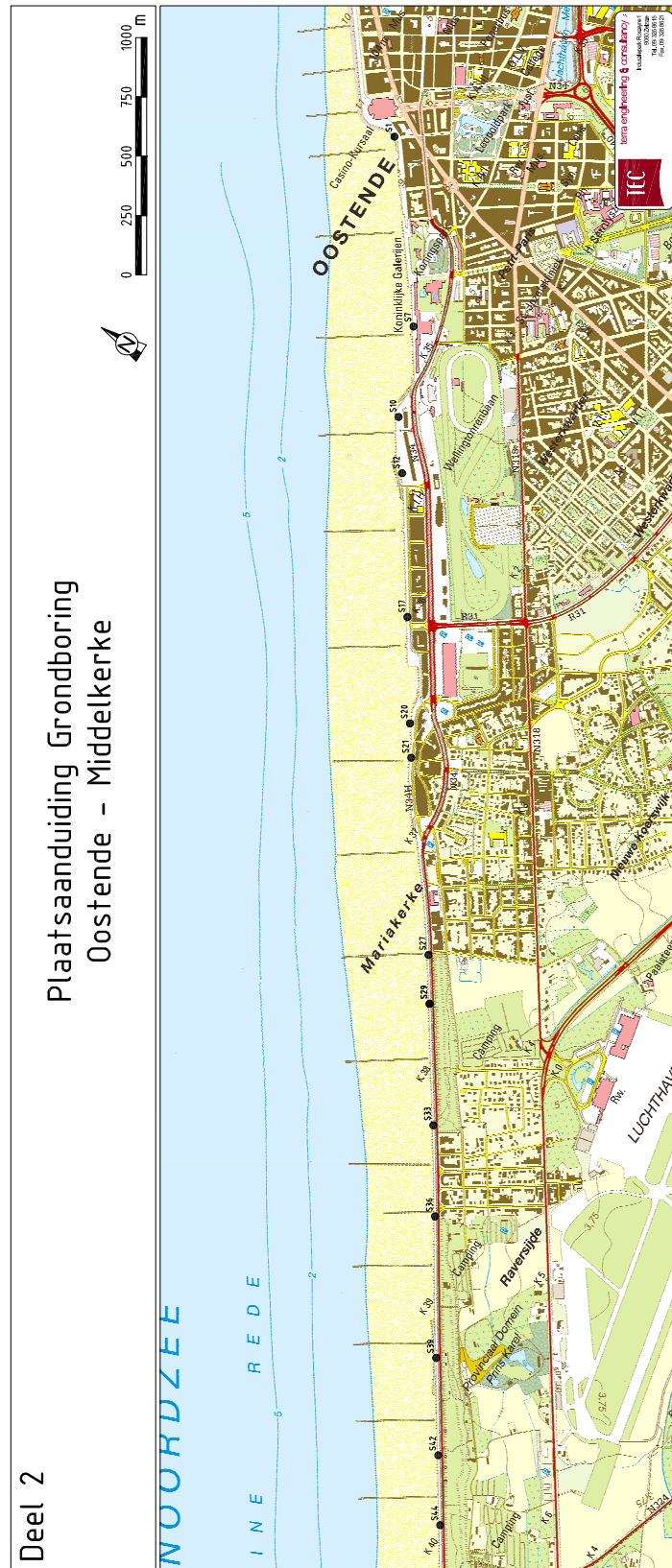
Bijlage B

Dijkmeetstations te Oostende

Onderstaand wordt grafisch weergegeven waar de meetpunten te Westende, Middelkerke, Raversijde en Oostende liggen. Voor de andere meetpunten wordt opnieuw verwezen naar de bijgevoegde Cd-rom.



Figuur B.1: Meetpunten langsheen de Belgische dijken: Deel 1



Figuur B.2: Meetpunten langsheen de Belgische dijken: Deel 2

Bijlage C

Dwarsprofielen *S12*, *S17* en *S21*

Hieronder worden de dijkdwarsdoorsneden voor *S12*, *S17* en *S21* alsook het lengteprofiel ter hoogte van deze voorgaande punten weergegeven.

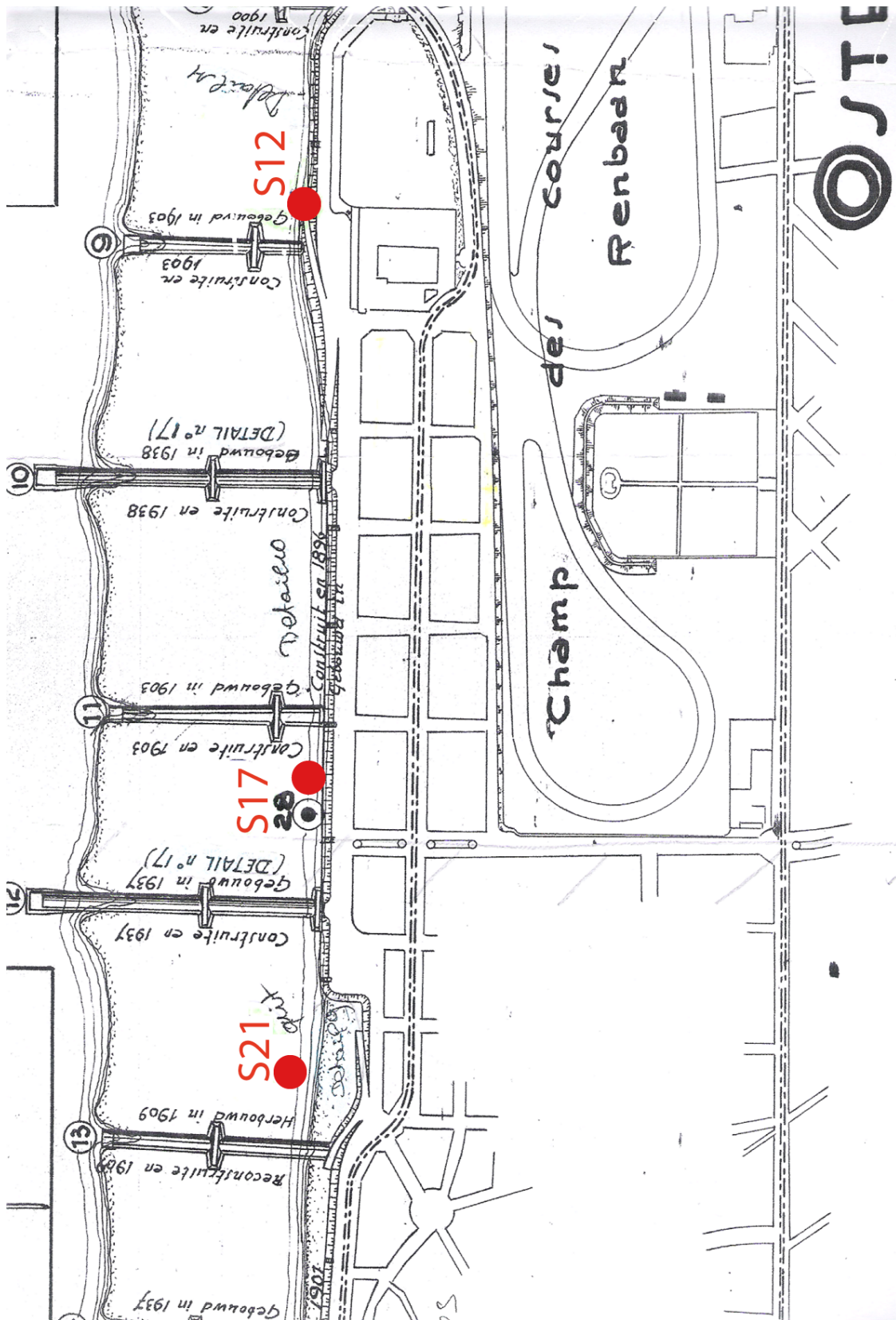
Figuur (C.1) geeft het lengteprofiel van de kustwering waar de meetpunten *S12*, *S17* en *S21* zich bevinden. De metingen gebeuren in het dijklichaam en niet op de exacte plaats van de rode bol.

Figuren (C.2), (C.3) en (C.4) geven tot slot de opbouw van het dwarsprofiel weer. Althans zoals deze oorspronkelijk gebouwd werden. De gekleurde zone aan zeezijde geeft de maximale waterstand op zee weer voor de periode 2/02/2007 0:00 tot 3/10/2007 23:55. De minimale waterstand werd niet genoteerd omdat deze negatieve waarden aanneemt en buiten het bereik van de figuur zou vallen. Diezelfde drie figuren geven in het dijklichaam ook de zone weer waarin het water zich beweegt. Deze zone is enkel geldig ter hoogte van het meetpunt dat opnieuw buiten het bereik van de figuur ligt.

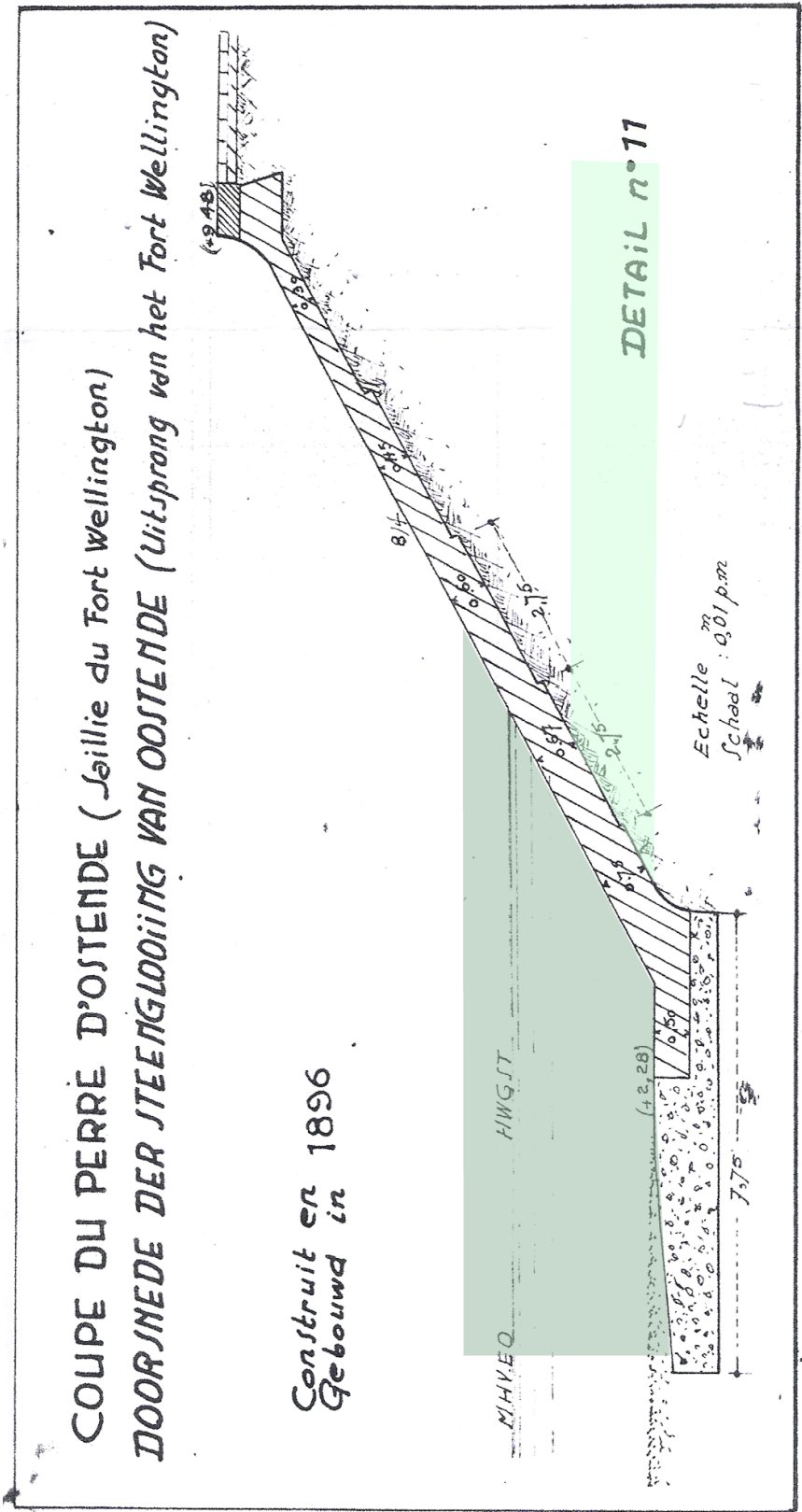
Tabel (C.1) geeft de uiterste waterstanden voor de drie beschouwde meetpunten.

	H_{Md} [m TAW]	H_{md} [m TAW]
S12	3,05	5,08
S17	4,73	2,48
S21	3,76	2,41

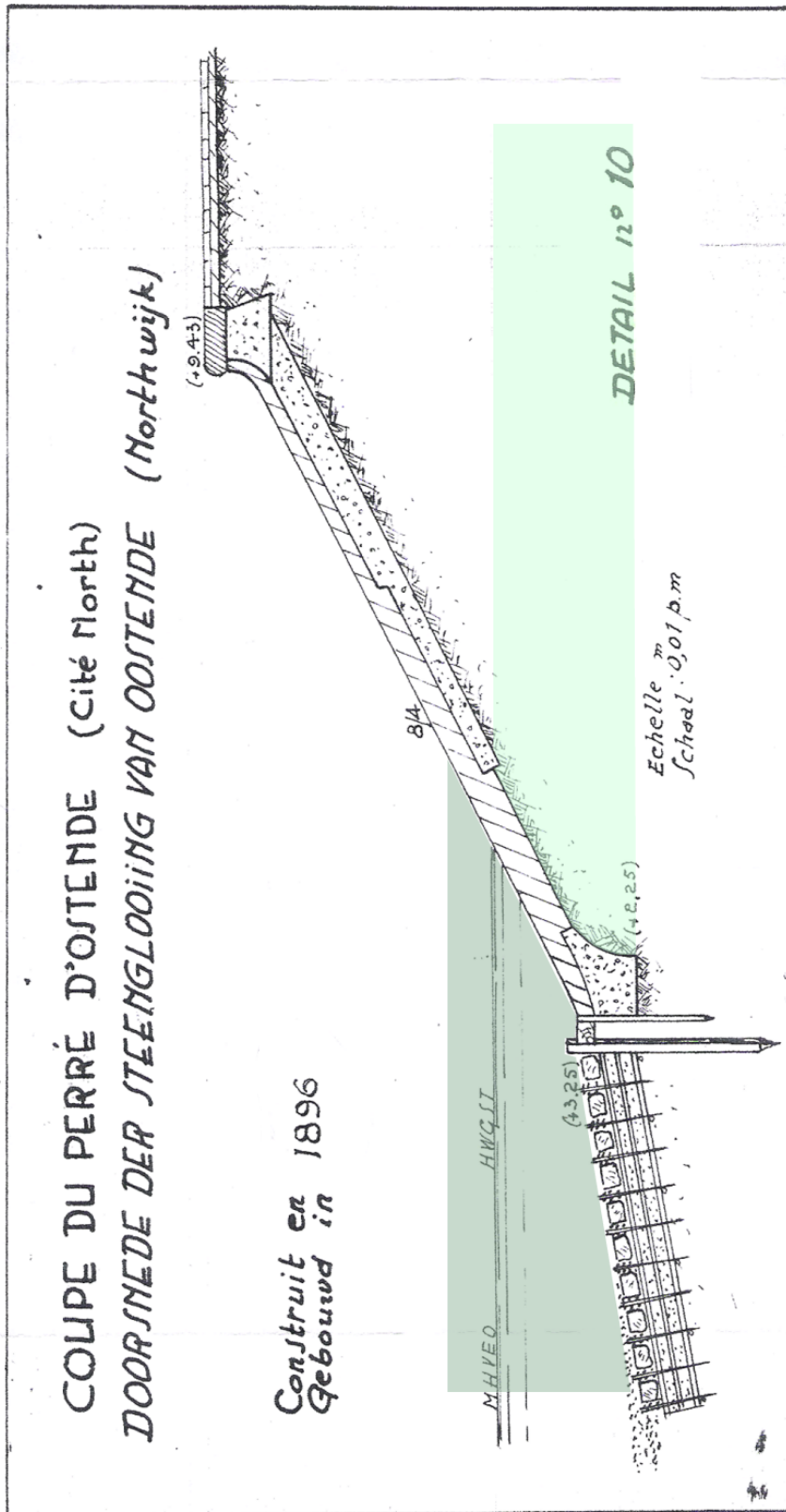
Tabel C.1: Uiterste waterstanden op zee en in het dijklichaam



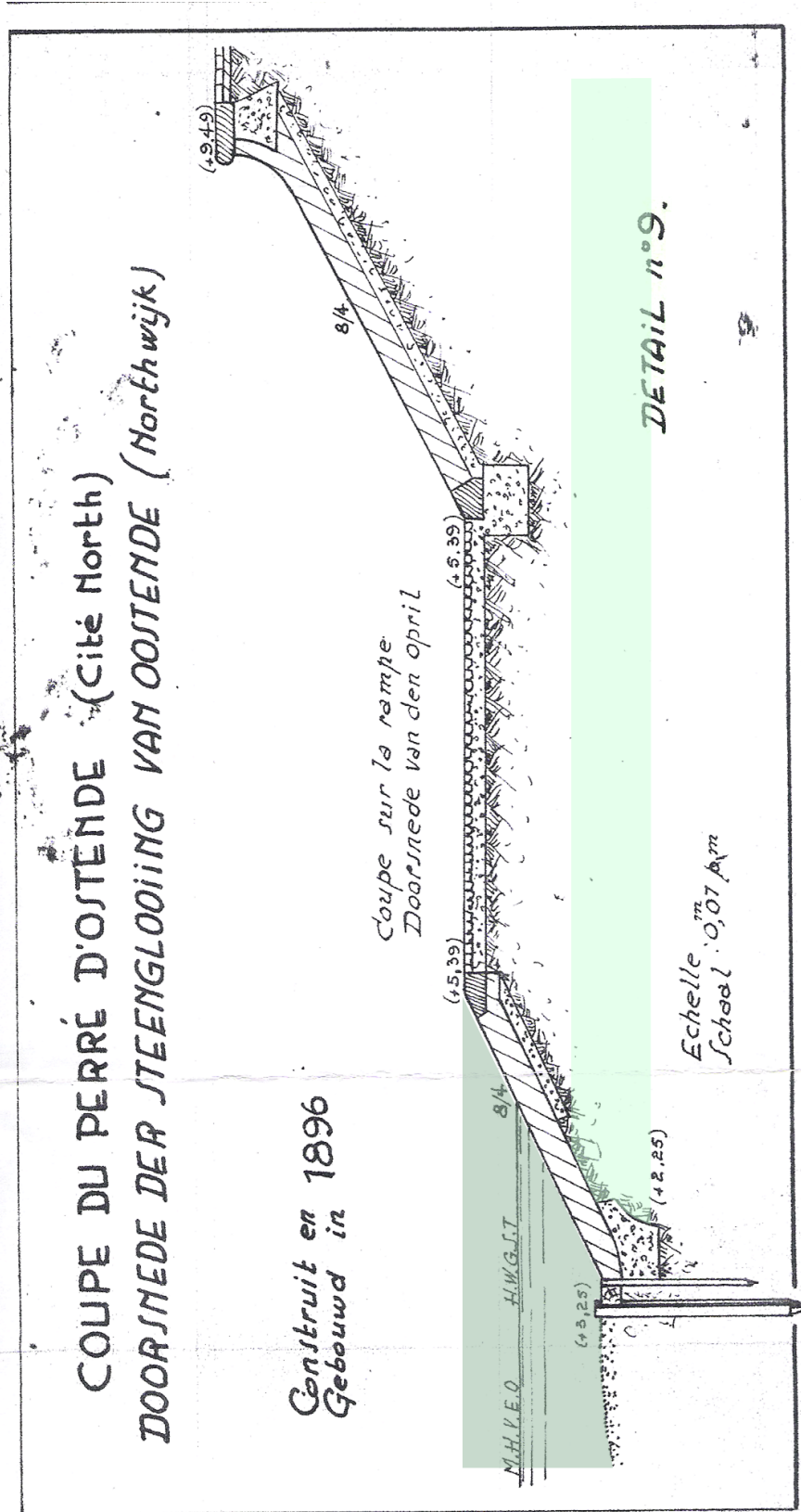
Figuur C.1: Langsprofiel Vlaamse kust terhoogte van S12, S17 en S21



Figuur C.2: Dijkdwarsdoorsnede S12, Oostende



Figuur C.3: Dijkdwarsdoorsnede S17, Oostende

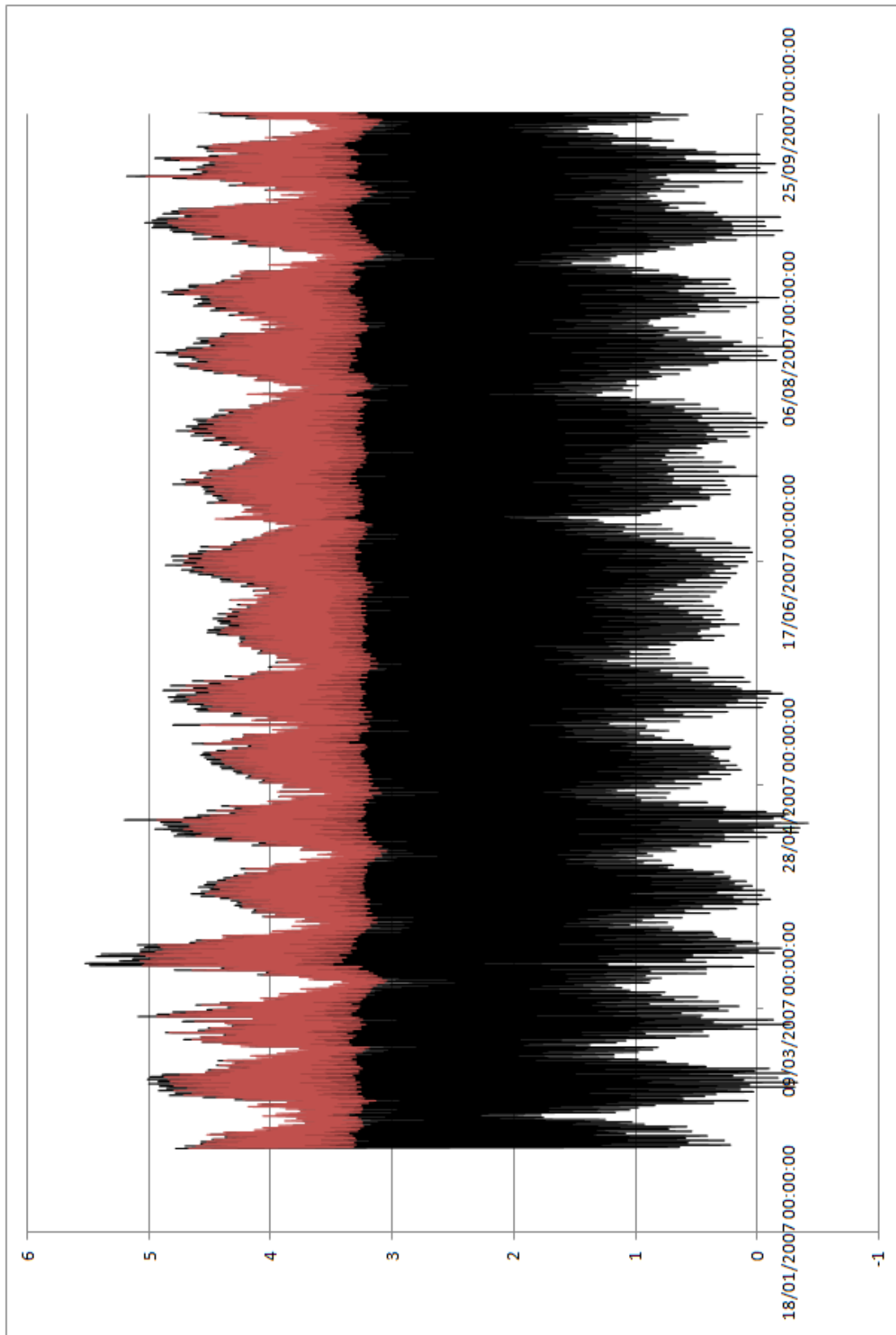


Figuur C.4: Dijkdwarsdoorsnede S21, Oostende

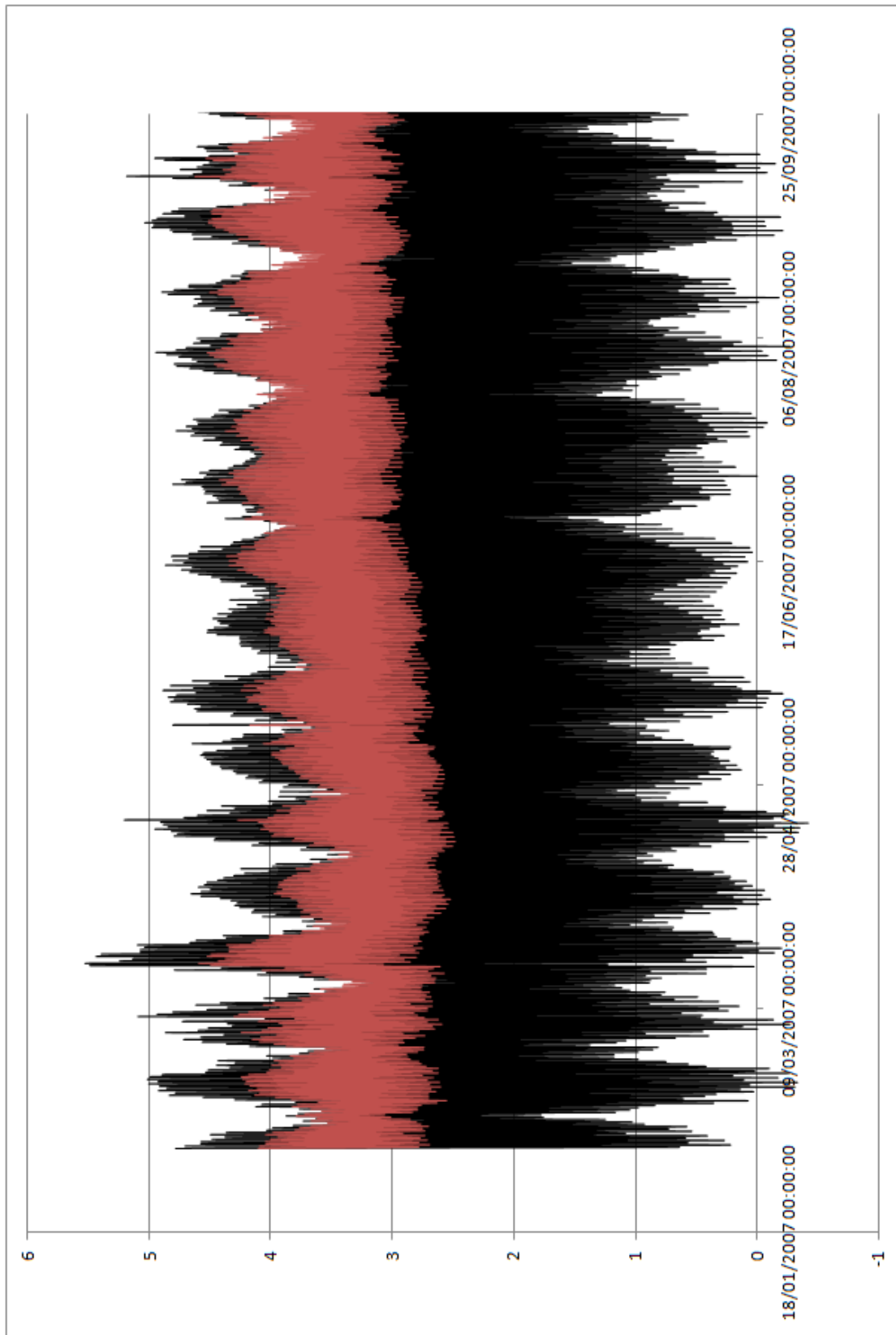
Bijlage D

Waterstandvariaties op zee en in het dijklichaam

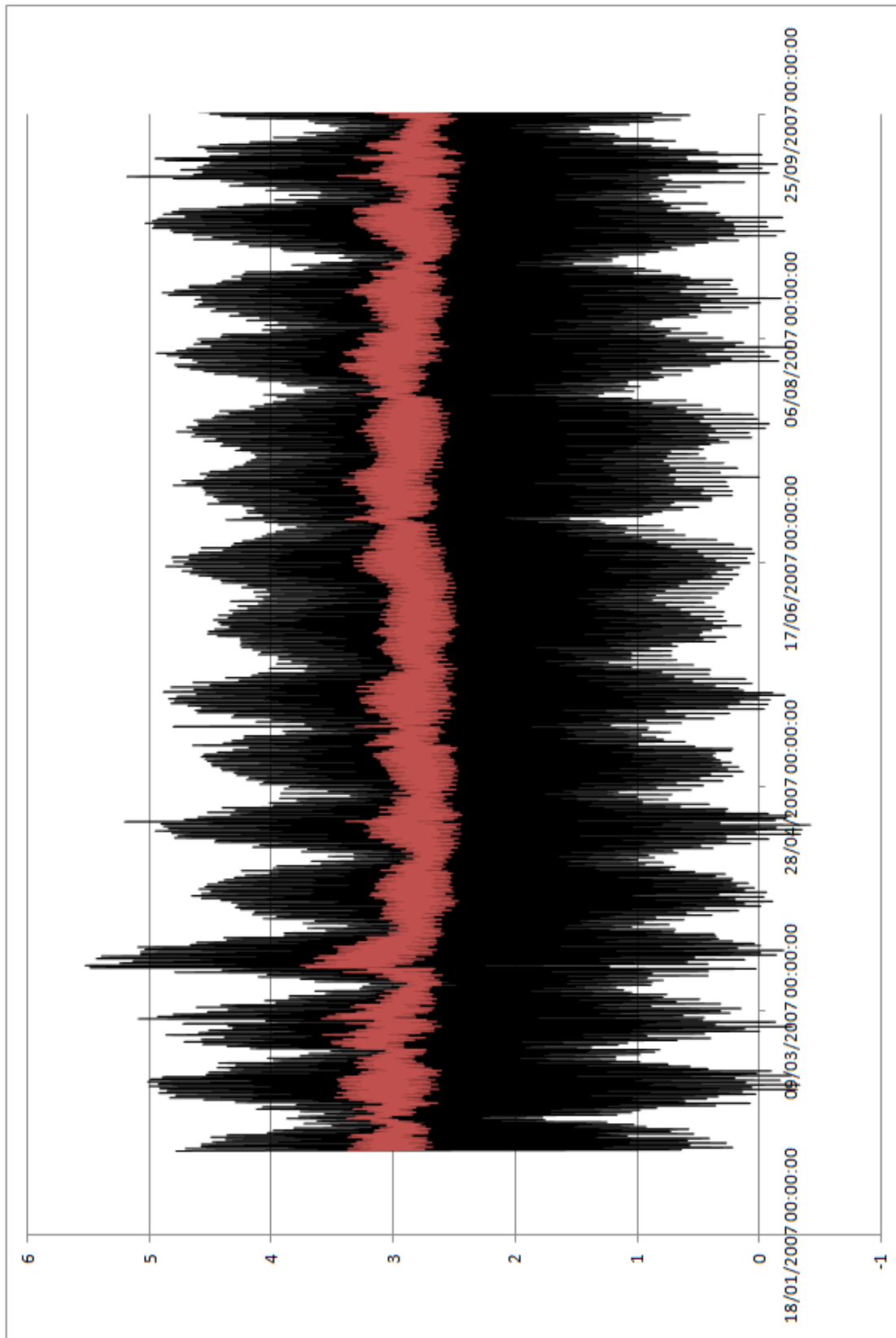
De hieronder volgende figuren geven de waterstandvariatie weer op zee en in de dijk. Dit voor de periode 2/02/2007 0:00 tot 3/10/2007 23:55. Beide reeksen werden opzettelijk verwerkt in één figuur omdat dit een idee geeft van de demping. Deze figuren geven daarenboven ook dijkdwarsdoorsneden weer zoals deze oorspronkelijk gebouwd werden.



Figuur D.1: Zee- en dijkwaterstandvariatiies voor S12, te Oostende



Figuur D.2: Zee- en dijkwaterstandvariaties voor S17, te Oostende



Figuur D.3: Zee- en dijkwaterstandvariaties voor S21, te Oostende

Bibliografie

- [1] Anoniem (2007). Plaxflow scientific manual, version 1.4. <http://www.plaxis.com/upload/productmanuals/>.
- [2] Anoniem (2008a). Bedreigingen en faalmechanismen. <http://www.tawinfo.nl/html/menu3/content.asp?DocumentID=4>.
- [3] Anoniem (2008b). Comrisk. <http://comrisk.hosted-by-kfki.baw.de/index.html>.
- [4] Anoniem (2008c). Diver. <http://www.eijkelkamp.com/Products>.
- [5] Anoniem (2008d). Uitleg over het getij. <http://www.getij.nl/index.cfm?page=uitleg>.
- [6] Anoniem (2008e). Zeeweringen - toetsing. <http://www.zeeweringen.nl/veiligheid/toetsing>.
- [7] Cheyns, J. (2007). *Stabiliteit*. Katholieke hogeschool Brugge Oostende.
- [8] Coene, C. and Kerkhove, K. (1999). *Het opstellen van het net van equipotentiaalijnen en stroomlijnen bij grondwaterstromingen met behulp van de computer*. Katholieke Industriële hogeschool West - Vlaanderen.
- [9] De Rouck, J. (1991). *De stabiliteit van stortsteengolfbrekers (tekstboek)*. PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven.
- [10] De Smedt, F. (2007). Variations of groundwater levels due to tidal effects.
- [11] Eijkelkamp (2006). *Gebruiksaanwijzing*.
- [12] Geukels, B. (2005). probabilistic analysis of inundations and dike failures in flanders. Master's thesis, Vrije Universiteit Brussel.

- [13] Geuze, E. and Abbott, M. B. *Ground Water Movement in a Sand Dyke Subject to Tidal influence.*
- [14] Gryson, J. (2004). *Grondmechanica.* Katholieke hogeschool Brugge Oostende.
- [15] J. L. Sherard, e. a. (1963). *Earth and Earth-Rock Dams.* John Wiley and Sons, Inc.
- [16] J.C Huis in 't Veld, e. a. (1984). *The Closure of Tidal Basins.* Delft University Press.
- [17] Knotters, M. and Bierkens, M. F. P. (1999). *Tijdreeksmodellen voor de grondwaterstand.*
- [18] Leroy, L., Van Damme, J., and Vanden Abeele, L. (2006). *Lab fysica.* Katholieke hogeschool Brugge Oostende.
- [19] Mombalieu, J. Potential flow.
- [20] Notier, I. W. and de Koning, P. (1996). *Hydraulica voor waterbouwkundigen.* Educatieve Partners Nederland.
- [21] Novak, P. (1983). *Developments In Hydraulic Engineering.* Applied Science Publishers Ltd.
- [22] Olsthoorn, T. N. (1996). *Dichtheidsberekeningen met een standaard grondwatermodel.*
- [23] Ramaker, K., Maas, K., van den Akker, K., and Garritsen, T. (1999). *Respons van het water in rivierplassen op een hoogwatergolf in de rivier.*
- [24] Rousseau, R. (2005). *Kansrekening en statistiek.* Katholieke Hogeschool Brugge Oostende.
- [25] Rousseau, R. (2007). *Aanvullingen reële analyse.* Katholieke hogeschool Brugge Oostende.
- [26] Stevenhagen, E. (2008). Stevenhagen - coördinaten transformator.
<http://www.xs4all.nl/estevenh/1/frame/fr0.html>.
- [27] Taylor, C. and Hughes, T. (1981). *Finite Element Programming of the Navier - Stokes Equations.* Pineridge press Swansea.
- [28] Technische adviescommissie voor de waterkeringen (1999a). *Leidraad Zee- en Meerdijken.*

-
- [29] Technische adviescommissie voor de waterkeringen (1999b). *Leidraad Zee- en Meerdijken*.
- [30] Technische adviescommissie voor de waterkeringen (2004). *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken*.
- [31] Vandenbohede, A. and Lebbe, L. (1999). *Monitoring van het grondwater van de slufteer te De Panne*. Universiteit Gent.
- [32] Vanmassenhove, B. and Vanbillemont, D. (2007). *Golfoploop op een conventionele stortsteengolfbreker: invloed van invallende golven versus totale golven*. Katholieke Hogeschool Brugge Oostende.
- [33] Vermeiren, G. (2008). Inleiding tot de hydrogeologie. deel i : Basisprincipes. <http://www.vebvzw.be/module1/uploads/Hydrogeologie.pdf>.

Index

- attenuatie, 71
- bereik, 10
- bergend vermogen, 102
- bimodaal, 12
- Casagrande, 14
- continuïteitsvergelijking, 29
- Darcy, 29
- dempingsfactor, 93
- diver, 5
- eb, 6
- eindige differentiemethode, 42
- eindige elementen methode, 44
- elastische berging, 8
- faseverschuiving, 70
- freatische berging, 8
- frequentiepolygoon, 10
- Gausscurve, 12
- gemiddelde, 11
- gemiddelde periode, 69
- getij, 6
- getijverschuiving, 75
- histogram, 10
- hydrostatische druk, 56
- instromen, 102
- isotroop, 29
- kwel, 25
- Laplace, 44
- Ministerie van Mobiliteit en Openbare Werken
(Dienstverlening en Kust (MDK), Af-
deling Kust (aK), Coastal Division (CD)),
2
- niet stationaire stroming, 9
- onverstelde meting, 49
- parameteranalyse, 95
- parameterstudie, 95
- percentiel, 13
- quasi-stationaire stroming, 9
- radiale intree, 18
- radiale uittree, 18
- standaardafwijking, 12
- stationaire stroming, 9
- uitgestrektheid, 10

uitstromen, 102

unimodaal, 12

variantie, 12

versnelde meetreeksen, 49

vloed, 6

wet van Darcy, 29

