

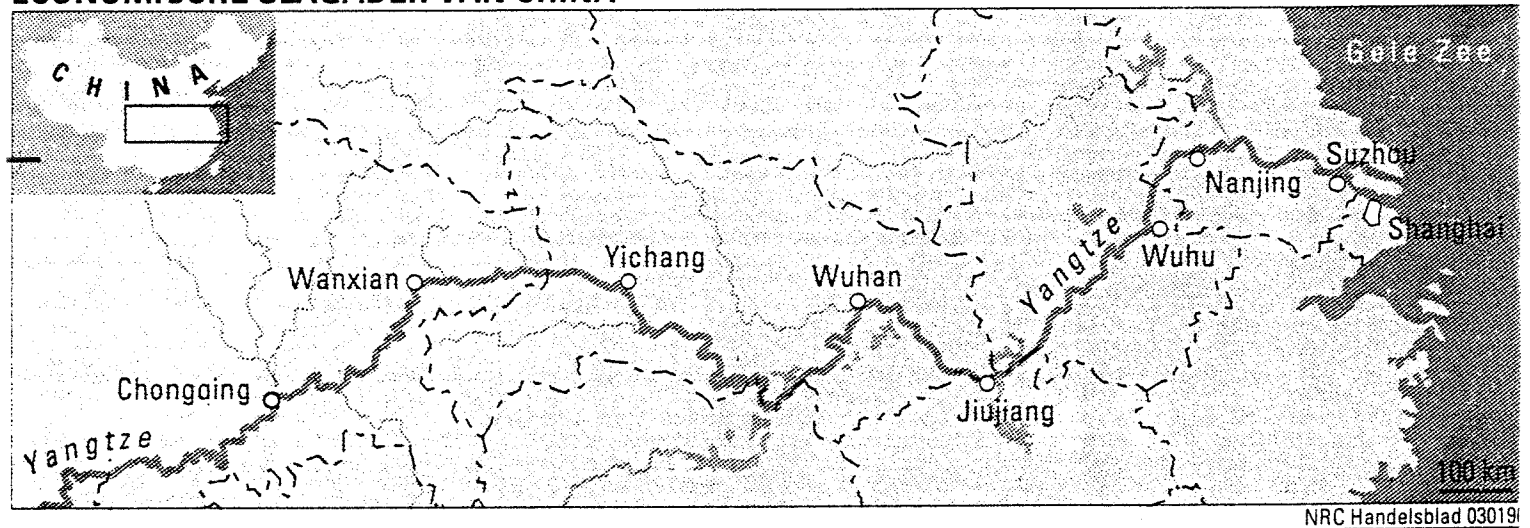
# Verbetering van de toegang tot en Uitbreiding van de haven van Shanghai

maart 1996

Afstudeerverslag van A.P. Boon

Hoofdrapport

## ECONOMISCHE SLAGADER VAN CHINA



# **Verbetering van de toegang tot en Uitbreiding van de haven van Shanghai**

maart 1996

Afstudeerverslag van A.P. Boon

**Student:**

A.P. Boon

**Professor:**

Prof.ir. H. Velsink

**Begeleiders:**

ir. R. Groenveld

ir. C. Verspuy

ir. M. Schreuder (DHV Milieu en Infrastructuur)

**Technische Universiteit Delft**  
Faculteit der Civiele Techniek  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Havens en Scheepvaartwegen

## **Voorwoord**

Dit is het eindrapport van Stijn Boon, geschreven in het kader van een afstudeeropdracht van de Technische Universiteit Delft, faculteit der Civiele Techniek, vakgroep waterbouwkunde, sectie Havens en Scheepvaartwegen. De opdracht was het maken van een ontwerp van het kanaal en een ontwerp van de uitbreiding van de haven van Shanghai langs het kanaal. Hierbij is rekening gehouden met het feit dat Shanghai zich wil gaan ontwikkelen tot een mainport vergelijkbaar met Rotterdam.

Het idee om een kanaal langs de kust aan te leggen als een soort by-pass door de Yangtze delta is afkomstig van het Ingenieursbureau DHV Milieu en Infrastructuur. De studie is deels bij DHV te Amersfoort uitgevoerd naar aanleiding van een eventuele opdracht van de Chinese Overheid.

Dit is het hoofdrapport met daarin het onderzoek en de resultaten, de bijlagen en de appendix zijn in een apart deel bijgevoegd.

Hierbij wil ik mijn begeleiders bedanken voor de prettige samenwerking tijdens mijn afstudeeronderzoek. Ook wil ik DHV Milieu en Infrastructuur bedanken voor het verstrekken van gegevens en rapporten omtrent dit project.

Delft, maart 1996

Stijn Boon

## Samenvatting

De haven van Shanghai is voor zeeschepen bereikbaar via de Yangtze delta. Omdat de Yangtze rivier veel sediment afvoert is de haven van Shanghai alleen toegankelijk voor schepen met een diepgang tot 10 meter. Een oplossing voor dit probleem is om een kanaal langs de kust aan te leggen als een soort by-pass door de Yangtze Delta. De bedoeling is dat schepen met een diepgang tot 12.5 meter via dit kanaal naar de haven van Shanghai varen. Omdat het kanaal beschermd ligt (geen golven en weinig stroming) en er veel ruimte is in dit gebied is het mogelijk om een uitbreiding van de haven van Shanghai langs dit kanaal te realiseren.

Er zijn gegevens aanwezig met betrekking tot wind en stromingen in het gebied. Door een Chinees onderzoeksinstituut (SIDI) en het instituut dat de opdracht uitvoert, Port en Delta Consortium (PDC), zijn getallen bepaald omtrent de hoeveelheid schepen door het kanaal en het aantal goederen dat door deze schepen vervoerd wordt. Deze getallen zijn samen met gegevens van de havendirectie van Shanghai gebruikt als uitgangspunt voor het maken van een goederenprognose voor het jaar 2010. Om te bepalen wat het ontwerpschip is waarvoor het kanaal en de haven geschikt moeten zijn, is er gekeken naar de ontwikkeling in de containerschepen tot het jaar 2010.

Op grond van het scheepsaanbod wordt gekozen voor een tweestrookskanaal. Het ontwerp van het kanaal is voornamelijk gebaseerd op de PIANC normen voor toegangskanalen van april 1995. Er is ook een vergelijking gemaakt met gelijksoortige kanalen in de wereld zoals bijvoorbeeld het Suez kanaal. Uit deze twee benaderingen is een totaal ontwerp van het kanaal gemaakt.

Om te zien hoe het getij, dat aan het begin van het kanaal aanwezig is, zich voortplant in het kanaal is gebruik gemaakt van het computerprogramma DUFLOW. De waarden die uit DufLOW komen worden gecontroleerd door middel van een handberekening. Eerst is een eenvoudig getij indringing probleem uitgewerkt om inzicht te krijgen. Daarna is een gevoeligheidsonderzoek met behulp van de USER INTERFACE TRECOS uitgevoerd om te kijken welke invloed de verschillende parameters in het kanaal op de getijvoortplanting hebben. Als laatste zijn alle parameters zo gekozen dat de oplossing bruikbaar is voor het kanaal langs de kust. Het blijkt dat het getij versterkt wordt met een factor 1.2 in de buurt van de haven. Omdat er al sprake is van een aanzienlijk getijverschil aan de ingang van het kanaal is dit een probleem. Door het gevoeligheidsonderzoek is duidelijk geworden dat met behulp van een verbreding of verlenging van het kanaal de getijvariatie beperkt wordt.

De natte infrastructuur van de ingang van het kanaal wordt bepaald door de manoeuvreereigenschappen van het ontwerpschip en uit aanwezige ontwerpeisen (DHV) voor de ruimte tussen de golfbrekers. In het gebied achter de golfbrekers moet ruimte zijn voor het mogelijke doorschieten van het schip door veranderende stromingsomstandigheden. De lengte van de kop van de golfbreker tot de ingang van het kanaal wordt bepaald door de afremlengte van het schip van 12 naar 8 knopen.

Het ontwerp van de natte infrastructuur van de haven wordt gemaakt met behulp van een computersimulatie. Voor het aantal schepen dat de haven in het jaar 2010 aandoet is een aankomstpatroon en een servicepatroon opgesteld. Er is één draaicirkel voor alle type schepen. De containerschepen hebben voorrang op andere type schepen bij het binnenvaren van het kanaal. Omdat er een vaartijd van 3.7 uur nodig is van het begin van het kanaal naar de haven, moet een schip 3.7 uur voordat het de haven verlaat doorgeven dat er een nieuw schip naar binnen mag. Het resultaat is een globaal ontwerp van de haven met betrekking tot de kosten en wachttijden. Er is 3200 meter containerkade, 2 aanlegplaatsen voor olietankers, 500 meter kade voor graanschepen en 800 meter kade voor multi-purpose schepen.

Het gekozen ontwerp van de haven en het kanaal is een goed ontwerp met lage wachttijden en met acceptabele wachttijden wanneer het scheepsaanbod in de toekomst groter wordt. Het probleem van getijverschil kan worden opgelost door een kostenvergelijking te maken tussen het verbreden of verlengen van het kanaal en een duurdere kadeconstructie.



## Inhoudsopgave

VOORWOORD	I
SAMENVATTING	II
INHOUDSOPGAVE	III
<b>HOOFSTUK 1</b>	
<b>1. INLEIDING</b>	
1.1 Doelstelling	1
1.2 Uitgangspunten	1
1.3 Opbouw van het rapport	2
<b>HOOFDSTUK 2</b>	
<b>2.1 INLEIDING</b>	
<b>2.2 RANDVOORWAARDEN</b>	
2.2.1 Wind	3
2.2.2 Stroming	4
2.2.3 Waterstanden	5
<b>2.3 UITGANGSPUNTEN</b>	
2.3.1 Goederenprognose	6
2.3.1.1 Prognose gebaseerd op cijfers SIDI/PDC en Havendirectie Shanghai	6
2.3.1.2 Prognose voor het jaar 2010	9
2.3.2 Het ontwerpschip	15
2.3.2.1 De technische ontwikkeling met betrekking tot de schepen	15
2.3.2.2 Conclusie	17
2.3.3 Snelheid van schepen in het kanaal	17
<b>2.4 CONCLUSIE</b>	
<b>HOOFDSTUK 3</b>	
<b>3.1 INLEIDING</b>	
3.1.1 Kanaaldimensionering	18
3.1.2 Kanaalbreedte	19
3.1.3 Kanaaldiepte	19
<b>3.2 KANAALBREEDTE ( gebaseerd op toegangskanalen )</b>	
3.2.1 De afmeting van het ontwerpschip	21
3.2.2 De manoeuvreerbaarheid van het ontwerpschip	21
3.2.3 De verkeersintensiteit op het kanaal	22
3.2.4 De snelheid van het schip	22
3.2.5 De omstandigheden zoals wind, golven en stroming	22
3.2.6 De invloed waterdiepte/diepgang verhouding op kanaalbreedte	23
3.2.7 De afstand van het schip tot de oever	23
3.2.8 De vaardigheid van de kapitein	23
3.2.9 De hulpmiddelen die aanwezig zijn op het schip en de wal	23
3.2.10 Het type lading dat vervoert wordt	23
3.2.11 Het bodemmateriaal	24
3.2.12 Het eindresultaat	24
<b>3.3 KANAALBREEDTE ( gebaseerd op gelijksoortige kanalen )</b>	
3.4.1 Gekozen kanaalbreedte	27
<b>3.5 CONCLUSIE</b>	
<b>3.6 KANAALDIEPTE</b>	
3.6.1 Diepgang	31
3.6.2 Squat	31
3.6.3 Trim	36

3.6.4	Getijbeweging	36
3.6.5	Golven	37
3.6.6	Afstand tussen de onderkant schip en de bodem	38
3.6.7	Bagger tolerantie	38
3.6.8	Onzekerheden m.b.t. metingen	38
3.6.9	Sedimentatie	38
<b>HOOFDSTUK 4</b>		
4.1	INLEIDING	40
4.2	DE DOELSTELLING	41
4.3	DE BASISVERGELIJKINGEN VOOR LANGE GOLVEN	41
4.4	DUFLOW BEREKENING	42
4.4.1	De controle van de resultaten die DUFLOW oplevert	43
4.5	HET KANAAL ZONDER VERBREDING VOOR DE HAVEN	45
4.5.1	De handmatige berekening gebruikmakend van de Harmonische Methode	45
4.5.2	De Duflow berekening	46
4.5.3	Het controleren van de Duflow berekening	46
4.5.4	Analyse van de resultaten	47
4.6	HET KANAAL MET DAARIN DE VERBREDING	50
4.6.1	Benadering van de invloed van de veranderde breedte	51
4.6.2	De controle van de Duflow berekening	53
4.6.3	Analyse van de resultaten	55
4.7	ALGEMENE CONCLUSIE	56
<b>HOOFDSTUK 5</b>		
5.1	INLEIDING	60
5.2	DE USER INTERFACE	60
5.3	UITGANGSSITUATIE	60
5.3.1	De basisberekening	61
5.4	CONCLUSIE	66
5.4.1	Resultaten voor het kanaal naar Shanghai	67
<b>HOOFDSTUK 6</b>		
6.1	INLEIDING	69
6.2	MANOEUVREERBAARHEID VAN CONTAINERSCHEPEN	70
6.2.1	De snelheid van het binnenvaren vergroten	70
6.2.2	Het vergroten van de maximaal toelaatbare drifthoek	72
6.2.3	De breedte van de kanaalingang	75
6.2.4	Conclusie	75
6.3	DE CONTAINERTERMINAL	77
6.3.1	Het aankomstpatroon van containerschepen	77
6.3.2	De servicetijd van de containerschepen	78
6.4	DE OLIETERMINAL	79
6.4.1	Het aankomstpatroon van olietankers	79
6.4.2	De servicetijd van olietankers	79
6.5	DE GRAANTERMINAL	79
6.5.1	Het aankomstpatroon van graanschepen	79
6.5.2	Het servicepatroon van graanschepen	80
6.6	DE MULTI-PURPOSE TERMINAL	80
6.6.1	Het aankomstpatroon van multi-purpose schepen	80
6.6.2	Het servicepatroon van multi-purpose schepen	81
6.7	PROBLEEMAANPAK OM EEN SIMULATIE MODEL VAN DE HAVEN TE MAKEN	82

6.7.1	Het doel van het maken van een simulatie model	82
6.7.2	Uitgangssituatie	82
6.7.3	De simuleertaal PROSIM	82
6.7.4	Uitgangspunten	83
6.7.5	Beschrijving van het model	84
6.7.5.1	De DEFINE module	85
6.7.5.2	De MAIN module	87
6.7.5.3	De GEN module	88
6.7.5.4	De SCHIP module	89
6.7.5.5	De TERMINALMEESTER	90
6.7.5.6	De MOESSON module	91
6.7.6	Beperkingen van het model	91
6.7.7	Testen van het model	92
6.7.8	De resultaten die uit het model verkregen worden	93
6.7.9	Conclusie uit de testruns	95
6.7.9.1	De keuze van het alternatief	96
6.7.9.2	De kosten van een containerschip	96
6.7.9.3	De kosten van een multi-purpose schip per dag	96
6.7.9.4	De bezettingsgraad	99
6.7.9.5	Het aantal aanlegplaatsen voor de olieterminal	99
6.7.9.6	De kosten van de olieterminal	99
6.7.9.7	De kosten van een olietanker	100
6.7.9.8	De kostenvergelijking	100
6.7.9.9	De grote van de draaicirkel	101
6.8	CONCLUSIE	101
<b>HOOFDSTUK 7</b>		
7.1	CONCLUSIES	103
7.2	AANBEVELINGEN	103
	LIJST MET FIGUREN	105
	LIJST MET TABELLEN	106
	LITERATUURLIJST	107

## 1 Inleiding

De haven van Shanghai is op dit moment alleen geschikt voor schepen met een diepgang tot 10 meter. Omdat de Chinese autoriteiten de haven toegankelijk willen maken voor dieper stekende schepen zal er een oplossing bedacht moeten worden.

Het probleem voor de haven van Shanghai ontstaat door de grote sedimentafvoer van de Yangtze rivier. Het sediment slaat neer in de Yangtze delta en via deze delta moeten de schepen varen om Shanghai te bereiken.

Het baggerwerk is op dit moment al erg omvangrijk om de haven toegankelijk te houden voor schepen met een diepgang tot 10 meter. Omdat het baggerwerk te veel wordt wanneer men de haven toegankelijk wil maken voor dieper stekende schepen is het zinvol een oplossing te bedenken waarbij het baggerwerk drastisch afneemt.

De oplossing die hiervoor bedacht is door het ingenieursbureau DHV wordt hieronder beschreven.

Er zal een kanaal langs de kust van noord naar zuid geconstrueerd worden. Aan de noordkant zal een schutsluis gemaakt worden. Het kanaal zal aan de ene zijde begrensd worden door de natuurlijk aanwezige kust en aan de andere kant door een nieuw te construeren dijk. De dijk zal gemaakt worden met behulp van de bagger die vrijkomt bij het ontgraven van het kanaal. De ingang van het kanaal (aan de zuidzijde) zal beschermd worden door het maken van twee havendammen. Het was oorspronkelijk de bedoeling het kanaal aan de zuidzijde met een schutsluis te beschermen tegen de indringing van sediment. Maar omdat zonder de schutsluis de indringing van sediment acceptabel blijft zal deze niet gemaakt worden. In het kanaal zijn geen golven aanwezig en weinig stroming, kortom ideale omstandigheden om een haven aan te leggen. Met deze oplossing zal dus niet alleen het probleem van de huidige haven van Shanghai opgelost worden maar wordt tevens de toekomst van de haven veilig gesteld.

### 1.1 Doelstelling

In de huidige oplossing zal binnen een aantal opgestelde randvoorwaarden en uitgangspunten het kanaal verder gedimensioneerd worden, de getij indringing bekeken worden en een globaal ontwerp van de natte infrastructuur van de haven gemaakt worden met behulp van een computersimulatie.

### 1.2 Uitgangspunten

De studie beperkt zich tot het bepalen van de natte infrastructuur van het kanaal en de haven. De indeling van de terminals en verbindingen met het achterland worden niet meegenomen in de studie. Ook de aanwezige schutsluis wordt niet uitgewerkt. De goederenprognose en de ontwikkeling in containerschepen is bekeken tot het jaar 2010. Bij het ontwerp van de haven wordt echter wel rekening gehouden met een groter scheepsaanbod na deze tijd.

### **1.3 Opbouw van het rapport**

In hoofdstuk 2 worden de randvoorwaarden en uitgangspunten beschreven. Dit is gedaan door gebruik te maken van aanwezige gegevens en door een aantal aannamen. Tevens is in dit hoofdstuk een goederenprognose voor het jaar 2010 gemaakt. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 met behulp van PIANC regels van april 1995 een ontwerp van het kanaal gemaakt. Wanneer dit vastligt is in hoofdstuk 4 bekeken wat de getij indringing in het kanaal is, om te bepalen wat het getijverschil ter plaatse van de haven is. Omdat het ontwerp van de haven nog onzeker is, is door middel van een gevoeligheidsanalyse in hoofdstuk 5 bekeken wat de invloed van verandering van de geometrie van de haven voor gevolgen heeft. In hoofdstuk 6 is zijn de verschillende terminals die in de haven moeten komen beschreven en is via een computersimulatie een indeling van de natte infrastructuur van de haven gemaakt. In hoofdstuk 7 staan de conclusies en aanbevelingen van het onderzoek beschreven.

## 2 Randvoorwaarden en Uitgangspunten

### 2.1 INLEIDING

Er is een aantal aannamen gedaan en er is gebruik gemaakt van bestaande gegevens in het gebied. Allereerst worden de randvoorwaarden beschreven, dit zijn bekende data van het gebied. Daarna worden de uitgangspunten beschreven en waarop deze gebaseerd zijn.

### 2.2 RANDVOORWAARDEN

De volgende randvoorwaarden zijn beschikbaar voor het gebied:

- wind
- stroming
- waterstanden

#### 2.2.1 Wind

De volgende gegevens met betrekking tot de wind zijn aanwezig

	Winter	Lente	Zomer	Herfst
Hoofdwindrichting	NNW-NW	SE-SSE	S-SSE	NNE-NE
Gemiddelde windsnelheid ( m/s )	8.6-9.4	6.6-7.2	6.9-7.4	8.2-7.2
Maximum windsnelheid ( m/s )	14.1-15.6	11.6-11.9	14.5-12.4	12.0-14.1

*tabel 2-1 Windgegevens*

In de maanden juli tot september is het mogelijk dat er typhoons optreden in het gebied [ref 27]. De typhoons hebben weinig invloed in het gebied waar het kanaal aangelegd zal worden. Omdat het ontwerp van het kanaal niet gebaseerd zal zijn op de uitzonderlijke omstandigheid waarbij typhoons optreden moet er een ander ontwerp criterium bepaald worden. De schepen met een hoog vrijboord, zoals de 4-de generatie containerschepen, ondervinden vooral veel hinder van zijwind. De richting waarin de schepen varen is bij benadering Noord-Noord-West. Dit betekent dat de schepen de meeste hinder ondervinden wanneer de windrichting Oost-Noord-Oost of West-Zuid-West. Er wordt gesteld dat wanneer de windkracht hoger dan 7 Beaufort ( dit is 16 m/s ) is, de wind te hard is om veilig door het kanaal te kunnen varen. Deze wind zal dan wel als zijwind op het schip aanwezig moeten zijn. Dus bij een hogere windsnelheid zullen de schepen nog kunnen varen. Het kanaal is onbevaarbaar, ongeacht uit welke richting de wind komt, wanneer de windkracht groter dan 9 Beaufort ( 24 m/s ) wordt. Dit is de windkracht die tijdens een typhoon optreedt. Er zijn gegevens bekend omtrent de overschrijdingsfrequentie van windkracht Beaufort 7. Deze gegevens zijn alleen voor de maand juni en december gegeven. Vanuit deze gegevens is een aanname gedaan voor het gehele jaar. De overschrijdingsfrequentie in de maand december is 8 % en voor de maand juni is deze overschrijdingsfrequentie 1 %. Uit de bovenstaande tabel volgt dat de grootste windsnelheden in de winter voorkomen en de laagste in de lente. Uit de tabel volgt ook dat in de herfst de wind uit NNE-NE komt, deze richting wordt als loodrecht op het schip aangenomen. In de andere seizoenen is de wind in de richting van het schip. De gemiddelde overschrijdingsfrequentie is voor de 3 maanden in de herfst gesteld op 4 %, dit is via extrapolatie van de getallen

8 % en 1 % verkregen. Dit betekent dat het kanaal 1.3 dagen per maand onbevaarbaar is in de herfst. De herfst bestaat uit 3 maanden en het kanaal zal dan in het totaal gemiddeld 4 dagen per jaar onbevaarbaar zijn, omdat er een zijwind van meer dan 7 Beaufort is.

De overschrijdingsfrequentie kan ook inhouden dat de windkracht hoger dan 9 Beaufort is en dan maakt het niet uit, uit welke richting de wind komt. Er mag dan niet gevaren worden in het kanaal. Er wordt vanuitgegaan dat de overschrijdingsfrequenties gelden in het gebied van Beaufort 7 tot Beaufort 9. Deze aanname wordt gedaan omdat het windklimaat rondom Shanghai redelijk constant is ( zie tabel ). Er wordt aangenomen dat de windkracht alleen de waarde van 9 Beaufort overschrijdt tijdens typhoons. Verder wordt aangenomen dat er per jaar tussen juli en september 2 typhoons voorkomen in het gebied, die bij elkaar 3 dagen duren.

In het totaal zal dit betekenen dat het kanaal 7 dagen per jaar gesloten is voor de scheepvaart. De windsnelheid waarvan bij het ontwerp van het kanaal uitgegaan wordt is 16 meter/ seconde ( = Beaufort 7)

### 2.2.2 Stroming.

De maximale stroomsnelheden aan het begin van het kanaal zijn berekend met behulp van een model voor de zee rondom Shanghai. Er moet eerst onderscheid gemaakt worden tussen de **dwaarsstroming** en de **langsstroming**.

Voor de dwaarsstroming aan het begin van het kanaal gelden de volgende waarden:

	Dwaarsstroming ( maximaal )
Springtij	1.5 m/s
Doodtij	1 m/s

tabel 2-2 Dwaarsstroming

Deze dwaarsstroming heeft invloed op het binnenvaren van de schepen aan het begin van het kanaal. In het kanaal zelf is geen dwaarsstroming aanwezig omdat het beschermd wordt door een dijk aan de oostzijde en de kust aan de westzijde. De invloed van de dwaarsstroming aan het begin van het kanaal wordt bepaald door de snelheid van de schepen die het kanaal binnen willen gaan of het kanaal willen verlaten. De maximum toelaatbare drifthoek om de invloed van de dwaarsstroming op te heffen wordt aangenomen op  $14^\circ$  ( 1:4 ). Dit betekent dat het schip een dat een dwaarsstroming van 1.5 meter/seconde met een snelheid van 6.0 meter/seconde. Dit betekent een scheepssnelheid van 12 knopen. Aangezien er geen sluis aanwezig en het schip dus niet hoeft te stoppen, kan het schip met een hogere snelheid binnenvaren. Wanneer een snelheid van 12 knopen wordt toegestaan dient hiervoor voldoende ruimte aanwezig te zijn. De maximale snelheid in het toegangskanaal ( dit ligt op open zee ) zal worden gesteld met betrekking tot de veiligheid op 10 knopen, dit is 5 meter/seconde. In het gebied tussen de golfbrekers zullen de schepen moet afremmen tot 8 knopen en met die snelheid kan men het kanaal binnenvaren. Hoe het gebied er tussen de golfbrekers uitziet zal in een later stadium beschreven worden. Wanneer de dwaarsstroming groter is dan 1.25 meter/seconde kunnen schepen het kanaal niet invaren. Omdat de containerlijnvaartschepen altijd gebruik willen kunnen maken van het kanaal is dit een probleem wat in het gedeelte over de natte infrastructuur uitgewerkt wordt.

De langsstroming is berekend door gebruik te maken van het Trisula model. Hiervoor is het kanaal geschematiseerd tot een bakprofiel met een diepte van 15.5 meter, een breedte van 300 meter en een lengte van 50 kilometer, dit is niet helemaal overeenkomstig de werkelijkheid maar er zal toch gebruik worden gemaakt van de verkregen waarden.

	Langsstroming
Springtij	0.85 m/s
Doodtij	0.35 m/s
Gemiddeld	0.60 m/s

tabel 2-3 Langsstroming

Omdat deze waarden berekend zijn aan het begin van het kanaal wordt er in het kanaal zelf rekening gehouden met een maximale langsstroming van 0.60 meter/seconde.

### 2.2.3 Waterstanden

De waterstanden aan het begin van het kanaal zijn bekend en hebben de volgende waarden

Beschrijving	Waterstand
Gemiddeld hoogwater( springtij )	CD + 4.2 meter
Gemiddeld hoogwater( doodtij )	CD + 2.9 meter
Gemiddelde waterniveau	CD + 2.2 meter
Gemiddeld laagwater( doodtij )	CD + 1.6 meter
Gemiddeld laagwater( springtij )	CD + 0.5 meter

tabel 2-4 Waterstanden

De waterstand zal samen met de dwarsstroming maatgevend zijn voor de mogelijkheid tot binnenvaren van schepen. Omdat de containerschepen geen wachttijden zullen accepteren die ontstaan door de waterstand of de dwarsstroming wordt het kanaal zo gedimensioneerd dat de schepen hiervan geen hinder ondervinden. Voor de grote bulkcarriers 150,000 dwt zal wel een bepaald getijvenster gelden als gevolg van de waterdiepte wanneer deze volledig geladen zijn met een diepgang van 16.5 meter. Dit schip zal gebruik moeten maken van het getijvoordeel om het kanaal binnen te komen.

De voortplanting van het getij in het kanaal zal in hoofdstuk 4 uitgebreid beschreven worden.

## 2.3 UITGANGSPUNTEN

Om tot een ontwerp van het kanaal en de haven te komen zijn er een aantal zo reëel mogelijke aannamen gedaan voor een aantal factoren. Dit betreft:

- goederenprognose
- het ontwerpschip
- snelheid van schepen in het kanaal



### 2.3.1 Goederenprognose

#### *Samenvattend:*

De goederenprognose is gebaseerd op getallen van het SIDI/PDC en de havendirectie van Shanghai.

De goederenprognose van het SIDI/PDC voor het jaar 2000 komt wat betreft het aantal overgeslagen ton in de haven overeen met de getallen van de havendirectie voor 2010. Omdat er bij de cijfers van de havendirectie de trend van de afgelopen jaren voortgezet wordt, worden deze cijfers maatgevend geacht. De cijfers van SIDI/PDC zijn alleen voor het jaar 2000, er zijn geen andere cijfers bekend.

De cijfers met betrekking tot het containervervoer die door de havendirectie verschaft zijn. Deze worden niet overgenomen omdat de enorme toename niet juist geacht wordt. Om het containervervoer te bepalen wordt gebruik gemaakt van de getallen die door SIDI/PDC aangenomen zijn.

De onderverdeling van het totaal aantal ton naar soorten goederen wordt van SIDI/PDC overgenomen. De gemiddelde lading per schip en het aantal schepen door het kanaal wordt opnieuw uitgerekend.

Op deze manier is een goederenprognose gemaakt voor de haven in het jaar 2010.

#### **2.3.1.1 Prognose gebaseerd op cijfers SIDI/PDC en Havendirectie Shanghai**

De goederenprognose is voor het jaar 2000 gemaakt. Het kanaal zal echter wanneer het aangelegd wordt pas in 2000 klaar zijn. De goederenstroom zal niet van de ene op de andere dag veranderen. Dit is een proces wat zich langzaam aanpast aan de nieuwe situatie. De verwachting dat de goederenprognose die gemaakt is geldig wordt in 2010.

De prognose is gebaseerd op een publikatie van de haven van Shanghai en op een aantal gegevens van een Chinees onderzoeksinstituut ( SIDI ) en een aantal aannamen van het PDC ( Port and Delta Consortium ). De cijfers zijn niet erg compleet en er moet dus een aanname gedaan worden voor het aantal dat in het jaar 2010 het kanaal zal bevaren.

Allereerst de gegevens gebaseerd op SIDI en PDC:

**IMPORT (2000)**

Categorie van verkeer	totaal verkeer (in tonnen)	waarvan vervoerd in schepen groter 25000 dwt	Tonnen per aankomst	aantal schepen groter 25000 dwt
<b>buitenlands</b>				
container	20 * 10 <sup>6</sup>	10 * 10 <sup>6</sup>	7,500	1330
ijzererts	30 * 10 <sup>6</sup>	30 * 10 <sup>6</sup>	50,000	600
general cargo	20 * 10 <sup>6</sup>	6 * 10 <sup>6</sup>	10,000	600
graan, etc	6 * 10 <sup>6</sup>	4.5 * 10 <sup>6</sup>	30,000	150
diversen	5 * 10 <sup>6</sup>	2.5 * 10 <sup>6</sup>	10,000	250
<b>subtotaal</b>				<b>2930</b>
<b>binnenlands</b>				
kolen	90 * 10 <sup>6</sup>	50 * 10 <sup>6</sup>	40,000	1250
olie e.a.	16 * 10 <sup>6</sup>	8 * 10 <sup>6</sup>	20,000	400
<b>subtotaal</b>				<b>1650</b>
<b>TOTAAL</b>	<b>200 * 10<sup>6</sup></b>	<b>111 * 10<sup>6</sup></b>		<b>4580</b>

tabel 2-5 Gegevens SIDI/PDC

Er zijn ook gegevens bekend door een publikatie van de haven van Shanghai zelf. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de havendirectie van Shanghai wel een uitbreiding van de haven voor ogen heeft, maar niet op de manier zoals mogelijk is wanneer het kanaal langs de kust aangelegd wordt.

Hieronder de tabel met daarin de totale overslag van de haven van Shanghai voor een aantal verschillende tijdstippen gebaseerd op de getallen van de havendirectie.

TOTAAL (import + export)	Tonnen per jaar
overslag 1994	165.8 * 10 <sup>6</sup>
overslag 2000	222 * 10 <sup>6</sup>
overslag 2010	280 * 10 <sup>6</sup>

tabel 2-6 Getallen Havendirectie

Deze getallen zijn totalen voor de gehele haven van Shanghai. Aan de in bijlage 1 toegevoegde cijfers over de goederenoverslag in Shanghai voor de toekomst is te zien dat de havendirectie een economische groei van ongeveer 2.5 % per jaar voor ogen heeft. Dit is gezien de afgelopen jaren een goede aanname.

In de publikatie van de havendirectie is in bijlage 1 te zien dat de Import/Export verhouding is 70 % Import :30 % Export. Deze verhouding wordt aangehouden om de totale overslag te bepalen uit de Import cijfers van het SIDI/PDC.

Maar China maakt op dit moment een grote economische ontwikkeling door zodat de verhouding in de toekomst anders kan worden. Omdat er weinig gegevens aanwezig zijn wordt dit effect niet verrekend.

Het totale aantal goederen dat in Shanghai overgeslagen zal worden in het jaar 2000 is, gebruikmakend van de Import/Export verhouding,  $285 * 10^6$  ton (  $200 * 10^6$  import zie cijfers SIDI/PDC en  $85 * 10^6$  export).

Dit is het aantal ton dat in het jaar 2010 voorspeld wordt in de publikatie van de haven. Hieruit blijkt dat het kan worden aangenomen dat de goederenprognose gemaakt voor het jaar 2000 door het SIDI deels overeenkomt met de goederenprognose van de havendirectie voor het jaar 2010.

Er wordt verder gewerkt met de cijfers van de havendirectie voor het jaar 2010 wat betreft het totaal aantal ton goederen dat overgeslagen wordt in Shanghai.

Er is in de publikatie geen rekening gehouden met de aanleg van het kanaal, maar wel met andere uitbreidingen. Het kanaal met daarin de haven langs het kanaal zal de aantrekkelijkheid van Shanghai verhogen ( de havendirectie heeft minder aantrekkelijke uitbreidingen voor ogen), daarmee wordt het aantal ton dat overgeslagen wordt in de haven waarschijnlijk groter. Dit effect wordt niet verrekend.

De cijfers wat betreft de containeroverslag verschaft door de havendirectie zijn in deze tabel gegeven.

	TEU per jaar	Tonnen per jaar	ton/TEU
containers 1994	$1.2 * 10^6$	$10.8 * 10^6$	9
containers 2000	$2.5 * 10^6$	$22.5 * 10^6$	9
containers 2010	$5.5 * 10^6$	$49.5 * 10^6$	9

tabel 2-7 Containeroverslag

In bijlage 1 en de tabel is te zien dat volgens de havendirectie het aantal containers in het jaar 2010 overgeslagen wordt sterk toeneemt. Zoals al eerder genoemd zal er tijd nodig zijn voordat de goederenstroom zich aanpast. De enorme toename in containervervoer in vergelijking met de afgelopen jaren wordt niet juist geacht. Hierom wordt het getal voor de containerdoorvoer in het jaar 2010 aangepast.

Er dient bij het ontwerp van de containerterminal wel rekening gehouden te worden met ruimte voor uitbreidingen.

Het aantal containers dat per jaar overgeslagen wordt, is volgens de cijfers  $2.5 * 10^6$  TEU in het jaar 2000. In het jaar 2010 is het aantal overgeslagen containers  $5.5 * 10^6$  TEU. Om deze getallen met de cijfers van het SIDI/PDC te vergelijken moet de Import berekend worden. De Import is 70 % van het totale aantal. Dit betekent dat de Import in het jaar 2000  $1.75 * 10^6$  TEU en in het jaar 2010  $3.85 * 10^6$  TEU is.

Zoals al eerder genoemd wordt het getal uit het jaar 2010 te hoog geacht. Volgens de cijfers van SIDI/PDC is de Import van containers  $20 * 10^6$  ton. Dit is  $2.2 * 10^6$  TEU (9 ton/TEU). Dit getal wordt gebruikt.

De  $2.2 * 10^6$  TEU is het getal voor de hele haven van Shanghai hiervan wordt  $1,2 * 10^6$  TEU in de haven langs het kanaal afgehandeld. Het lijkt logisch dat al het containerverkeer op de terminal langs het kanaal behandeld zal worden, maar daarentegen zal de nu aanwezige containerterminal niet gesloten worden. Dit betekent dat de kleinere containerschepen in de bestaande haven behandeld worden en dat de grote containerschepen langs het kanaal afgehandeld worden. Er is hier aangenomen dat de in het jaar 2010 de containerterminals allebei ongeveer evenveel containers overslaan. Er zal hier gebruik worden gemaakt van de gegevens die het SIDI/PDC verschaft heeft.

De getallen van het SIDI worden wat betreft het aantal schepen en hun lading aangepast. Het totaal aantal ton dat in de haven overgeslagen wordt, zal wel als gegeven overgenomen worden. Er wordt vanuit gegaan dat bulkcarriers volledig geladen zijn, behalve de bulkcarriers van 60,000 dwt tot 150,000 dwt omdat deze anders niet door het kanaal kunnen varen. En dat multi-purpose schepen net als containerschepen een aantal verschillende havens tijdens hun reis aandoen. Dit leidt tot de volgende verbeterde goederenprognose. De lading voor een grote bulkcarrier wordt als volgt uitgerekend:

De diepgang die een bulkcarrier ( 150,000 dwt ) mag hebben is 12,5 meter. Volledig geladen heeft deze een diepgang van 16.5 meter. De diepgang in ballast is 9.0 meter. Stel dat het schip ongeladen zonder ballast een diepgang van 7 meter heeft. Dit betekent dat  $16.5 - 7 = 9.5$  meter extra diepgang door de lading ontstaat. Wanneer een lineair verband veronderstelt wordt tussen de diepgang en het aantal ton, dan volgt hieruit dat de lading van een bulkcarrier ( 150,000 dwt ) met een diepgang van 12.5 meter  $\approx 87,000$  ton is.

De type schepen die gebruikt worden om de kadellengte te bepalen zijn enige maatgevende schepen in het kanaal. Hiermee zal de berekening uitgevoerd worden om een goederenprognose te kunnen maken. Dit zijn niet de enige schepen die gebruik maken van het kanaal.

Hieronder wordt de goederenprognose voor het jaar 2010 gemaakt, door de getallen van SIDI/PDC aan te passen.

### 2.3.1.2 Prognose voor het jaar 2010 door cijfers SIDI/PDC en Havendirectie Shanghai aan te passen

#### - Containerschip.

Import: Aantal ton overgeslagen in de haven  $10.8 * 10^6$

Type containerschepen.

3 de generatie	Lengte 275 meter	capaciteit: 2500-3000 TEU
4 de generatie	Lengte 275 meter	capaciteit: 4300 TEU

In de toekomst	Lengte 305 meter	capaciteit: 6000 TEU
----------------	------------------	----------------------

Omdat de ontwikkeling van de grote containerschepen geleidelijk gaat wordt in het jaar 2010 gerekend dat 25 % van de containerschepen een capaciteit heeft van 6000 TEU en een lengte van 305 meter. De andere 75 % van de schepen bestaat uit schepen met een lengte van 275 meter.

Proces: Doen een aantal havens aan, gemiddelde lading 7500 Ton/aankomst  
Varen in twee richtingen

Aantal schepen:  $2 * 1440$  (één richting) = 2880 per jaar

Afhandeling: In de haven langs het kanaal

Export:

De totale hoeveelheid goederen met containers vervoerd is  $10.8 * 10^6$  ton. Er is een gemiddelde lading van 9 ton per TEU. Dit betekent dat er  $1.2 * 10^6$  TEU per jaar in de haven binnenkomt. De verhouding tussen 40 voet en 20 voet containers is 30% : 70 %. Dit betekent een totaal aantal van  $9.6 * 10^5$  containers, dat per jaar binnenkomt. De containers die binnenkomen via de haven, zullen via de haven het land ook weer verlaten. De verhouding tussen import en export van goederen met containers is 70 % : 30 %.

Daarmee wordt de export  $4.6 * 10^6$  ton.  
Dit betekent een gemiddelde lading van 3200 ton per schip dat het kanaal uitvaart.

**Olietanker**

Import: Aantal ton behandeld in de haven  $8 * 10^6$  ton

Type olietankers:

Olietanker 20,000 dwt met een Lengte = 175 meter  
Olietanker 50,000 dwt met een Lengte = 230 meter

Omdat olietankers gebruik maken van een aanlegplaats is het niet nodig om de verdeling van de lengtes te weten. De olietanker met een lengte van 230 meter is het grootste dat de haven aandoet en moet wel afgehandeld kunnen worden aan de olieterminal.

Proces:

Deze zullen meestal geheel geladen de haven aandoen. Daar wordt de olie gelost en verlaten de haven in ballast. Dit betekent een gemiddelde lading van 35,000 dwt, wanneer de verdeling uniform verondersteld wordt.

Deze varen in één richting. In ballast maken ze geen gebruik van het kanaal.

Aantal schepen per jaar: 230

Afhandeling: In de haven langs het kanaal

Export: geen

**Graan en andere produkten (Dry bulkcarriers tot 50,000 dwt)**

Import:aantal ton overgeslagen in de haven  $4.5 * 10^6$

Type bulkcarriers:

Grootse Drybulkcarrier: 50,000 dwt met een Lengte = 225 meter  
Kleinste Drybulkcarrier: 30,000 dwt met een Lengte = 190 meter

De helft van de schepen heeft een lengte van 190 meter en de andere helft heeft een lengte van 225 meter.

**Proces:**

De graanschepen zullen volledig geladen de terminal aandoen en de lading lossen en ongeladen de haven verlaten. Zoals de meeste bulkterminals geschikt zijn voor éénrichtingverkeer. De gemiddelde lading van een graanschip is 40,000 dwt (uniforme verdeling)

Aantal schepen door het kanaal: 112

Afhandeling in de haven langs het kanaal

Export: geen

**Kolen ( Drybulkschepen tot 50,000 dwt)**

Import: Aantal ton overgeslagen in de haven  $50 * 10^6$

Type bulkcarriers

Grootste drybulkcarrier: 50,000 dwt met een Lengte = 225 meter

Kleinste drybulkcarrier: 30,000 dwt met een Lengte = 190 meter

**Proces:**

De kolenschepen varen door het kanaal volledig geladen. De gemiddelde lading van de kolenschepen is 40,000 ton per aankomst.

Deze zullen in één richting varen. Wanneer de kolenschepen de lading gelost hebben, varen ze in ballast uit de haven.

Aantal schepen per jaar: 1250

Afhandeling: In een haven bovenstrooms van het kanaal

Export: geen

**Ertsschepen ( bulkcarriers tot 150,000 dwt)**

Import: Aantal ton overgeslagen in de haven  $30 * 10^6$

Type bulkcarriers

Kleinste Drybulkcarrier: 50,000 dwt met een Lengte = 225 meter

Grootste Drybulkcarrier: 150,000 dwt met een Lengte = 290 meter

**Proces:**

De 150,000 dwt bulkcarriers kunnen niet geheel geladen het kanaal doorvaren, maar met een maximale lading van 87,000 dwt.

De verdeling is uniform, dit betekent een gemiddelde lading van 69,000 dwt per aankomst.

De bulkcarriers lossen de erts en verlaten de haven in ballast

Aantal schepen per jaar: 435

Afhandeling: In een haven bovenstrooms van het kanaal

Export: geen

**De multi-purpose schepen ( tot 28,000 dwt )**

Import: Aantal ton overgeslagen in de haven

general cargo :  $6 * 10^6$

diversen :  $2.5 * 10^6$

Totaal:  $8.5 * 10^6$  ton

**Type schepen**

Multi-purpose schepen            28,000 dwt met een Lengte = 180 meter

**Proces:**

Het kanaal wordt aangelegd voor schepen groter dan 25,000 dwt. Er wordt aangenomen dat de multi-purpose schepen die gebruik maken van het kanaal 28,000 dwt zijn. De multi-purpose schepen doen meerdere havens aan. De gemiddelde lading van de schepen is 4,000 dwt per aankomst. De ene helft van de schepen vaart in ballast de haven uit en de andere helft met lading.

Aantal schepen:  $1.5 * 2125$  (één richting) = 3188

Afhandeling: In de haven langs het kanaal

**Export:**

De verhouding tussen import en export is 70 % : 30 %.

Dit betekent dat er  $3.6 * 10^6$  ton geëxporteerd wordt.

Het aantal schepen dat geladen terug vaart is  $0.5 * 2125 = 1063$ . Dit betekent dat de uitgaande schepen een gemiddelde lading van 3400 ton hebben.

*De totale Import van de haven langs het kanaal =  $31.8 * 10^6$  ton*

*De totale Export van de haven langs het kanaal =  $8.2 * 10^6$  ton*

Nu alle aangepaste waarden bekend zijn kan de verbeterde tabel gemaakt worden:

In de import tabel is bepaald hoeveel schepen er gebruik maken van het kanaal. Dit staat niet gelijk aan de import in de haven omdat een aantal schepen bovenstrooms van het kanaal een haven aandoet.

**IMPORT (2010)**

Categorie van verkeer	totaal verkeer (in tonnen)	waarvan in schepen groter 25000 dwt	Tonnen per aankomst	aantal schepen groter 25000 dwt
<b>buitenlands</b>				
container	20 * 10 <sup>6</sup>	10.8 * 10 <sup>6</sup>	7,500	1440
ijzer	30 * 10 <sup>6</sup>	30 * 10 <sup>6</sup>	69,000	435
general cargo	20 * 10 <sup>6</sup>	6 * 10 <sup>6</sup>	4,000	1500
graan, etc	6 * 10 <sup>6</sup>	4.5 * 10 <sup>6</sup>	40,000	112
diversen	5 * 10 <sup>6</sup>	2.5 * 10 <sup>6</sup>	4,000	625
<b>subtotaal</b>				<b>4137</b>
<b>binnenlands</b>				
kolen	90 * 10 <sup>6</sup>	50 * 10 <sup>6</sup>	40,000	1250
olie e.a.	16 * 10 <sup>6</sup>	8 * 10 <sup>6</sup>	35,000	230
<b>subtotaal</b>				<b>1480</b>
<b>TOTAAL</b>	<b>200 * 10<sup>6</sup></b>	<b>111.8 * 10<sup>6</sup></b>		<b>5592</b>

tabel 2-8 Import 2010

In tegenstelling tot de import tabel geeft de export tabel de hoeveelheid goederen die de haven verlaat en het aantal schepen dat terug vaart door het kanaal. Dit komt omdat de schepen die bovenstrooms van het kanaal lossen, in ballast terugvaren en geen gebruik maken van het kanaal op de terugweg.



**EXPORT (2010)**

Categorie van verkeer in het kanaal	totaal verkeer (in tonnen)	waarvan in schepen groter 25000 dwt	Tonnen per aankomst	aantal schepen groter 25000 dwt
container	4.6 * 10 <sup>6</sup>	4.6 * 10 <sup>6</sup>	3,200	1440
general cargo	2.55 * 10 <sup>6</sup>	2.55 * 10 <sup>6</sup>	3,400	625
variabel	1.05 * 10 <sup>6</sup>	1.05 * 10 <sup>6</sup>	3,400	438
<b>TOTAAL</b>	<b>8.2 * 10<sup>6</sup></b>	<b>8.2 * 10<sup>6</sup></b>		<b>2503</b>

tabel 2-9 Export 2010

Dit betekent dat het totaal aantal schepen dat door het kanaal vaart per jaar 8000 schepen bedraagt.

**Type schepen**

De volgende type schepen maken gebruik van de haven langs het kanaal:

- Containerschepen
- Olie tankers
- Graanschepen
- Multi-purpose schepen

De maten van enige maatgevende schepen die gebruik maken van het kanaal worden hieronder gegeven in tabel:

Type Schip	DWT	Lengte ( meter )	Breedte ( meter )	Diepgang ( meter )
container	63,700	305	40	12.5
bulkcarrier	150,000	290	46	16.5
bulkcarrier	50,000	225	32	12.0
multi-purpose	28,000	180	24	10.5

tabel 2-10 Type schepen

### 2.3.2 Het ontwerpschip

Bij het ontwerp van het kanaal en de haven wordt rekening gehouden met de ontwikkeling in de containerschepen in de komende jaren.

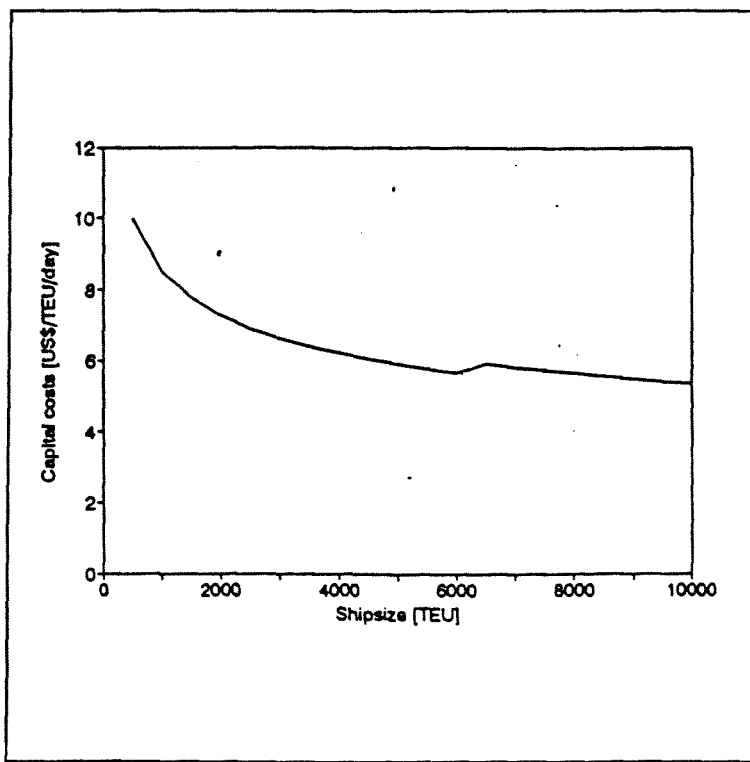
Er zijn nu orders geplaatst voor containerschepen met een capaciteit van 6000 TEU. De komst van grote containerschepen zullen waarschijnlijk leiden tot "piek-uren" op de terminal, wat op zich weer leidt tot knelpunten in de aanvoer en afvoer van de terminal. Dit heeft het effect dat de introductie van de grote containerschepen langzaam en geleidelijk gaat. De grote containerschepen zullen eerst ingezet worden op de Transpacific routes.

De ontwikkeling van de containerschepen hangt voornamelijk af van de volgende factoren:

- De technische ontwikkeling met betrekking tot de schepen
- De havens en terminals

#### 2.3.2.1 De technische ontwikkeling met betrekking tot de schepen

In de ontwikkeling van containerschepen tot 6000 TEU worden geen technische beperkingen in de bouw of uitvoering verwacht. Wanneer het schip groter wordt dan 6000 TEU moet de voortstuwing veranderen van een één motor, één schroef systeem naar een twee motoren, twee schroefs systeem. Deze verandering leidt tot hogere kosten voor het schip. Hieronder is in een figuur zijn de kapitaalkosten van het schip uitgezet tegen het aantal TEU per schip. Hierin is te zien dat er een aanpassing in de voortstuwing gedaan moet worden wanneer het schip groter wordt dan 6000 TEU. Deze aanpassing kost geld en er zit daarom een knik in de grafiek. Wanneer de containerschepen groter worden dan 8000 TEU worden de kapitaalkosten pas weer kleiner dan deze bij 6000 TEU zijn. In de figuur is verder te zien dat de kapitaalkosten vanaf een schip met de capaciteit van 4000 TEU nog maar langzaam afnemen.



Figuur 2-1 Kosten van containerschepen

## De havens en terminals

Wanneer de containerschepen groter worden heeft dit invloed op de dimensies van het schip. Het uitgangspunt is dat de diepgang niet veel mag veranderen. De diepgang van de grote containerschepen is ongeveer 12.5 tot 13 meter.

### *De lengte van het schip*

De lengte is een kritiek technisch aspect van het schip. De buiging in de langsrichting neemt toe met de lengte van het schip. Dit moet gecompenseerd worden door een grotere diepgang of een grotere hoeveelheid staal in het schip. Het ontwerp van containerhavens neigt ertoe gestandariseerd te worden met een lengte van 300 meter per aanlegplaats. Deze 300 meter wordt vaak gebruikt voor de draaicirkel in het havenbassin. Een voordeel van een grotere lengte is wel dat er meer kranen per schip kunnen werken.

### *De breedte van het schip*

Vroeger werd de breedte van een schip sterk beïnvloed door de dimensies van het Panama kanaal (breedte 32.3 meter). Omdat het technisch niet goed mogelijk is om een groter schepen te maken zonder de breedte te vergroten, worden er tegenwoordig schepen met een grotere breedte gemaakt. De huidige trend is om de breedte van de schepen te vergroten tot 40 à 42 meter, dit betekent 16 containers over de breedte van het schip. Bij deze vergroting van de breedte wordt de diepgang van het schip constant gehouden.

Bij de breedte van het schip is het ook van belang te weten of er sprake is van schepen met luiken of "luikloze" schepen. De "luikloze" schepen hebben 10 % meer breedte nodig dan vergelijkbare schepen met luiken.

De voordelen van de "luikloze" schepen zijn dat er geen luiken weggehaald hoeven te worden (tijdsbesparing), de containers zijn gestapeld in cellen waardoor deze niet van het schip kunnen vallen in slecht weer en de container hoeven daarom niet "gelashed" te worden.

De nadelen behalve de grotere breedte zijn: door de cellen kunnen er alleen standaard formaat containers meegenomen worden (bij schepen met luiken kunnen op het dek "niet standaard containers" meegenomen worden), het water moet continu weggepompt worden en de lading per container neemt af omdat er meer containers op elkaar gestapeld worden. Dit nadeel blijkt in de praktijk geen problemen op te leveren omdat wegens stabiliteit voorwaarden de zwaarste containers onderin het schip worden geladen en de lichtere bovenin.

### *De holte en diepgang*

Een grotere holte is nodig om de toegenomen buiging in de langsrichting op te vangen bij een toegenomen lengte. Een grotere holte heeft gevolgen voor het afhandelingsmaterieel dat aanwezig is. Een bijkomend nadeel is de groter GT waarde, waardoor de havengelden toenemen.

Een grotere diepgang kan problemen opleveren, wanneer de haven niet diep genoeg kunnen de schepen niet volledig geladen de haven aandoen.

Het is in principe niet logisch om containerschepen te gaan maken die niet in havens afgehandeld kunnen worden omdat hiervoor geen geschikt afhandelingsmaterieel (kranen) aanwezig is of omdat de terminal de capaciteit niet heeft om een groot containerschip af te handelen. Maar de terminals en de infrastructuur zullen zich naar verloop van tijd gaan aanpassen aan de schepen. Het is ook zo dat grote containerschepen niet in alle havens afgehandeld hoeven te worden, maar alleen in de zogenaamde "Main ports".

De nieuwe kranen die voor de gebouwd worden voor de "Main ports" zijn zo groot dat ze schepen van 18 containers breed af kunnen handelen. De terminal kan om de afhandelingsnelheid te verhogen niet alleen meerdere kranen per schip toepassen, maar ook het schip aan laten leggen in een soort dok om dan van twee kanten het schip af te handelen. Deze kadeconstructie is erg duur.

### 2.3.2.3 Conclusie

Op dit moment zijn de eerste containerschepen besteld die ongeveer 6000 TEU zijn. Er is geen technische beperking voor schepen tot 6000 TEU. Daarna moet de voortstuwing aangepast worden, hierdoor nemen de kosten toe. Om de containerschepen groter te maken worden de breedte en lengte veranderd en blijft de diepgang vrijwel constant. De verwachting is dat er tot 2005 een klein aantal schepen komt met een capaciteit tussen de 5000 en 6000 TEU. Deze zullen voornamelijk gebruik maken van de Transpacific route. Door het aanpassen van de voortstuwing voor schepen groter dan 6000 TEU zullen de kapitaalkosten toenemen. Dit heeft tot gevolg dat vanaf 8000 TEU de kapitaalkosten pas weer gaan afnemen. De introductie van schepen groter dan 8000 TEU wordt pas verwacht na het jaar 2020.

Het containerschip met luiken waarop de natte infrastructuur van de haven wordt ontworpen heeft de volgende afmetingen, in bijlage 2 is een plaatje van het ontwerpschip te zien:

Lengte(overall)	= 305	meter
Breedte	= 40	meter
Diepgang	= 12.5	meter
Containercapaciteit	= 6000	TEU

### 2.3.3 Snelheid van schepen in het kanaal

In hoofdstuk 3 bij het gedeelte over de squat zal de grenssnelheid uitgerekend worden, wanneer deze lager is dan de snelheidsbeperking die hieronder aangenomen wordt zal hiermee verder gerekend worden.

De snelheid van de schepen in het kanaal is niet bepaald via de grenssnelheid van schepen in beperkt water omdat uit het oogpunt van de veiligheid in het kanaal de snelheid lager moet zijn. Het zijn namelijk zeeschepen die een soort binnenscheepvaartkanaal bevaren. Daarom is besloten de snelheid te bepalen door middel van vergelijking met gelijksoortige kanalen in de wereld, deze zullen in hoofdstuk 3 aan de orde komen. In alle kanalen was de snelheidsbeperking ongeveer 8 knopen, voor deze snelheid is ook in dit geval gekozen.

## 2.4 CONCLUSIE

In dit hoofdstuk is met behulp van de aanwezige gegevens bepaald hoeveel dagen per jaar het kanaal niet toegankelijk is voor de schepen. Dit is gedaan door rekening te houden met typhoons die in het gebied op kunnen treden. Daarna zijn de stromingscondities zoals deze aanwezig zijn aan het begin van het kanaal beschreven. Er is een goederenprognose voor het jaar 2010 gemaakt op basis van gegevens van de havendirectie van Shanghai en aannamen van het SIDI/PDC. Als laatste is bekeken op welk schip het ontwerp van de natte infrastructuur gerealiseerd dient te worden. Hiervoor is de ontwikkeling in de containerschepen in de komende jaren bekeken. er wordt een maximumsnelheid van 8 knopen in het kanaal aangehouden. Met behulp van al deze gegevens kan een ontwerp van de natte infrastructuur van de haven en het kanaal in de volgende hoofdstukken gemaakt worden.

### 3 Kanaalontwerp

#### 3.1 INLEIDING

##### 3.1.1 Kanaaldimensionering

De lengte van het kanaal is 55 kilometer.

Bij het varen van een schip op een vaarweg kan men in de omgeving van het schip een aantal hydraulische verschijnselen waarnemen.

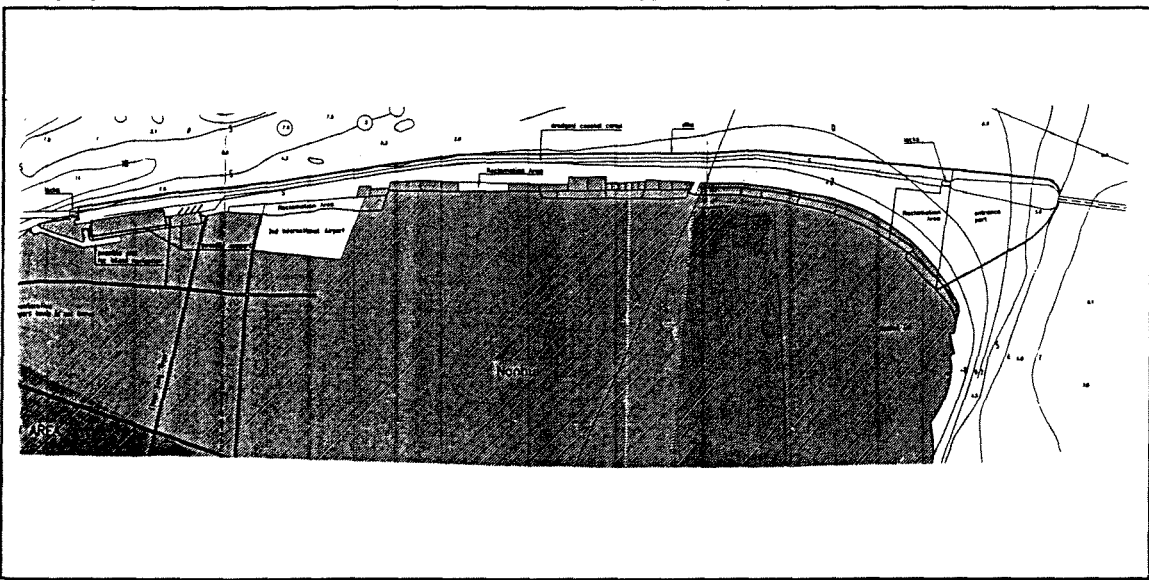
Ten eerste treedt er bij een varend schip een bepaalde waterverplaatsing op, die groter wordt naarmate de snelheid van het schip toeneemt. Hierdoor ontstaat een zogenaamde retourstroom ( dit verschijnsel wordt later in dit hoofdstuk verklaart ) welke gepaard gaat met een waterspiegeldaling. Dit wordt de primaire waterbeweging genoemd.

Naast de primaire waterbeweging wordt er door een varend schip ook een secundaire waterbeweging opgewekt. Deze beweging bestaat uit scheepsgolven. De hoogte van de scheepsgolven is afhankelijk van de snelheid, vorm en de afmeting van het schip. Bij het dimensioneren van het kanaal wordt alleen rekening gehouden met de primaire waterbeweging. Bij de dimensionering van het kanaal zal eerst de kanaalbreedte en daarna de kanaaldiepte bepaald worden. Het kanaal zal verbreed moeten worden ter plaatse van de haven, dit zal in een ander hoofdstuk uitgewerkt worden.

In het kanaal zelf zijn geen golven aanwezig, extreem hoge golven kunnen het kanaal wel enige tijd ontoegankelijk maken. Voor de dwarsstroming geldt hetzelfde als voor de golven. De langsstroming zal wel het kanaal binnendringen, maar zal er niet voor zorgen dat het kanaal onbevaarbaar wordt. Het kan voorkomen dat de langsstroming zo hard is dat de schepen elkaar voorzichtiger dienen te passeren.

De wind heeft wel invloed op de schepen in het kanaal. Tijdens extreme wind omstandigheden zal het kanaal onbevaarbaar worden. De criteria hiervoor zijn bepaald in het gedeelte over de randvoorwaarden. De wind heeft het meeste invloed op schepen met een hoog vrijboord, zoals bijvoorbeeld 4-de generatie containerschepen hebben. Er wordt aangenomen dat de maximale zijwind 16 meter/seconde mag zijn.

Omdat de schepen niet door het kanaal kunnen varen tijdens deze extreme omstandigheden zal er in het kanaal of in de buurt van het kanaal een aantal voorzieningen voor de schepen aangelegd dienen te worden. Hier kunnen de schepen veilig wachten tot bijvoorbeeld een typhoon voorbij is. In bijlage 3 is het kanaalontwerp op A-4 formaat bijgevoegd.



Figuur 3-1 Lay-out van het kanaal

### 3.1.2 Kanaalbreedte

Allereerst gebaseerd op de richtlijnen van PIANC, april 1995, ( bijgevoegd in bijlage 4 ) die gelden voor toegangskanalen. Deze toegangskanalen zijn zowel voor zeescheepvaart en sterk beïnvloed door het getij, golven en dwarsstroming daar deze op open zee liggen als voor beschermde kanalen. Het kanaal ligt zeer beschermd en ondervindt weinig hinder van de factoren die van toepassing zijn op een toegangskanaal zoals golven en stroming. Met behulp van de PIANC richtlijnen een eerste ontwerp gemaakt om zo een idee van orde van grootte van het kanaal te krijgen.

Eigenlijk moet het kanaal beschouwd worden als een tussenvorm van een toegangskanaal voor de zeescheepvaart en een kanaal voor de binnenscheepvaart. Maar omdat hiervoor geen ontwerpregels voorradig zijn is in eerste instantie uitgegaan van een toegangskanaal voor zeescheepvaart.

Om een zo compleet mogelijk beeld te krijgen is als laatste een vergelijking gemaakt tussen het Yangtze kanaal en andere gelijksoortige kanalen die al in de wereld aangelegd zijn. Daarna is de maatgevende kanaalbreedte bepaald door gebruik te maken van alle aanwezige gegevens van het kanaal.

Daarna is de uiteindelijke breedte van het kanaal langs de kust bepaald.

**Het kanaal ontwerpen met een probablistische methode.**

Het is mogelijk om de afmetingen van het kanaal te bepalen met behulp van een probablistische methode. De volgende aanpak kan gebruikt worden:

De kans op het raken van de het kanaal en daarbij het stranden van het schip neemt toe bij een afnemende breedte van het kanaal. Er zal een optimum breedte bepaald dienen te worden die voldoet aan de vergelijking:

$$\Sigma \text{ jaarkosten kanaal} + \Sigma \text{ jaarkosten ongelukken} = \text{zo klein mogelijk}$$

Deze methode wordt verder niet uitgewerkt omdat de gegevens hiervoor ontbreken.

### 3.1.3 Kanaaldiepte

De diepte van het kanaal is gebaseerd op de PIANC richtlijnen. Bij het bepalen van de diepte van het kanaal is geen onderscheid gemaakt tussen de zeescheepvaartkanalen en de binnenscheepvaartkanalen. Behalve voor de berekening van de squat, de squat is zowel voor onbegrensd water ( met een correctie factor om de begrenzing te verwerken ) als voor een begrensd kanaal berekend. Er worden een aantal factoren genoemd die de diepte bepalen deze worden daarna verder uitgewerkt.

Bij de bepaling van de kanaalbreedte is de diepte van het kanaal ook van belang, aangezien deze nog niet bekend was is hiervoor een aanname gedaan bij het bepalen van de kanaalbreedte.

Aangezien er bij het dimensioneren van kanalen veel gebruik wordt gemaakt van vuistregels op ervaring gebaseerd, zal daar in dit ontwerp ook gebruik van worden gemaakt dit houdt wel in dat de afmetingen die gevonden worden voor het kanaal geen exacte maten zijn, maar een goede benadering. Het ontwerp van een kanaal kan niet op een paar meter nauwkeurig worden gemaakt, wat betreft de breedte, en op een paar centimeter, wat betreft de diepte. Met deze onzekerheden moet tijdens het ontwerpen rekening worden gehouden.

### 3.2 KANAALBREEDTE ( gebaseerd op toegangskanalen voor zeeschepen )

Alle waarden die voor het bepalen van de breedte van het kanaal gebruikt zijn, komen uit de PIANC publikatie van april 1995 met betrekking tot 'Approach Channels'.

De breedte van het kanaal is afhankelijk van de volgende factoren.

- De afmeting en van het ontwerpschip
- De manoeuvreerbaarheid van het ontwerpschip
- De verkeersintensiteit op het kanaal
- De snelheid van het schip
- De omstandigheden zoals wind, golven en stroming
- De invloed van de waterdiepte/diepgang verhouding op de kanaalbreedte.
- De afstand van het schip tot de oever
- De vaardigheid van de loods
- De hulpmiddelen die aanwezig zijn op het schip
- Het type lading dat vervoert wordt
- Het bodemmateriaal

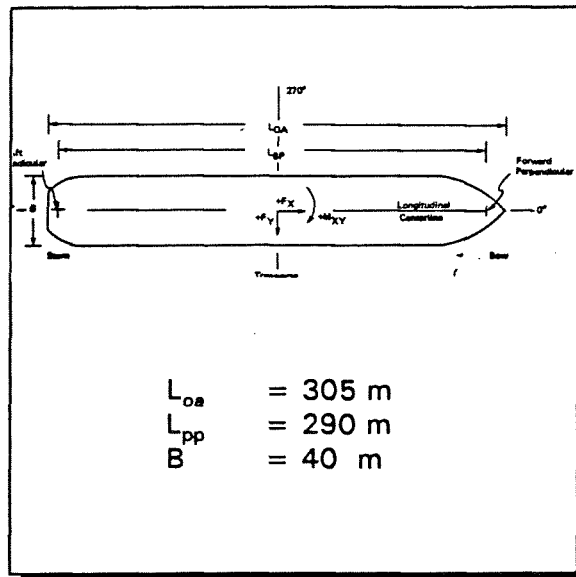
Allereerst moet er bepaald worden of men uitgaat van een éénstrooksvaarweg of dat men kiest voor een tweestrooksvaarweg. Deze keuze zal gemaakt moeten worden op grond van het te verwachten aantal schepen dat gebruik zal maken van het kanaal. Uit de beschikbare gegevens omtrent het scheepsaanbod volgt dat het kanaal jaarlijks door ongeveer 8000 schepen bevaren zal worden in het jaar 2010. Dit betekent ongeveer 22 schepen per dag door het kanaal zullen varen. Aangezien de snelheid van de verschillende type schepen gemiddeld ongeveer 8 knopen bedraagt ( dit is een aangenomen waarde om de berekening mee te starten ) zal een schip er ongeveer 3.7 uur over doen om het kanaal van zuid naar noord te doorvaren. Om een veiligheidsmarge in te bouwen voor het feit dat schepen niet altijd 8 knopen zullen varen, omdat ze op de terugweg gebruik willen maken van het getij voordeel ( dit zal in het hoofdstuk met betrekking tot de capaciteit nader toegelicht worden ) wordt een tijd van 4 uur aangehouden. Dit houdt in dat er op elk moment (  $22/24$  ) \* 4  $\approx$  4 schepen in het systeem aanwezig zullen zijn. Dit is een zeer eenvoudige aanname maar wel bruikbaar bij het maken van een keuze tussen een één- of een tweestrooksvaarweg. Er is nu geen rekening gehouden met het onvoorspelbare karakter van het aankomstpatroon van de schepen. Het aantal schepen per jaar is 8000, bij binnenvaartkanalen is 5000 schepen per jaar de grens om voor een tweestrookskanaal te kiezen. Daarbij is de vaartijd van de schepen door het kanaal te lang om andere schepen te laten wachten. Op grond deze factoren wordt gekozen voor een tweestrookskanaal. De dimensionering van het kanaal zal dus gebaseerd worden op normen die gelden voor een tweestrooksvaarweg. Alle waarden zullen uit de in bijlage 4 bijgevoegde tabel gehaald worden.

### 3.2.1 De afmeting van het ontwerpschip.

Er is gekozen voor een containerschip met een breedte van 40 meter als ontwerpschip voor het kanaal. Dit is gedaan om dat het verkeer voor het grootste deel uit containerschepen en kleinere schepen zal bestaan. Ook zal het kanaal bevaarbaar moeten zijn voor bulk-carriers met een laadvermogen van 150,000 dwt, de breedte van deze schepen bedraagt 46 meter en behoort eigenlijk maatgevend te zijn voor het kanaal. Uit de aanwezige gegevens volgt dat er minder van dit soort schepen het kanaal zullen bevaren en dus wordt er voor het containerschip als maatstaf

gekozen. Het is mogelijk dat twee bulk-carriers elkaar in het kanaal ontmoeten, er zal dan extra voorzichtig langs elkaar gevaren moeten worden. Er kan ook gepland worden dat de schepen elkaar ter plaatse van de verbreding van het kanaal, door de aanleg van de haven, ontmoeten. In de praktijk zal dit niet voorkomen, omdat de bulkcarrier in principe alleen richting Shanghai geladen varen en terug via de bestaande route gaan omdat deze dan in ballast varen.

Er wordt nu dus van een ontwerpschip met een breedte van 40 meter gerekend.



Figuur 3-2 Het ontwerpschip

### 3.2.2 De manoeuvreerbaarheid van het ontwerpschip.

Wanneer het schip in het kanaal vaart zal het nooit exact volgens een rechte lijn kunnen varen omdat het handmatig bestuurd wordt. De bestuurbaarheid wordt ook minder omdat het kanaal in vergelijking tot de open zee erg ondiep is. De invloed van golven, wind en stroming is niet van toepassing op de manoeuvreerbaarheid die hier beschreven wordt.

De manoeuvreerbaarheid van een schip is van een aantal factoren afhankelijk te weten:

- De lengte breedte verhouding van het schip
- De verhouding tussen de waterdiepte en de diepgang van het schip
- De vaardigheid van degene die het schip bestuurt
- Het type roer en voortstuwing
- Wel of geen boegschroef

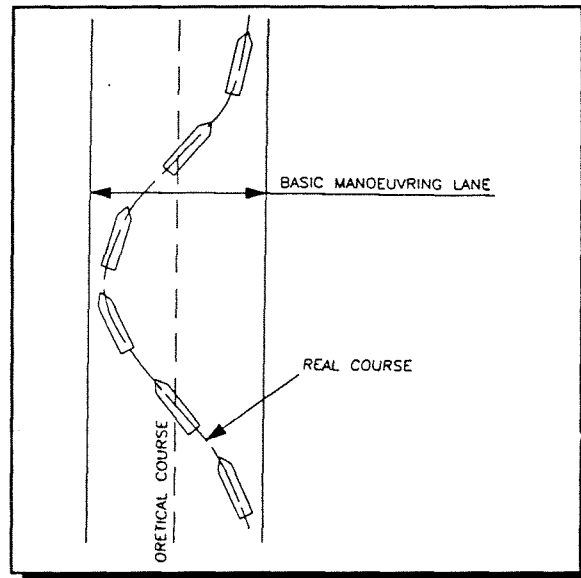
Containerschepen worden zo gemaakt dat er snel mee over zee gevaren kan worden, dit gaat ten koste van de manoeuvreerbaarheid van dit soort schepen. Al eerder is genoemd dat de relatieve ondiepte van het kanaal de bestuurbaarheid negatief zal beïnvloeden.

Door deze factoren is de manoeuvreerbaarheid van het containerschip minder goed dan van andere schepen en wordt er met behulp van de tabel gekozen voor een extra breedte van  $1.8 * B$ .



### 3.2.3 De verkeersintensiteit op het kanaal.

Hierbij moet worden uitgegaan van de breedte van het grootste schip ook al is dit niet het ontwerpschip volgens de PIANC richtlijnen. Verder moet er bepaald worden de verkeersintensiteit laag, gemiddeld of hoog is op het kanaal. De verkeersintensiteit wordt uitgedrukt in het aantal schepen per uur. In dit geval komen er gemiddeld 22 schepen per dag door het kanaal. Uitgaande van de veronderstelling dat er op elk tijdstip van de dag gevaren wordt betekent dit dat de verkeersintensiteit  $22 \text{ schepen}/24 \text{ uur} = 0.92 \text{ schepen/uur}$ . Dit betekent een lage verkeersintensiteit. Er moet een extra breedte toeslag voor de intensiteit berekend worden van  $0 * B$ . Samen met de snelheid van het schip bepaald dit criterium de passeerafstand.



Figuur 3-3 Ruimte voor het manoeuvreren

### 3.2.4 De snelheid van het schip.

De snelheid van het schip wordt aangenomen op 8 knopen. De snelheid van het schip bepaald samen met de verkeersintensiteit de ruimte die tussen twee passerende schepen minimaal aanwezig moet zijn. Onder het gedeelte over de verkeersintensiteit is al genoemd dat hierbij rekening moet worden gehouden met het schip met de grootste breedte en niet met het ontwerpschip, dit geldt eveneens voor de snelheid. Een snelheid van 8 knopen is een gemiddelde waarde waarbij voor de ruimte tussen twee schepen die elkaar passeren een waarde van  $1.0 * B$  aangehouden moet worden. Door rekening te houden met de breedte van het grootste schip is het mogelijk dat een bulkcarrier ( 150,000 dwt ) en een 4-de generatie containerschip elkaar ontmoeten in het kanaal. Dit zal in de praktijk ook gebeuren.

### 3.2.5 De omstandigheden zoals wind, golven en stroming.

#### - Wind

Met het begrip wind wordt hier bedoeld; de aanwezigheid van zijwind. De wind heeft de grootste invloed op schepen die langzaam varen. Uit de gegevens moet de meest voorkomende windrichting bepaald worden. Er wordt ook rekening gehouden met de hoogte van het vrijboord daar dit nogal aanzienlijk is bij containerschepen. Aan de andere kant zal de dijk het kanaal ook beschermen tegen de wind. Als laatste is de verhouding tussen de waterdiepte en de diepgang van het schip van belang. Er wordt gekozen voor een extra breedte van  $0.4 * B$ .

#### - Golven

Golven hebben niet alleen invloed op de diepte van het kanaal maar ook op de breedte als de golven dwars over de vaarrichting lopen. Het verband tussen golven en de kanaalbreedte is niet eenvoudig te berekenen hiervoor dienen aannamen gedaan te worden. Aangezien het kanaal beschermd wordt tegen de indringing van golven wordt hiervoor geen toeslag gerekend.

- **Stroming.**

De dwarsstroming beïnvloedt de kanaalbreedte net zoals de wind alleen het verschil is dat de stroming meer invloed heeft op schepen met een grotere diepgang en de wind meer invloed heeft op schepen met een hoog vrijboord. In sommige kanalen is de dwarsstroom zo sterk dat een schip moet wachten om een haven binnen te komen. De dwarsstroom behoort bij het horizontale getijdenster. Voor de stroming geldt in het kanaal het volgende: er is geen dwarsstroming en de stroming in de vaarrichting is 0.60 meter/seconde ( dit is een gegeven ). Dit betekent dat hiermee geen rekening hoeft te worden gehouden bij het ontwerp van de breedte van het kanaal.

### 3.2.6 De invloed van de waterdiepte/diepgang verhouding op de kanaalbreedte.

Wanneer deze verhouding een waarde heeft waarbij de bodem de manoeuvreerbaarheid van het schip beïnvloedt moet hiervoor en extra breedte in rekening worden gebracht. Wanneer de afstand van de onderkant van het schip tot de bodem niet erg groot is heeft dit invloed op de bestuurbaarheid van het schip. Voor de waterdiepte wordt een waarde van 14.5 meter aangenomen en de diepgang van het schip is 12.5 meter. De verhouding wordt hiermee 1.16. In het kanaal zal hiervoor een extra breedte van  $0.2 B$  voor gebruikt worden.

### 3.2.7 De afstand van het schip tot de oever.

Wanneer het schip door de oever kan worden beïnvloed heeft dit effect op de bestuurbaarheid en daarmee de kanaalbreedte. De mate van invloed is afhankelijk van de volgende factoren.

- Scheepssnelheid in relatie tot de waterdiepte ( hoe hoger de snelheid hoe groter de invloed van de oever ).
- Het talud
- De verhouding tussen waterdiepte/diepgang
- Het materiaal waaruit de bodem het kanaal bestaat ( bij een zachte bodem is de kielspeling klein, dit beïnvloedt de manoeuvreerbaarheid )

Voor het kanaal zal een afstand tot de oever gekozen worden op grond van de scheepssnelheid, talud en materiaal van  $0.5 * B$ .

### 3.2.8 De vaardigheid van de kapitein.

Hierover is weinig te zeggen in termen van een extra breedte van  $X * B$  maar deze is wel degelijk van invloed op de breedte van het kanaal. Er wordt aangenomen dat er geen extra breedte benodigd is op het kanaal hiervoor.

### 3.2.9 De hulpmiddelen die aanwezig zijn op het schip en de wal.

Het belang van de hulpmiddelen is de voordelen die zij opleveren voor degene die het schip bestuurt. Er wordt vanuit gegaan dat deze prima in orde zijn en geen extra kanaalbreedte opleveren.

### 3.2.10 Het type lading dat vervoert wordt.

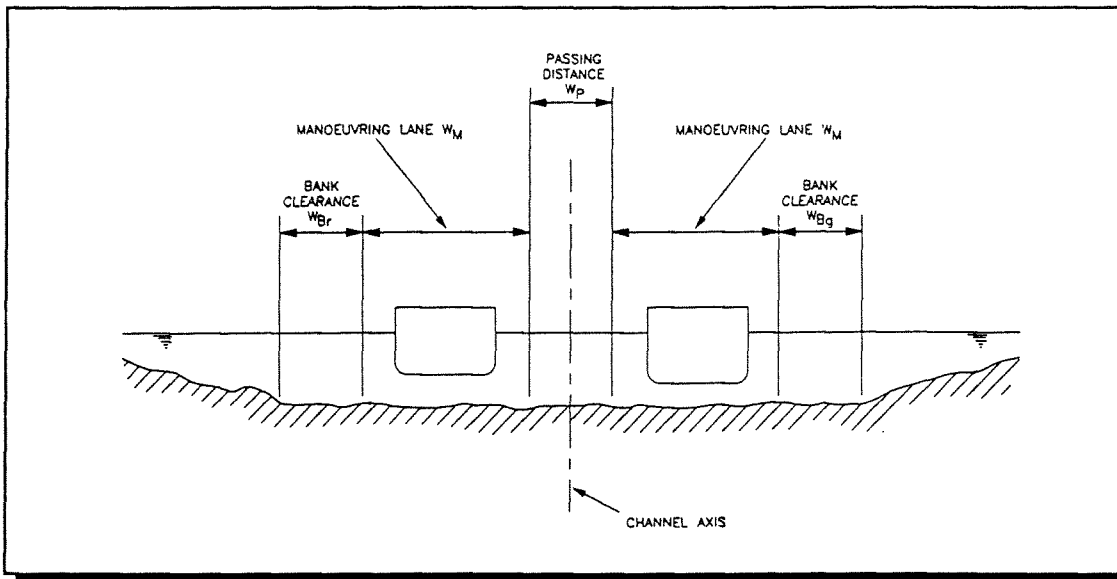
Dit is voornamelijk van belang bij het vervoeren van gevaarlijke lading zoals in de grote gastankers en olietankers gebeurt maar bij de containervaart en het droge bulkvervoer zal dit niet van belang zijn. Er varen ook tankers door het kanaal. Olie wordt gerekend tot de gemiddeld gevaarlijke goederen, voor dit soort goederen wordt een toeslag van  $0.4 * B$  gerekend. Er moet wel rekening worden gehouden met het feit dat de olietanker niet het ontwerpschip is.

### 3.2.11 Het bodemmateriaal

Ook van invloed op de kanaalbreedte is het materiaal waaruit de bodem bestaat. Deze invloed wordt met name belangrijk wanneer het schip door de golfrespons vertikaal gaat bewegen. Een zachte modderachtige bodem beïnvloed namelijk de bestuurbaarheid van het schip. Dit komt omdat bij een zachte bodem, de afstand van de onderkant van het schip tot de bodem niet zo groot hoeft te zijn in vergelijking tot een harde bodem. Bij een zachte bodem zal de schade veel minder groot zijn, wanneer de bodem geraakt wordt dan bij een harde bodem. Het effect van de bodem telt alleen mee in ondiepe kanalen. De modder heeft invloed op de manoeuvreerbaarheid en de voortstuwing van het schip. In het kanaal is een zachte bodem aanwezig en wordt er rekening gehouden met een extra breedte van  $0.1 * B$ .

### 3.2.12 Eindresultaat

De elementen die de kanaalbreedte bepalen in de vorm van een plaatje.



Figuur 3-4 Elementen van de kanaalbreedte

Al de factoren die de breedte van het kanaal bepalen zijn hieronder in een tabel bij elkaar gezet en tevens is de totale kanaalbreedte bepaald. Bij de criteria Verkeersintensiteit en passeerafstand is rekening gehouden met de breedte van het grootste schip ( $B_s$ ) en niet met de breedte van het ontwerpschip. Bij deze criteria moet volgens de PIANC richtlijnen gekozen worden voor het grootst schip ook al is dit niet het ontwerpschip.

Elementen die de kanaalbreedte bepalen	Bepaling van de breedte van het kanaal voor het ontwerpschip
Manoeuvrerbaarheid	$2 * 1.8 * B$
Verkeersintensiteit	$0 * B_s$ (breedte grootste schip)
Snelheid ( passeerafstand )	$1.0 * B_s$ (breedte grootste schip)
Zijwind	$2 * 0.4 * B$
Golven	$2 * 0.0 * B$
Dwarsstroming	$2 * 0.0 * B$
Langsstroming	$2 * 0.0 * B$
Waterdiepte/diepgang	$2 * 0.2 * B$
Afstand t.o.v. de oever	$2 * 0.5 * B$
Hulpmiddelen op schip aanwezig	$2 * 0.0 * B$
Type lading ( gevaarlijk )	$2 * 0.0 * B$
Bodemmateriaal	$2 * 0.1 * B$
<b>Totale kanaalbreedte</b>	<b><math>6.0 * B + 1.0 * B_s</math></b>

tabel 3-1 Kanaalbreedte PIANC

De kanaalbreedte , 286 meter, die nu bepaald is, is gebaseerd op het ontwerpschip.

Wanneer de breedte van het kanaal gedimensioneerd zou worden op een olietanker, moet er een extra breedte toeslag gerekend worden voor het type lading dat vervoert wordt. Hier staat tegenover dat een olietanker beter manoeuvreerbaar is dan een containerschip, dit houdt in dat de ruimte die hiervoor benodigd is kleiner wordt. De olietanker is ook minder breed dan het ontwerpschip. Omdat deze factoren elkaar ongeveer in evenwicht houden voldoet de berekende kanaalbreedte ook voor een olietanker.

### 3.3 KANAALBREEDTE ( gebaseerd op gelijksoortige kanalen )

Er is gekeken naar gelijksoortige kanalen in de wereld om vanuit hier een schatting te kunnen maken voor dit kanaal.

Allereerst is het Suez kanaal beschouwd. Het Suez kanaal verbindt de Middellandse Zee met de Rode Zee. Hier varen zeeschepen door een beschermd kanaal heen. De lengte van Suez kanaal is 160 kilometer. Er zijn geen sluizen aanwezig aan de ingang en uitgang van het kanaal. Het Suez kanaal is in principe bedoeld voor grote olietankers met als breedte voor het ontwerpschip 55 meter. De snelheidsbeperking voor geladen schepen in het kanaal is ongeveer 7 knopen . Het Suez kanaal is bedoeld voor éénrichtingsverkeer en heeft op bepaalde plaatsen passeermogelijkheden. De bodembreedte van het kanaal is 120 meter. Deze 120 meter is dus voor de manoeuvreerbaarheid, de afstand tot de oever, de hinder van zijwind en de invloed van de waterdiepte/diepgang verhouding voor een schip van 55 meter. Er dus gekozen voor een kanaalbodembreedte van 2.2 \* B. De breedte wordt arbitrair aangenomen als volgt opgebouwd te zijn:

Factoren	
manoeuvreerbaarheid	1.3 * B
afstand tot de oever	0.7 * B
hinder zijwind	0.1 * B
waterdiepte / diepgang	0.1 * B
<b>Totaal</b>	<b>2.2 * B</b>

tabel 3-2 Suez kanaal

Een ander voorbeeld is het Miramichi kanaal in Canada. Dit kanaal is aangelegd door een estuarium en er zijn havenfaciliteiten aanwezig in het kanaal.

De lengte van dit kanaal is 64 kilometer. Er zijn in dit kanaal geen sluizen aanwezig. Het ontwerpschip voor dit kanaal heeft een breedte van 21.5 meter. Het kanaal is gemaakt voor éénrichtingsverkeer omdat de intensiteit niet groot is. De snelheid op het kanaal is ongeveer 9 knopen. Voor de bodembreedte in het beschermde gedeelte van het kanaal is gekozen voor 2.8 \* B. De breedte wordt arbitrair aangenomen als volgt opgebouwd te zijn:

Factoren	
manoeuvreerbaarheid	1.6 * B
afstand tot de oever	0.8 * B
hinder zijwind	0.2 * B
waterdiepte / diepgang	0.2 * B
<b>Totaal</b>	<b>2.8 * B</b>

tabel 3-3 Miramichi kanaal

Het Noordzeekanaal waar wel sluizen in aanwezig zijn heeft een lengte van 27 kilometer. Het is een tweestrooksvaarweg waarbij het ontwerpschip een breedte heeft van 32 meter. De toegestane snelheid op dit kanaal bedraagt 8 knopen. De bodembreedte van het kanaal is 5.2 \* B. De breedte wordt arbitrair aangenomen als volgt opgebouwd te zijn:

Factoren	
manoeuvrerbaarheid	2 * 1.5 * B
afstand tussen de schepen	0.8 * B
afstand tot de oever	2 * 0.5 * B
hinder zijwind	2 * 0.1 * B
waterdiepte / diepgang	2 * 0.1 * B
<b>Totaal</b>	<b>5.2 * B</b>

tabel 3-4 Noordzeekanaal

### 3.4.1 Gekozen Kanaalbreedte

Nu alle gegevens bekend zijn voor een aantal verschillende omstandigheden moet dit vertaald worden naar de ontwerpeisen voor het kanaal langs de kust. Het kanaal langs de kust is een beschermd toegangskanaal. Er zijn nog een aantal van dit soort kanalen op de wereld hiervan zijn drie voorbeelden genoemd met daarbij de breedte van deze kanalen. Uit deze twee benaderingen is een keuze gemaakt voor het ontwerp van het kanaal. De methode gebruikt om het kanaal te vergelijken met een toegangskanaal is de meest gedetailleerde. Vanuit daar zullen aanpassingen gedaan worden om ontwerp zo goed mogelijk te maken. Op de drie vergelijkbare kanalen in de wereld is de bestuurbaarheid van de schepen beter omdat op deze kanalen geen containerschepen varen. Maar de verschillen zijn zo groot dat er vanuit wordt gegaan dat er met een breedte van 1.5 \* B met betrekking tot de manoeuvrerbaarheid aan de eisen voldaan wordt. Hierbij wordt er ook vanuitgegaan dat de bestuurder van het schip gebruik kan maken van geavanceerde apparatuur. De passeerafstand is ook aangepast, dit komt voornamelijk door het feit dat in de eerste benadering er geen rekening mee was gehouden dat de minimale afstand tot de oever en de minimale passeerafstand nooit tegelijkertijd op zullen treden. Het inhalen van containerschepen en grote bulkcarriers zal ook niet voorkomen omdat er een inhaalverbod op het kanaal geldt. Daarom is voor de passeerafstand een mindere ruime marge genomen gebaseerd op de gegevens voor de binnenvaartschepen en de drie vergelijkbare kanalen.

Voor het bepalen van de zijwind wordt gebruik gemaakt van de volgende formule([ref6]):

$$\theta = \frac{\arcsin(rWc_0 \sin \alpha)}{V_s} \quad (1)$$

waarin

$\Theta$  = drifthoek

W = windsnelheid

$V_s$  = sloopssnelheid

$c_0$  = coëfficiënt vorm van het schip

r = coëfficiënt effect van de wind (= 1)

$\alpha$  = hoek waaronder de wind invalt ( $\alpha = 90^\circ$  (zijwind))

De hoek van inval is veronderstelt op  $90^\circ$  omdat dit de meeste hinder voor de schepen op zal leveren. Voor de sloopssnelheid is de waarde van 4 meter/seconde aangehouden en voor de windsnelheid 13 meter/seconde.

De waarde van  $c_0$  zal met de volgende formule bepaald kunnen worden:

$$c_0 = 0.045 \sqrt{\frac{F_h}{F_n}} \quad (2)$$

$F_h$  = oppervlakte van het schip boven water ( m<sup>2</sup> )  
 $F_n$  = oppervlakte van het schip onder water ( m<sup>2</sup> )

Omdat er geen goede gegevens aanwezig zijn omtrent het vrijboord van het ontwerpschip zal voor de verhouding  $F_h / F_n$  het getal 0.5 worden aangenomen. Dit is gebaseerd op het 4-de generatie containerschip, dit heeft een groot vrijboord. De waarde van  $c_0$  wordt nu 0.03.  
 Omdat de hoek  $\Theta$  niet erg groot zal zijn in de praktijk ( minder dan  $10^\circ$  ) wordt de volgende relatie gebruikt om de extra breedte van het schip te bepalen:

$$B(\text{extra}) = L_{pp} \sin \theta \quad (3)$$

$L_{pp}$  = lengte tussen de loodlijnen ( = 290 meter )

Het invullen van de getallen in de formules levert de volgende waarden op:

$$\sin \Theta = 0.103$$

daaruit volgt:  $B(\text{extra}) = 30 \text{ meter} (\approx 0.75 * B)$

De extra breedte die met deze benadering gevonden wordt is aanzienlijk groter dan bij de voorgaande benaderingen. Omdat de dijk de schepen enigszins tegen de wind zal beschermen wordt er verder gerekend met een toeslag van  $0.4 * B$ .

De gevonden waarden bij het ontwerpen van het kanaal volgens de richtlijnen voor toegangseulen zijn nu zodanig aangepast, dat veronderstelt mag worden dat het kanaal voldoet aan de ontwerpeisen.

Op grond van al deze gegevens is het volgende ontwerp voor het kanaal gemaakt:

Factoren die de kanaalbreedte bepalen	Bepaling van de breedte van het kanaal voor het ontwerpschip
Manoeuvrerbaarheid	$2 * 1.5 * B$
Verkeersintensiteit	$0 * B_r$
Snelheid ( passeerafstand )	$0.8 * B_r$
Zijwind	$2 * 0.4 * B$
Golven	$2 * 0.0 * B$
Dwarsstroming	$2 * 0.0 * B$
Langsstroming	$2 * 0.0 * B$
Waterdiepte / diepgang	$2 * 0.1 * B$
Afstand t.o.v. de oever	$2 * 0.5 * B$
Hulpmiddelen op het schip aanwezig	$2 * 0.0 * B$
Type lading	$2 * 0.0 * B$
Bodemmateriaal	$2 * 0.1 * B$
<b>Totale Kanaalbreedte</b>	<b><math>5.2 * B + 0.8 * B_r</math></b>

tabel 3-5 Kanaalbreedte

De totale kanaal breedte uitgedrukt in meters is:

*Breedte kanaal  $\approx$  250 meter*

Deze breedte zal op de bodem van het kanaal van toepassing zijn.

### 3.5 Conclusie

Er is allereerst op grond van de PIANC richtlijnen een kanaalbreedte bepaald. Daarna is een vergelijking gemaakt met gelijksoortige kanalen in de wereld. Omdat er enkele verschillen hiertussen aanwezig zijn, is er een verbeterd ontwerp gemaakt. In het eerste ontwerp is gekozen voor een breedte toeslag van  $1.8 B$  voor de manoeuvrerbaarheid. Omdat er in de toekomst nog betere hulpmiddelen tot de beschikking van de stuurman en/of loods staan wordt er uiteindelijk gekozen voor een breedte toeslag van  $1.5 B$  voor de containerschepen gekozen. De uiteindelijke kanaalbreedte wordt nu **250 meter**.

Er dient wel opgemerkt te worden dat er bij het verbeterde ontwerp alleen gekeken is naar de criteria met betrekking tot passeerafstand, manoeuvrerbaarheid en zijwind. Deze ontwerpseisen zijn aangepast, waarbij het criterium voor zijwind niet verandert. Omdat de andere criteria een zeer kleine breedte toeslag geven of geen breedtetoeslag zijn deze in het verbeterde ontwerp niet aangepast. Het criterium "afstand tot de oever" is niet aangepast omdat de PIANC richtlijn van toepassing is op dit ontwerp.



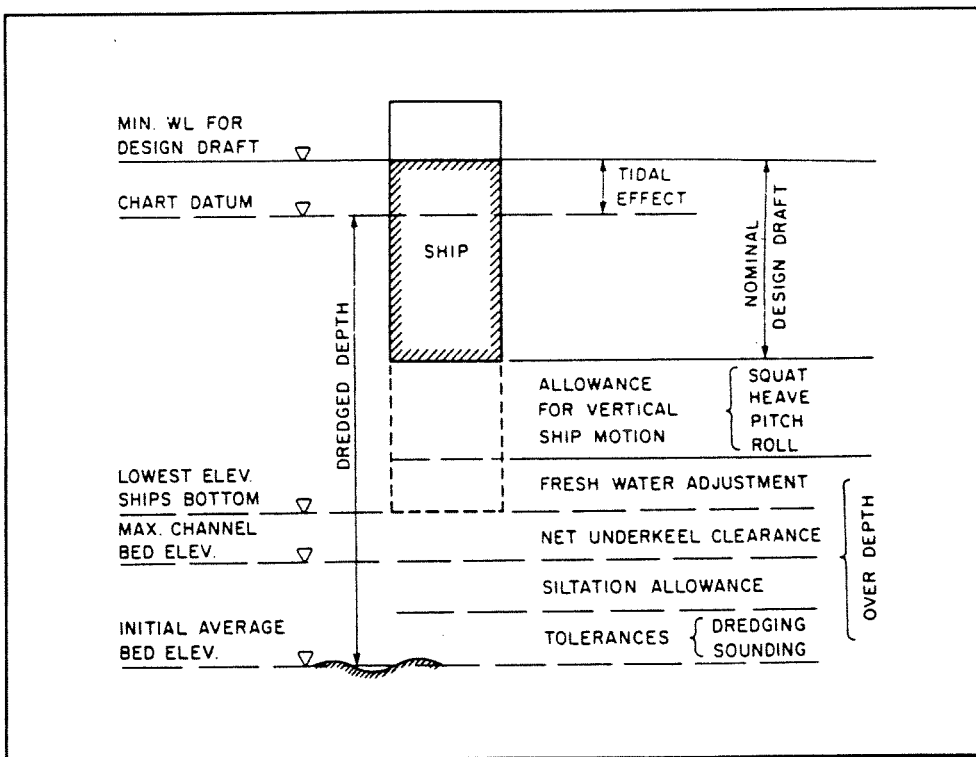
Het ontwerp van de breedte van het kanaal is voornamelijk gebaseerd op de PIANC richtlijnen van april 1995, er is getracht een zo goed mogelijk ontwerp hiermee te maken. Dit betekent echter niet dat de breedte van het kanaal éénduidig is.

### 3.4 KANAALDIEPTE.

Allereerst moet bepaald worden wat de diepgang van het ontwerpschip is, voor het ontwerpschip is gekozen voor een volledig geladen 4-de generatie 60,000 dwt containerschip met een diepgang van 12.5 meter

De diepte is afhankelijk van een aantal factoren te weten:

- Diepgang
- Squat
- Trim
- Getijbeweging
- Golven
- Afstand tussen de onderkant schip en de bodem
- Bagger tolerantie
- Onzekerheden m.b.t. metingen
- Sedimentatie



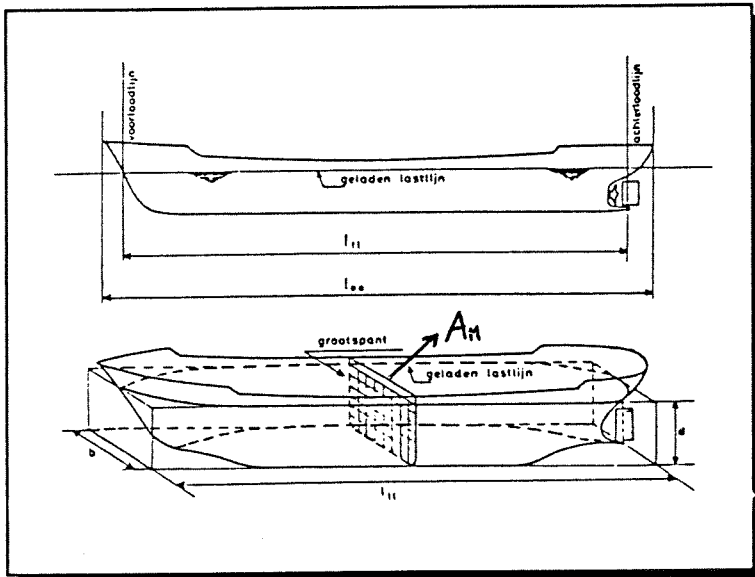
Figuur 3-5 Elementen van de kanaaldiepte

#### 3.5.1 Diepgang

Deze is al bepaald op 12.5 meter. Dit is de diepgang van het geladen ontwerpschip. De diepgang is de afstand tussen de hoogte van de waterlijn en de onderkant kiel

#### 3.5.2 Squat ( voor open water )

Voor squat is het allereerst belangrijk de hoofdafmetingen van het schip te kennen. Hieronder zijn deze in de figuur aangegeven. Deze zullen verderop in dit hoofdstuk verklaart worden.



Figuur 3-6 Afmetingen van het schip

Squat ontstaat doordat er bij een varend schip een zekere waterverplaatsing ontstaat, welke groter wordt naarmate de snelheid van het schip toeneemt. Bij de boeg van het schip zal voortdurend een hoeveelheid water verdrongen worden, terwijl tegelijkertijd bij de achterkant van het schip deze zelfde hoeveelheid aangevuld dient te worden. Hierdoor zal er onder en naast het schip een stroming gaan optreden, welke tegengesteld is aan de vaarrichting van het schip. Deze zogenaamde retourstroom gaat gepaard met een waterspiegeldaling. Het schip vaart als het ware in zijn eigen gemaakte kuil. Door zijn gelijkblijvende opwaartse druk zal het schip dus meezakken.

De squat hangt af van:

- Volume van de waterverplaatsing ( $\Delta = C \cdot L_{pp} \cdot B \cdot T$ ) (eenheid  $m^3$ )
- Lengte van het schip tussen de loodlijnen. De loodlijnen zijn de snijpunten van de voorzijde van de voorsteven respectievelijk de achterkant van de roersteven met de geladen lastlijn ( $L_{pp}$ ) (eenheid m)
- de breedte van het schip ( $B$ ) (eenheid m)
- de diepgang van het schip ( $T$ ) (eenheid m)
- de blokcoëfficiënt. Deze is afhankelijk van de vorm van het onderwater schip. De blokcoëfficiënt is 1 bij een rechthoekig profiel ( $C$ ) (dimensieloos)
- Het Froude getal ( $F = V/\sqrt{gh}$ )

waarin  $V$  = scheepssnelheid (eenheid m/s)  
 $h$  = waterdiepte (eenheid m)  
 $g$  = zwaartekrachtsversnelling (eenheid  $m/s^2$ )

De volgende relatie geldt voor squat:

$$squat(m) = 2.4 \frac{\Delta}{L_{pp}} \frac{F^2}{\sqrt{1-F^2}} \quad (4)$$

Het Froude getal komt voort uit een relatie tussen de waterdiepte en de maximale snelheid die door een schip in begreemd water kan worden bereikt. Het Froude getal heeft een waarde tussen de 0 en de 1. De twee uiterste waarden hebben de volgende fysische betekenis. Wanneer het Froude getal gelijk is aan 0 betekent dit dat de doorsnede van het kanaal gelijk is aan de doorsnede van het schip dat door het kanaal vaart. Dit houdt in dat de maximale snelheid die gehaald kan worden in het kanaal, de grenssnelheid, gelijk is aan 0. Wanneer het Froude getal gelijk is aan 1 betekent dit dat de doorsnede van het kanaal vele malen groter is dan de doorsnede van het schip. Het schip vaart nu in feite in een onbegreemd kanaal. De scheepssnelheid is aan een kritische snelheid onderhevig onafhankelijk van het motorvermogen. Wanneer bij schepen het motorvermogen wordt opgevoerd zal de lengte van de golven die door het schip voortgebracht worden toenemen. Uiteindelijk zal de golflengte de lengte van het schip bereiken. Bij verder toenemende scheepssnelheid zou de afstand tussen boeg- en hekgolf groter worden dan de scheepslengte. Het schip zou dan tegen de eigen boeg golf in gaan varen. De grenssnelheid wordt dus bereikt als de scheepssnelheid gelijk is aan de snelheid van de golven. Omdat er vanuit wordt gegaan dat er ondiepwater omstandigheden heersen op beperkt water zal de snelheid van het schip  $\sqrt{gh}$  zijn. Speedboten zijn een voorbeeld van boten die harder dan de grenssnelheid varen. Een containerschip zal niet harder dan de door het kanaal bepaalde grenssnelheid varen. Uit economische overwegingen zal er meestal met ongeveer  $0.8 \cdot$  de grenssnelheid gevaren worden.

De relatie die gegeven is om de squat te bepalen moet voor begreemd water nog worden gecorrigeerd. Deze correctie-factor is empirisch bepaald en bedraagt  $K_s = 7.45 A_m/A_c + 0.76$ . Deze factor is alleen geldig wanneer  $0.032 < A_m/A_c < 0.15$ . Wanneer de uitdrukking voor de squat met de factor  $K_s$  vermenigvuldigt wordt heeft men het feit dat het kanaal begreemd is verrekend voor squat.

Berekening van de squat.

Gegevens:	B	= 40	meter
	T	= 12.5	meter
	V	= 4	meter/seconde
	h	= 14.0	meter ( aanname $h = 1.12 \cdot T$ )
	g	= 9.81	meter/seconde <sup>2</sup>
	$\Delta$	= 840,000	kN ( dit is 84000 m <sup>3</sup> ) gegeven

Invullen in de formule voor squat:

$$squat(m) = 2.4 \frac{\Delta}{L_{pp}} \frac{F^2}{\sqrt{1-F^2}} \quad (5)$$

squat = 0.40 meter

De squat is nu berekend voor een onbegreemd kanaal om de begrenzing te verwerken wordt de volgende formule gebruikt :

$$K_s = 7.45 A_m/A_c + 0.76$$

$$A_m = 739 \text{ m}^2 \quad ( T = 12.5 \text{ m en } B = 40 \text{ m en } 0.75 \text{ voor de vorm en } \cdot 2 \text{ voor aantal schepen } )$$

$$A_s = 5180 \text{ m}^2 \quad (\text{oppervlakte van de doorsnede van het kanaal met talud 1:5 en bodembreedte 300 m, diepte 14 m})$$

$$\text{daaruit volgt } K_s = 1.81 \text{ en wordt voldaan aan } 0.032 < A_m/A_c < 0.15$$

Dus de uiteindelijke squat wordt  $1.81 * 0.4 = 0.72$  meter

Squat ( voor beperkt water )

Om de vergelijking te maken met het verkregen antwoord bij de voorgaande squat berekening zal deze voor begrensde water op een andere wijze nogmaals gedaan worden. Wanneer de squat berekend wordt voor een begrensd kanaal zal er rekening mee worden gehouden dat het stroombeeld anders wordt. De stroming rond een schip is driedimensionaal maar wanneer een schip op een begrensd kanaal vaart kan dit driedimensionale karakter gereduceerd worden tot een ééndimensionaal stroombeeld. Bij beperking van de waterdiepte zal het stroombeeld een meer tweedimensionaal karakter gaan krijgen. Wanneer de vaarbreedte ook nog beperkt wordt tot ongeveer de lengte van het maatgevende schip kan er zelfs gesproken worden van een ééndimensionaal stroombeeld. Het voordeel van het ééndimensionale model is dat er uitgegaan wordt van een eenvoudig hydraulisch model waarvoor een exacte analytische oplossing is af te leiden. De waterbeweging wordt beschouwd ten opzichte van het schip. Er wordt een assenstelsel gekozen dat op het schip zijn oorsprong heeft en met het schip meebeweegt. Het water heeft dan een snelheid voor en achter het schip die gelijk is aan de constante vaarsnelheid. Er wordt geen wrijving veronderstelt dus is de energiehoogte constant. Nu worden de continuïteitsvergelijking en de vergelijking van Bernoulli ( behoud van energie ) toegepast tussen een doorsnede ver voor het schip en een ter plaatse van het grootspant van het schip. Dit wordt de methode van Thiele([ref5]) genoemd. Dit levert de volgende vergelijkingen op:

$$V * A_s = (V + u)(A_s - A_m - (B_s z)) \quad (6)$$

$$H = h + \frac{V^2}{2g} = h - z + \frac{(V + u)^2}{2g} \quad (7)$$

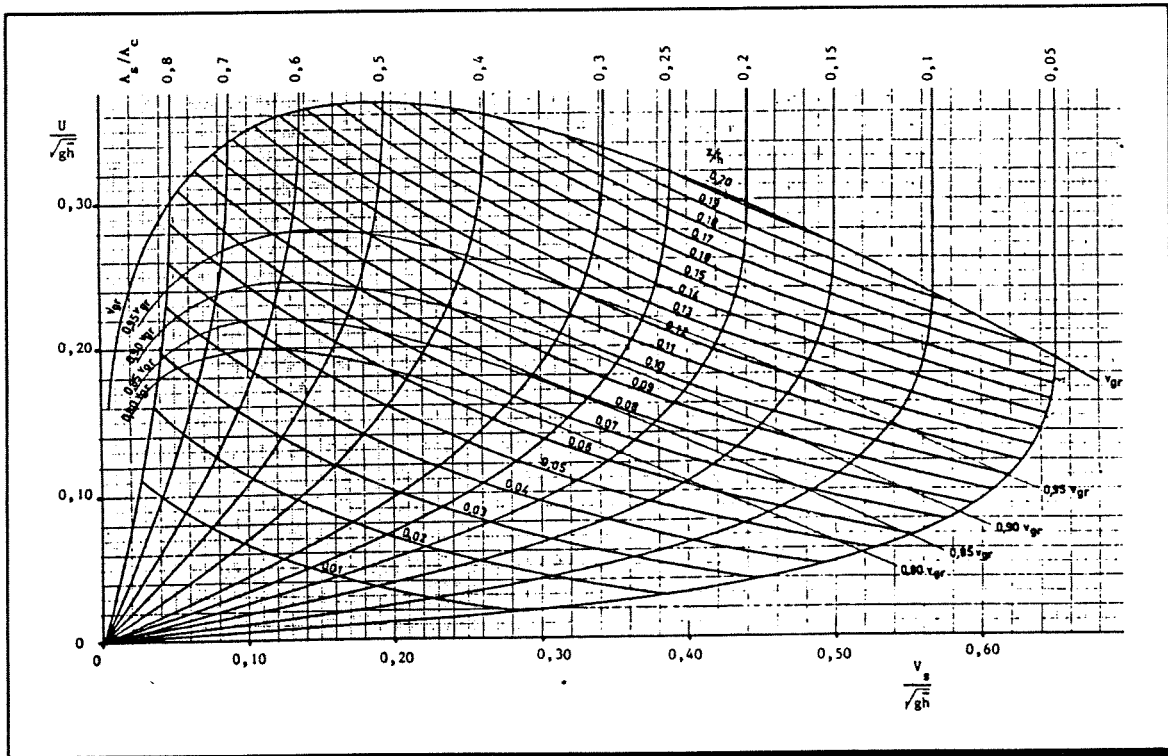
of

$$2gz = (V + u)^2 - V^2 \quad (8)$$

Indien de waarde van  $V$ ,  $B_s$  ( Breedte waterspiegel),  $A_s$  en  $A_m$  bekend zijn kunnen de retourstroom  $u$  en de waterspiegeldaling  $z$  berekend worden. De waterspiegeldaling is gelijk aan de inzinking omdat er sprake is van een smal kanaal ongeveer 6 maal de breedte van het schip. ( dan is deze methode van Thiele goed toepasbaar ). Wanneer twee schepen elkaar inhalen zal een extra waterspiegeldaling optreden omdat de retourstromen elkaar versterken zoals al eerder genoemd. De inzinking zou daardoor theoretisch met een factor 2 tot 2.5 (Führer 1977 ref5) kunnen vermeerderen. In de praktijk blijkt echter dat het schip dat ingehaald wordt zelf snelheid mindert om de inzinking beperkt te houden.

Berekening van de squat

Omdat de oplossing van  $u$  en  $z$  niet expliciet berekend kunnen worden wordt er gebruik gemaakt van het Schijf diagram.



Figuur 3-7 Schijfdiagram

Hieruit volgt bij de volgende gegevens:

$$A_m = 370 \text{ m}^2 \quad (T = 12.5 \text{ m en } B = 40 \text{ m en } 0.75 \text{ voor de vorm})$$

$$A_s = 4810 \text{ m}^2 \quad (\text{talud } 1:5 \text{ en bodembreedte } 300 \text{ m, diepte } 14 \text{ m en vermindert met } 370 \text{ m}^2 \text{ om het aantal van } 2 \text{ schepen te verwerken})$$

$$B_s = 440 \text{ m}$$

$$V_s = 4 \text{ m/s}$$

De squat is : 0.30 meter ( uit het diagram volgt dit )

Om een veilige marge voor de squat aan te houden wat betreft de inhaalmanoeuvre en omdat deze berekening voor binnenvaartschepen op beperkt water geldt wordt er verder gerekend met de al eerder bepaalde squat van

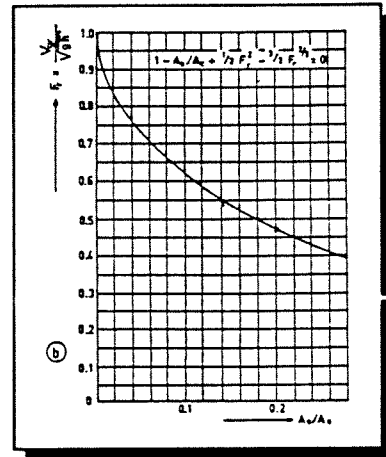
0.72 meter. In de bovenstaande berekening werd genoemd dat de squat theoretisch met een factor 2 tot 2.5 ([ref5]) vermeerderd zou kunnen worden. Wanneer een squat van 0.72 meter aangehouden wordt is dit een factor 2.4 \* maal zo groot als de berekende squat. Dit is een veilige factor.

De grenssnelheid in het kanaal kan met behulp van de bovenstaande vergelijking van Bernoulli en de continuïteitsvergelijking op de volgende manier worden berekend. Voor de maximaal mogelijke snelheid (grenssnelheid) in het kanaal gaan de vergelijkingen over in:

$$\frac{1 - A_m}{A_s} + 0.5F^2 - 1.5F^{2/3} = 0 \quad (9)$$

$$F = \frac{V_{gr}}{\sqrt{gh}} \quad \text{en} \quad h = \frac{A_s}{B_s} \quad (10)$$

In het plaatje hiernaast is af te lezen dat bij een verhouding  $A_m/A_s = 0.08$ , dan is het Froude getal gelijk aan 0.65. Dit betekent dat de grenssnelheid 6.8 meter/ seconde wordt, dit is gelijk aan ongeveer 13.5 knopen. De grenssnelheid is niet lager dan de snelheidsbeperking van 8 knopen. Deze beperking blijft maatgevend.



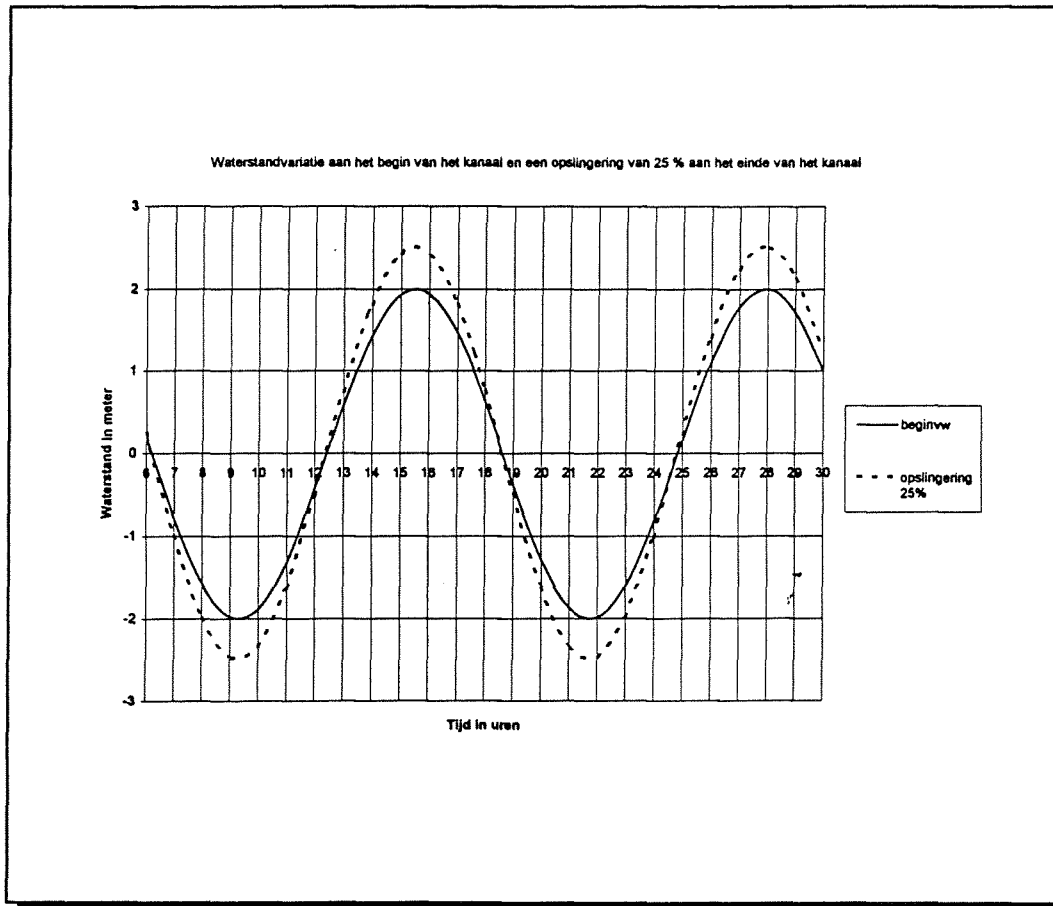
Figuur 3-8 Het Froude getal

### 3.5.3 Trim

Het verschil in inzinking tussen de voorkant en de achterkant van het schip. De inzinking van het achterschip is meestal groter is door de daar aanwezige schroefkuil dan de inzinking van de boeg. Daarmee gaat een vermindering van de vaardiepte gepaard welke ten koste gaat van de bestuurbaarheid van het schip. Voor het ontwerp van de kanaaldiepte wordt hiermee geen rekening gehouden omdat er vanuit wordt gegaan dat overdiepte die berekend wordt bij het bepalen van de squat ook voldoende is om het effect van trim uit te schakelen.

### 3.5.4 Getijbeweging

De getijbeweging aan het begin van het kanaal is bekend. Dit is een gegeven. Met behulp van het programma Trisula is door het WL bepaald hoe het getij zich voortplant in het kanaal. Hieruit blijkt dat het getij met 25 % gaat opslingeren in het kanaal. Deze berekening zal in hoofdstuk 5 gecontroleerd worden. Omdat de containerlijnvaart altijd door het kanaal moeten kunnen varen, zal er geen sprake zijn van een zogenaamd vertikaal getijvenster voor dit soort schepen. Voor bulkcarriers van 150,000 dwt zou wel een vertikaal getijvenster kunnen ontstaan omdat deze volledig geladen een diepgang van 16.5 meter hebben. Hierop wordt later in dit verslag ingegaan. Het laagste peil dat optreedt aan het begin van het kanaal is CD + 0.5 meter. Het gemiddeld waterniveau is CD + 2.2 meter. Wanneer het getij 25 % gaat opslingeren in het kanaal zal het laagste peil in het kanaal CD + 0.13 meter worden. Met dit peil zal voor het bepalen van de diepte in het kanaal gerekend worden.

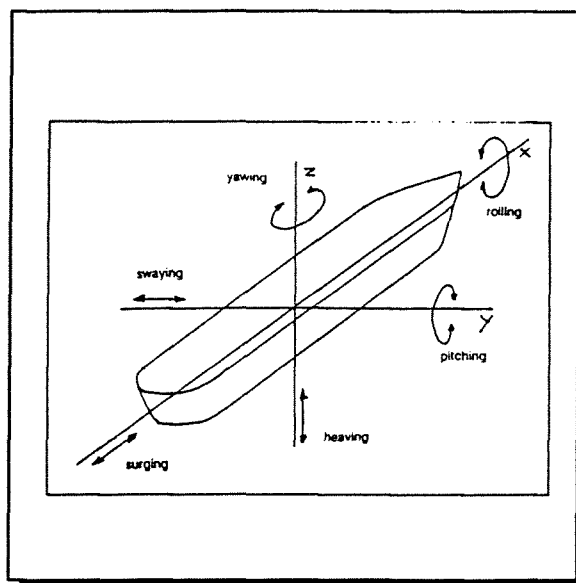


Figuur 3-9 Waterstandsvariatie

### 3.5.5 Golven

De bewegingen van het schip in de golven wordt voornamelijk van belang wanneer het fenomeen resonantie optreedt. Dit betekent dat de eigenperiode van het schip gelijk is aan de golfperiode. Een schip kan in een aantal richtingen verschillende bewegingen maken. Om nu de scheepsbeweging ten gevolge van de golven te berekenen wordt gebruik gemaakt van een zogenaamde RAO-factor ( Response Amplitude Operator ). De RAO-factor is een transfer functie om golfbewegingen om te rekenen naar scheepsbewegingen. De RAO-factor wordt gebruikt om golfenergie of golfhoogte te vertalen naar de verticale beweging van het schip.

Al eerder is gesteld dat er in het kanaal geen rekening zal worden gehouden met de aanwezigheid van golven en dus zal deze factor niet van invloed zijn op de diepte van het kanaal.



Figuur 3-10 Scheepsbewegingen



### **3.5.6 Afstand tussen de onderkant schip en de bodem ( eng: Keelclearance )**

Deze is afhankelijk van het materiaal waaruit de bodem bestaat. Hierbij komt ook het begrip nautische diepte kijken. Dit betekent dat bij zachte modderbodems waaruit het kanaal bestaat het begrip diepte van het kanaal niet vastligt. De afstand tussen de onderkant van het schip wordt in dit geval op 0.5 meter gesteld omdat er een zachte bodem aanwezig is hoeft de afstand niet groot te zijn. Al eerder is genoemd dat deze kleine kielspeling de bestuurbaarheid beïnvloed.

### **3.5.7 Bagger tolerantie**

Omdat het baggeren niet altijd op een paar decimeter nauwkeurig kan worden uitgevoerd. Het gaat namelijk om zeer grote hoeveelheden en daarom is het uitvoeringstechnisch moeilijk zeer nauwkeurig te baggeren. Hiervoor wordt een waarde van 0.30 meter aangenomen.

### **3.5.8 Onzekerheden m.b.t. metingen**

De metingen die uitgevoerd worden om te zien of de bodem op het juiste niveau ligt zullen enige onnauwkeurigheid vertonen. Hiervoor wordt een waarde van 0.20 meter aangehouden.

### **3.5.9 Sedimentatie**

Wanneer er gebaggerd moet worden in het kanaal , wat zeker nodig zal zijn aan het begin van het kanaal, zal er tussen twee opeenvolgende baggerprojecten sedimentatie gaan optreden in het kanaal. De sedimentatie aan het begin van het kanaal zal het grootste zijn terwijl er aan de noordelijke zijde van het kanaal nauwelijks gebaggerd hoeven te worden. De indringing van het getij en de stroming in het kanaal is bepaald via het programma Trisula en het blijkt dat tijdens doortij het sediment 5 kilometer, en tijdens springtij 13 kilometer in het kanaal komt. Er wordt een tolerantie voor het sediment aangenomen van 0.25 meter. Er kan met behulp van het programma Trisula berekend worden wat de totale hoeveelheid sediment is die per getij het kanaal binnendringt, maar er kan niet bepaald worden wat de verdeling van het sediment over de lengte van het kanaal is. Ook is het van belang hoe vaak er per jaar gebaggerd wordt. Het is te zien dat het getij niet ver in het kanaal indringt maximaal 13 kilometer op een totale lengte van 55 kilometer. Er zal dus rekening moeten worden gehouden met baggerwerk aan het begin van het kanaal en verder zal de sedimentatie in de rest van het kanaal gering zijn. Dus de aanname van 0.25 meter is voldoende omdat er vanuit wordt gegaan dat er in het begin van het kanaal gebaggerd zal worden.

Alle factoren die de kanaaldiepte bepalen zijn hieronder in een tabel bij elkaar gezet.

Elementen die de kanaal diepte bepalen	Bepaling totale diepte kanaal
Diepgang	12.5 meter
Squat	0.72 meter
Trim	0 meter
Getijbeweging	laagste peil CD + 0.13 meter
Golven	0 meter
Keelclearance	0.5 meter
Baggertolerantie	0.3 meter
Onzekerheid metingen	0.2 meter
Sedimentatie	0.25 meter
<b>Kanaalbodempeil</b>	<b>CD - 14.34 meter</b>

*tabel 3-6 Kanaaldiepte*

In de praktijk zal het betekenen dat de bodem op een diepte van CD - 14.5 meter gebaggerd zal worden, dit kan immers niet op de centimeter nauwkeurig. Bij deze waterdiepte kunnen de containerlijndiensten in principe altijd ongehinderd het kanaal in en uitvaren. Alleen tijdens een typhoon zal het kanaal ontoegankelijk zijn voor de containerschepen en voor alle andere schepen die door het kanaal varen.

## 4 Getij indringing in het kanaal

### 4.1 INLEIDING.

In dit hoofdstuk is bepaald hoe een getijgolf aan het begin van het kanaal, op open zee, zich voortplant in het kanaal. Dit is van belang om te weten te komen in verband met de haven die aan het einde van het kanaal aangelegd wordt. Omdat het bij de aanleg van de kadeconstructie in de haven belangrijk is te weten hoe de waterstand ter plaatse van de kade varieert. De variatie van de waterstand is afhankelijk van de geometrie van het kanaal zoals deze bepaald is in het vorige hoofdstuk.

Allereerst zal er gekeken worden welke gegevens er aanwezig zijn en voor de overige benodigde gegevens dient een aanname te worden gedaan. Daarna zal de doelstelling van de berekening uitgelegd worden. De basisvergelijkingen voor het getij probleem zullen opgesteld worden door gebruik te maken van de "lange golf vergelijkingen". De werking van het programma pakket DufLOW zal kort ter sprake komen en daarbij de ingevoerde gegevens en de schematisatie tot een netwerk. De resultaten die DufLOW oplevert zullen geanalyseerd en gecontroleerd worden.

De berekening is gemaakt voor een 75 kilometer lang kanaal met een constante breedte. Hierna wordt over de lengte van 10 kilometer een verbreding van 700 meter aangebracht ten behoeve van een haven in het kanaal. Met deze gegevens is een voorbeeld berekening gemaakt van de getij indringing in een kanaal.

Als laatste zal in de conclusie beschreven worden wat de invloed van veranderingen in de geometrie van het kanaal op de waterstandsvariaties veroorzaakt door het getij is. Hierna worden in het volgende hoofdstuk 5 ingrepen in het systeem gedaan met behulp van de User Interface. Met behulp hiervan wordt de getij indringing in het geval van het kanaal met een lengte van 55 kilometer, een constante breedte van 400 meter en een breedte van 700 meter in de laatste 10 kilometer van het kanaal. Hiermee wordt duidelijk wat de effecten van een ingreep in het systeem zijn zodat inzicht in de getij indringing niet alleen zinvol is voor dit specifieke kanaal bij Shanghai, maar ook gemakkelijk toegepast kan worden bij andere gelijksoortige kanalen.

De berekening wordt voor twee verschillende gevallen gemaakt. Het kanaal zonder de haven ( "zonder verbreding" ) en het kanaal met daarin de haven ( "met verbreding" ). Voor deze aanpak is gekozen omdat zo met een eenvoudig lange golf probleem eerst inzicht te krijgen. Daarna wordt het probleem uitgebreid door een verbreding aan te brengen in het kanaal.

Er zal in dit hoofdstuk een aantal malen gebruik worden gemaakt van de term amplitude, hiermee wordt bij een vervormde functie  $h(t)$  bedoeld het getijverschil/2.

Zo ook wordt er gebruik gemaakt van de amplitude van het debiet waarmee bij een vervormde  $Q(t)$  functie bedoeld wordt:

$$\frac{|Q_{eb\max}| + |Q_{vloed\max}|}{2} \quad (11)$$

Wanneer het debiet aan de mond genoemd wordt is dit het gemiddelde debiet over sectie 1.

### Het kanaal zonder verbreding

De aanwezige gegevens.

De geometrie van het kanaal is als volgt:

-	de bodembreedte	= 250 meter
-	de waterspiegelbreedte	= 415 meter
-	de lengte	= 75000 meter
-	het bodemniveau	= CD - 14.3 meter

Omdat de gemiddelde zeestand CD + 2.2 meter is, zal voor de waterdiepte een waarde van 16.5 meter gebruikt worden. De vorm van het kanaal is prismatisch. De waterstandsvariatie aan het begin van het kanaal is bekend. De  $M_2$  component van het getij overheerst, deze heeft een periode van 12 uur en 25 minuten.

### 4.2 DE DOELSTELLING.

Het is de bedoeling om met behulp van Duflow gecontroleerd door een berekening inzicht te krijgen in de waterstandsvariaties aan het einde van het kanaal, waar in een latere fase de haven aangebracht zal worden. Omdat het ontwerp van het kanaal in de buurt van de haven nog niet vastligt, is het belangrijk om de invloed van verandering van de geometrie op de getij indringing te kennen.

### 4.3 DE BASISVERGELIJKINGEN VOOR LANGE GOLVEN.

Omdat het kanaal lang is in verhouding tot de breedte van het kanaal kan het lange golfprobleem teruggebracht worden tot een ééndimensionaal probleem. De voortplanting van een lange golf ( getijgolf ) in een open leiding wordt beschreven met behulp van een continuïteitsvergelijking en een bewegingsvergelijking. Er wordt gesproken van lange golven als de golflengte in verhouding zeer veel groter is dan diepte. De golflengte wordt benaderd door gebruik te maken van de ondiep water relatie. Voor de voortplantingssnelheid van de golf geldt de volgende relatie

$c = \sqrt{(Ga_s/B)} \approx \sqrt{(ga)}$  met  $a$  = gemiddelde waterdiepte. De gemiddelde waterdiepte is 16.5 meter. Hiermee wordt de voortplantingssnelheid 12.7 meter/seconde. De golflengte wordt benaderd met  $\lambda = c * T$ . Waarin T de periode van de getijgolf is, deze periode is voor het  $M_2$  getij 12 uur en 25 minuten oftewel 44700 seconden. Hiermee wordt de golflengte ongeveer  $550 * 10^3$  meter.

Hieronder worden de continuïteitsvergelijking ( 12 ) en de bewegingsvergelijking ( 13 ) voor het lange golf probleem beschreven:

$$B \frac{\delta h}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = 0 \quad (12)$$

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta Q^2}{\delta x A_s} + gA_s \frac{\delta h}{\delta x} + g \frac{Q|Q|}{C^2 A_s R} = 0 \quad (13)$$

Waarin:

C = Chézywaarde in  $m^{1/2} / s$   
Q = Debiet in  $m^3/s$ .

De termen van vergelijking ( 13 ) worden door  $g \cdot A_g$  gedeeld en beide differentiaalvergelijkingen worden naar  $x$  geïntegreerd over een vaklengte. Wanneer over de vaklengte gemiddelde waarden worden gebruikt, wordt dit met de index  $g$  aangeduid.

$$Q(x_2) - Q(x_1) = -B_g \Delta x \frac{dh_g}{dt} = -\Delta F \frac{dh_g}{dt} \quad (14)$$

$$h(x_2) - h(x_1) = -\frac{1}{g(A_g)_g} \left[ \frac{dQ_g}{dt} \Delta x + Qu|_{x_2} - Qu|_{x_1} \right] - \Delta \frac{x}{(C^2(A^2)_g) F_g} Q_g | Q_g \quad (15)$$

Op deze manier worden de grootheden die te maken hebben met het dwarsprofiel onafhankelijk van  $x$  gemaakt over de lengte van een vak. Deze vergelijkingen zijn te gebruiken om controle berekeningen uit te voeren.

Vergelijking ( 14 ) geeft aan dat op ieder tijdstip (  $t$  ) het verschil in debiet tussen de grenzen van een vak overeenkomt met de berging per tijdseenheid in dat vak. Hierin wordt de kombergingoppervlakte vermenigvuldigt met de waterstandsverandering per tijdseenheid.

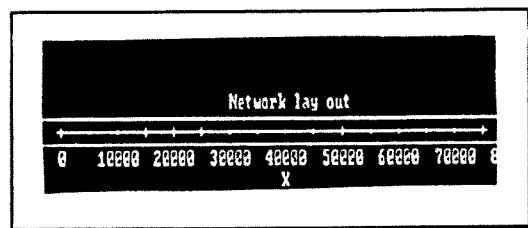
Vergelijking ( 15 ) geeft aan dat op elk tijdstip het verval over een vaklengte  $\Delta x$  gelijk is aan de som van de bijdragen van de volgende termen:

- De lokale traagheidsterm
- De advectieve traagheidsterm
- De weerstandsterm

#### 4.4 DUFLOW BEREKENING

Duflow is een programma pakket voor het berekenen van de niet-stationaire waterbeweging, de waterstandsvariaties en het debieten, in een netwerk. Een netwerk bestaat uit een aantal vakken en per vak gelden een continuïteitsvergelijking en een bewegingsvergelijking. Om de Duflow berekening uit te kunnen voeren zijn algemene gegevens nodig ( zoals tijdstap, tijdsduur van de berekening en de gekozen weerstandsformule). In dit model is gekozen voor een tijdstap van 20 minuten en een inspeeltijd van 6 uur, een tijdsduur van 30 uur ( waarvan de waarden van de laatste 24 uur als maatgevend beschouwd worden ) . De weerstandsformule van Chézy is gebruikt.

Verder zijn er gegevens omtrent de het netwerk benodigd, zoals de dwarsdoorsnede van het kanaal en het aantal vakken waarin het systeem opgesplitst is. De lengte van een vak dient kleiner te zijn dan  $1/40$  van de golflengte, er is daarom gekozen voor 15 vakken met elk een lengte van 5000 meter.



Figuur 4-1 Netwerkschema

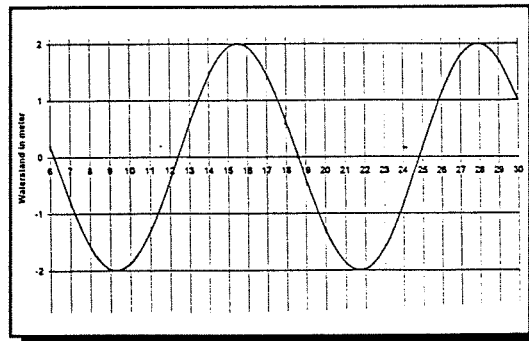
In Duflow wordt een impliciete numerieke methode gebruikt om de differentievergelijkingen uit te rekenen. De volgende vergelijking wordt wel gebruikt:

$$\sigma = c \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (16)$$

waarin  $\sigma$  het courantgetal is,  $\Delta t$  de tijdstap en  $\Delta x$  de vaklengte is. Het courant getal is in dit geval 2.64. Omdat er bij de impliciete methode die in Duflow gebruikt wordt geen hard criterium voor de stabiliteit is, moet door verandering van de grootte van de tijdstap bekeken worden of deze stabiel is. Het blijkt dat het proces stabiel is bij een tijdstap van 20 minuten.

De beginvoorwaarden zijn overeenkomstig de default waarden in Duflow, dit betekent  $h = 0$  en  $Q = 0$ .

Als laatste dienen er randvoorwaarden aan het model opgelegd te worden. In dit geval is de waterstandsvariatie ( $M_2$  component met amplitude 2 meter) aan het begin van het kanaal bekend. De waterstandsvariatie komt niet helemaal overeen met de  $M_2$  component van het getij (ook andere componenten spelen een rol). Aan het einde van het kanaal is een schutsluis aanwezig, dit betekent een tweede randvoorwaarde namelijk  $Q_{16}$  is  $0 \text{ m}^3/\text{s}$ .



Figuur 4-2 Randvoorwaarde waterstand

Wanneer de berekening in Duflow voltooid is levert dit als resultaat dat alle waterstanden en debieten berekend zijn in het opgegeven rekeninterval met bijbehorende tijdstap. De debieten zijn berekend ter plaatse van de grenzen van de verschillende secties van het netwerk en de waterstanden in de opgegeven knopen. Van al deze resultaten kunnen grafieken gemaakt worden waarmee duidelijk de getij indringing geanalyseerd kan worden.

#### 4.4.1 De controle van de resultaten die Duflow oplevert.

De resultaten die Duflow oplevert worden gecontroleerd met behulp van een tweetal handmatige berekeningen. De handmatige berekening is veel globaler dan de Duflow berekening, maar hiermee kan wel gecontroleerd worden of de resultaten die verwacht worden overeenkomen met de Duflow resultaten.

De eerste controle wordt uitgevoerd door met behulp van de Harmonische Methode het netwerk als één vak te beschouwen (vergelijk Duflow 15 vakken). In bijlage 4 wordt de Harmonische Methode kort toegelicht.

De tweede controle wordt uitgevoerd met de naar  $x$  - geïntegreerde bewegingsvergelijking. De drie termen die het verval beschrijven zien er in formule vorm als volgt uit:

- Lokale traagheidsterm:

$$-\frac{\Delta x}{gA_s} \frac{dQ}{dt} \quad (17)$$

- Advectieve Traagheidsterm:

$$-\frac{(-Q^2_1/A_1 + Q^2_2/A_2)}{gA_s} \quad (18)$$

- Weerstandsterm

$$-\frac{Q|Q|\Delta x}{C^2 A_s^2 R} \quad (19)$$

Er kan met behulp van deze termen op een tijdstip en in een bepaald vak bepaald worden wat de invloed van de verschillende termen is op het verval. De controleberekening wordt uitgevoerd gebruikmakend van de functies  $h(x,t)$  en  $Q(x,t)$  die met Duflow verkregen zijn. Het gaat er bij de controle berekening om of de invloed van de verschillende termen op een bepaalde plaats in het netwerk te leren kennen en te zien op welke wijze voldaan wordt aan de Differentiaalvergelijkingen.

Zoals al eerder genoemd zullen de berekeningen voor twee gevallen uitgevoerd worden.

- A. De eerste berekening heeft betrekking op het kanaal zonder de verbreding ten behoeve van de haven.
- B. De tweede berekening heeft betrekking op het kanaal met daarin de haven.

## 4.5 HET KANAAL ZONDER VERBREDING VOOR DE HAVEN

### 4.5.1 De Berekening gebruikmakend van de Harmonische Methode (één vak model).

Het kanaal met een lengte van 75000 meter wordt nu geschematiseerd tot één vak. De geometrie van het kanaal is als volgt

- de bodembreedte	= 250 meter
- de bergende breedte(gem)	= 415 meter
- de gemiddelde diepte	= 16.5 meter
- de Chézywaarde(C)	= 50 meter <sup>1/2</sup> /seconde
- het stroomvoerend profiel(A <sub>s</sub> )	= 5486 meter <sup>2</sup>
- de hydraulische straal(R)	= 13 meter
- de golflengte(λ)	= 550 kilometer
- de golfperiode M <sub>2</sub> getij (t)	= 44700 seconden
- de amplitude van de golf(h <sub>1</sub> )	= 2 meter
- g	= 9.81 meter/seconde <sup>2</sup>
- de vaklengte(Δx)	= 5000 meter

Nu is het nodig om de gemiddelde amplitude van het debiet te schatten. Dit wordt gedaan door gebruik te maken van een kombergingsbeschouwing. Dit onderwerp wordt in bijlage 5 verder behandeld. Hierbij wordt vermeld dat het niet toegestaan is om voor een kanaal met een lengte van 75000 meter met een dergelijke beschouwing te volstaan, doch wel om een indicatie van de amplitude van het gemiddelde debiet in het kanaal te krijgen. De kombergingsoppervlakte is het produkt van de gemiddelde bergende breedte en de lengte van het vak:

$$\Delta F = B_{gem} \Delta x \quad (20)$$

In dit geval is de totale kombergingsoppervlakte  $\Delta F = 415 * 75000 = 31,125 * 10^6 \text{ m}^2$   
Voor de amplitude van Q aan het begin van het bekken geldt bij een kombergingsbeschouwing de volgende uitdrukking:

$$\hat{Q}(0) = \Delta F \frac{2\pi}{\tau} \hat{h}_1 \quad (21)$$

Hiermee wordt de volgende waarde voor de amplitude van het debiet aan de ingang van het kanaal gevonden.

De amplitude in de mond is  $Q(0) \approx 8700 \text{ m}^3/\text{s}$ . ( {maximum vloed debiet + maximum eb debiet} / 2)

Omdat de gemiddelde amplitude in het kanaal benodigd is wordt hiervoor de amplitude aan het begin van het kanaal opgeteld bij de amplitude aan het einde van het kanaal en door 2 gedeeld. Dit levert de gemiddelde waarde voor de amplitude in het kanaal van  $4350 \text{ m}^3/\text{s}$  op. Deze waarde wordt gebruikt voor het berekenen van k (zie bijlage 5):

$$k = \frac{8}{3\pi} \left( \frac{1}{C^2 A_s^2 R} \right)_{gem} \hat{Q} \quad (22)$$

Hieruit volgt  $k = 3.06 * 10^{-9} \text{ s}/\text{m}^3$

Om de dimensieloze weerstandsterm  $s_1$  te bepalen zijn voorts de waarden van m en  $\omega$  benodigd, voor m geldt:



Om de dimensieloze weerstandsterm  $s_1$  te bepalen zijn voorts de waarden van  $m$  en  $\omega$  benodigd, voor  $m$  geldt:

$$m = \left(\frac{1}{gA_s}\right)_{gem} \quad (23)$$

Hieruit volgt  $m = 1.86 \cdot 10^{-5} \text{ s}^2/\text{m}^3$

Voor  $\omega$  geldt de volgende uitdrukking:

$$\omega = \frac{2\pi}{\tau} \quad (24)$$

Hieruit volgt  $\omega = 1.41 \cdot 10^{-4} \text{ rad/s}$

Nu kan  $s_1$  bepaald worden met:

$$s_1 = \frac{k}{\omega m} \quad (25)$$

Hieruit volgt  $s_1 = 1.17$

Om de grafiek te kunnen gebruiken is het van belang om de verhouding bekkenlengte golflengte te weten. Deze bedraagt  $L/\lambda \approx 0.15$ . De uitdrukking voor  $s_2$  is namelijk:

$$s_2 = \frac{\omega L}{c} = 2\pi \frac{L}{\lambda} \quad (26)$$

De waarde van  $s_2$  wordt dan 0.94.

Met behulp van de grafiek die in de bijlage 4 is toegevoegd kan de verhouding tussen de amplituden aan het einde en begin van het kanaal afgelezen worden. Met  $s_2$  is 0.94 volgt bij een waarde voor  $s_1$  van 1.17, dat de versterkingsfactor 1.35 is. De amplitude van de waterstand aan het einde van het kanaal is 1.35 maal zo groot als die aan het begin van het kanaal.

#### 4.5.2 De DufLOW berekening.

De resultaten van de DufLOW berekening geven een versterkingsfactor van 1.3 dat wil zeggen dat de "amplitude" van de waterstand aan het einde van het kanaal 1.3 zo groot is als de amplitude aan het begin van het kanaal. Omdat er ondanks de vele onnauwkeurigheden de resultaten van de handberekening toch in de buurt van de DufLOW resultaten liggen, is hiermee aangetoond dat de DufLOW berekening voor dit criterium goed uitgevoerd is. De resultaten die met behulp van DufLOW verkregen zijn, zijn in grafiekvorm bijgevoegd.

#### 4.5.3 Het controleren van de DufLOW berekening.

Om de invloed van de verschillende termen te bepalen op bepaalde plaatsen in het kanaal te bepalen wordt gebruik gemaakt van de volgende vergelijking:

$$h(x_2) - h(x_1) = -\frac{L}{gA_s} \frac{dQ}{dt} + \frac{Q_1^2/A_1 - Q_2^2/A_2}{gA_s} - \frac{Q|Q|L}{C^2 A_s^2 R} \quad (27)$$

waarin de verschillende termen al eerder beschreven zijn; de berekening levert de volgende resultaten op die in tabelvorm neergezet zijn. De resultaten zijn berekend op het tijdstip  $t = 12$  uur (omdat deze controle op ieder willekeurig tijdstip moet kloppen).

De grafieken waarin het debiet en de waterstand uitgezet zijn voor de secties 1 tot en met 4 zijn in bijlage 7 bijgevoegd.

	$\frac{dQ}{dt}$ (in $m^3/s^2$ )	$Q_{gem}$ (in $m^3/s$ )	$h(\text{eind}) - h(\text{begin})$ (in meter) DufLOW	$h(\text{eind}) - h(\text{begin})$ (in meter) Handmatig	verschil DufLOW (in meter) Handmatig	Bijdrage Lokale traagheid (in meter) T	Bijdrage Weerstand (in meter) W
sectie 1	1.08	4630	-0.20	-0.21	0.01	-0.1	-0.11
sectie 2	0.83	4200	-0.15	-0.16	0.01	-0.077	-0.085
sectie 3	0.75	4000	-0.14	-0.15	0.01	-0.070	-0.080
sectie 4	0.72	3500	-0.11	-0.13	0.02	-0.070	0.063

tabel 4-1 Controle A sectie 1 t/m 4

#### 4.5.4 Analyse van de resultaten.

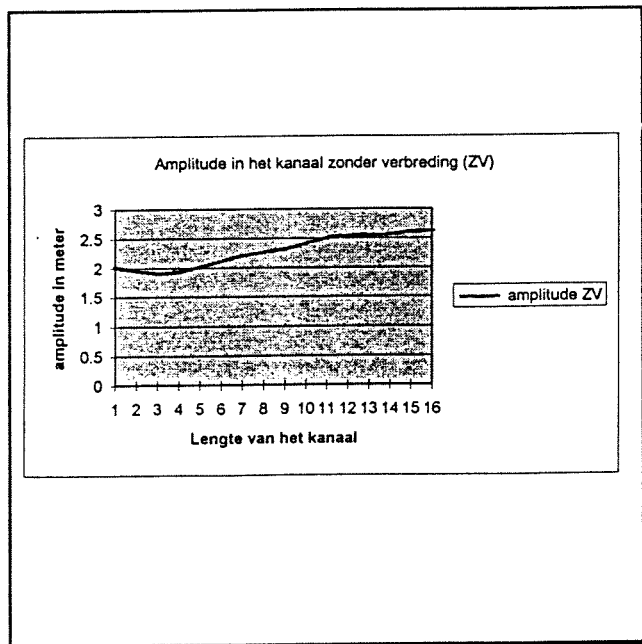
Wanneer er wordt gekeken naar de figuur met daarin de "amplitude" (dit is het getijverschil/2) van de waterstand uitgezet tegen de lengte van het kanaal is duidelijk te zien dat het systeem in vier verschillende gebieden opgedeeld kan worden.

Duidelijk te zien dat de weerstandsterm een overheersende invloed heeft in de secties 1 en 2. De waarde van de amplitude neemt af.

In de secties 3 en 4 is de invloed van de traagheidsterm en de weerstandsterm van dezelfde orde van grootte, de amplitude neemt weinig toe per sectie.

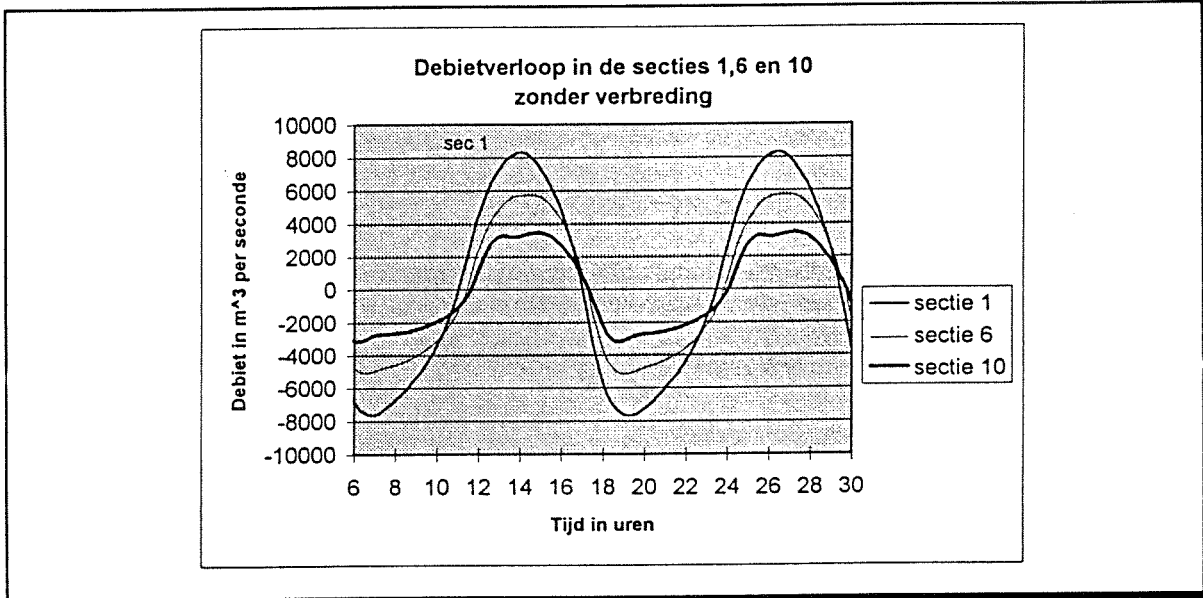
In de secties 5 tot en met 10 wordt de invloed van de traagheidsterm licht overheersend en neemt de amplitude toe per sectie.

In de secties 11 tot en met 16 is de kombergingsbeschouwing van toepassing de amplitude verandert nauwelijks meer per sectie. De invloed van de weerstandsterm en de traagheidsterm is verwaarloosbaar.



Figuur 4-3 Verloop amplitude in basisgeval

Hieronder worden de maximale waarden van de traagheidsterm en de weerstandsterm uitgerekend worden in drie verschillende secties (1,6 en 10) om te zien of de bovenstaande interpretatie juist is. Deze waarden worden uit de figuur gehaald en daarna in tabelvorm gepresenteerd. Om de maximale waarde van de weerstandsterm te berekenen wordt gekeken wanneer het debiet maximaal is en om de maximale waarde van de traagheidsterm te berekenen wordt gekeken wanneer  $dQ/dt$  maximaal is:



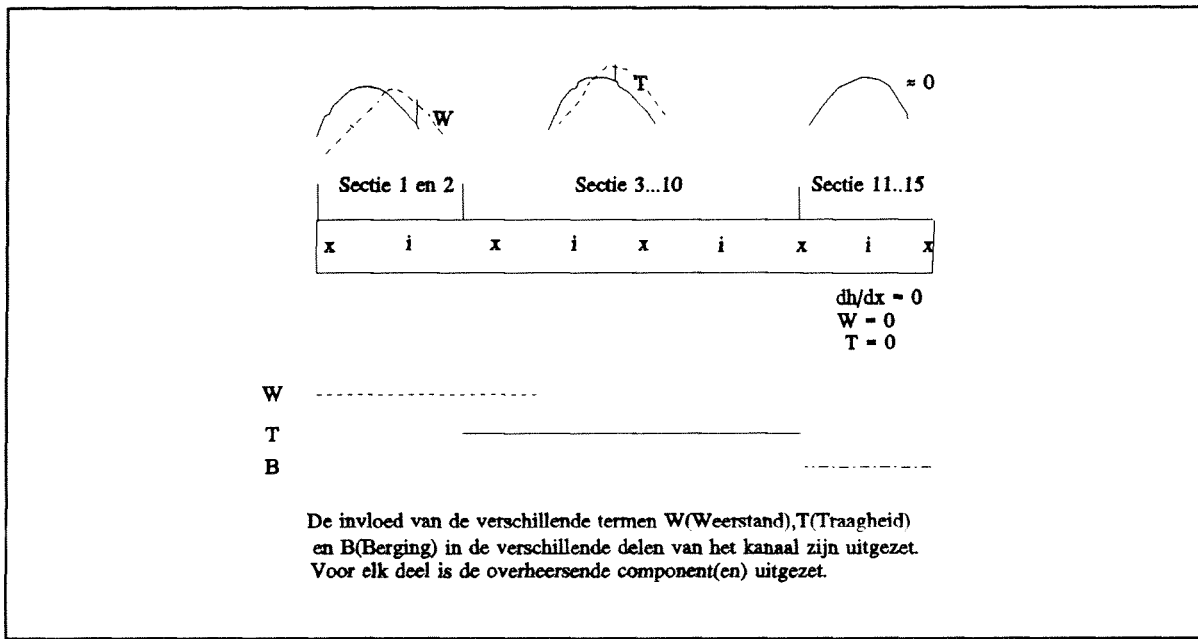
Figuur 4-4 Debietverloop sectie 1,6 en 10

	Weerstand ("W") maximaal	Traagheid ("T") maximaal
sectie 1	op t = 14 uur (Q = 8100 m <sup>3</sup> /s) W = 0.34 m	op t = 17 uur dQ/dt = 1.67 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> T = 0.15 m
sectie 6	op t = 14 uur (Q = 5900 m <sup>3</sup> /s) W = 0.17 m	op t = 17 uur dQ/dt = 1.25 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> T = 0.12 m
sectie 10	op t = 14 uur (Q = 3100 m <sup>3</sup> /s) W = 0.05 m	op t = 17 uur dQ/dt = 0.8 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> T = 0.08 m

tabel 4-2 Controle A sectie 1,6 en 10

Er is te zien dat in de eerste sectie de weerstand sterk overheerst. In sectie 6 zijn de weerstand en de traagheidsterm ongeveer gelijk en in sectie 10 is de traagheidsterm overheersend geworden. Dit is overeenkomstig de verwachtingen.

Het netwerk van het kanaal geeft in het kort het volgende beeld te zien:



Figuur 4-5 Netwerk basisgeval

In de figuur met daarin de waterstandsvariatie in de tijd is aangegeven hoe het getij gedempt wordt (door de weerstandsterm) aan het begin van het kanaal en opslingert (door de traagheidsterm) vanaf het midden tot aan het einde van het kanaal. Het faseverschil is in het begin van het kanaal nog aanwezig maar verdwijnt naar het einde toe. Aan het einde van het kanaal in de laatste secties geldt de kombergingsbeschouwing, hier gaat het faseverschil tussen de waterstanden op verschillende knooppunten naar nul. Om te duidelijk te zien hoe het getij zich voortplant in het kanaal is bijlage 8 bijgevoegd.

Als er naar het debietverloop gekeken wordt is te zien dat het debiet afneemt in de richting van de schutsluis. De vervormingen van de functies over eb- en vloedperioden zijn zichtbaar. In bijlage 9 is goed te zien hoe het verloop van het debiet over de gehele kanaallengte is.

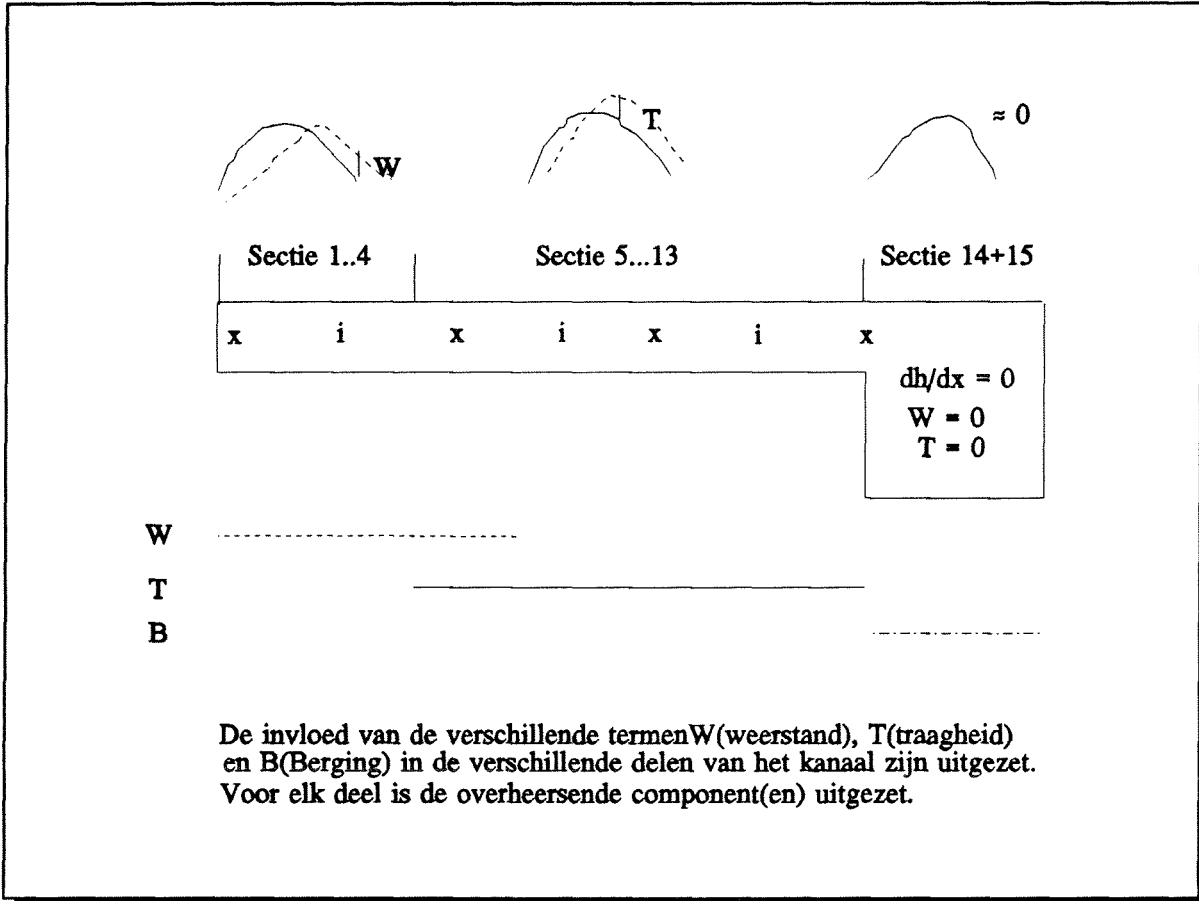
Voor de secties 14 en 15 wordt het dwarsprofiel bepaald aan de hand van de draaicirkel die benodigd is voor het ontwerpschip. Het ontwerpschip is een 4-de generatie containerschip waarvoor een draaicirkel benodigd is van ongeveer 4 maal de lengte van het schip, dit betekent  $4 * 275 \text{ meter} = 1100 \text{ meter}$  voor de breedte van de waterspiegel ter plaatse van de haven wordt gekozen. Dit betekent wel dat schepen die aan het draaien zijn de schepen in het kanaal hinderen. Of dit een groot probleem is zal in een ander hoofdstuk met betrekking tot de capaciteit van het kanaal aan de orde komen. Omdat het mogelijk is dat het ontwerp van de natte infrastructuur in de buurt van de haven een andere vorm krijgt dan die nu globaal bepaald is, is het nuttig om te weten wat de invloed van diverse ingrepen in het systeem is op de getijvoortplanting.

Allereerst de gegevens van de secties 14 en 15:

-	de bodembreedte	= 1018 meter
-	de bergende breedte(gem)	= 1100 meter
-	de diepte	= 16.5 meter
-	de lengte	= 10000 meter
-	de Chézywaarde	= 50 meter <sup>1/2</sup> /seconde
-	het stroomvoerendprofiel	= 17470 meter <sup>2</sup>
-	de hydraulische straal(R)	= 15.9 meter

#### 4.6.1 Benadering van de invloed van de veranderde breedte

Wanneer de kombergingsoppervlakte ( $\Delta F$ ) vergroot wordt, kan door middel van inzicht in het probleem bepaald worden wat de gevolgen voor het systeem zijn. Hieronder wordt het netwerk geschematiseerd weergegeven met het beeld van W, T en B.



Figuur 4-6 Netwerk na verbreding

Wanneer de kombergingsoppervlakte toeneemt in de secties 14 en 15 zal dit een toename van het debiet tot gevolg hebben. Hierbij geldt de volgende relatie (zie ook vergl 14)

$$Q = \sum (\Delta F \frac{\partial h}{\partial t})_i \quad (28)$$

De toename van Q heeft tot gevolg dat de weerstand gaat toenemen. De invloed van de weerstand is het grootst in de eerste secties van het kanaal. In het geval van het kanaal zonder verbreding in sectie 1 en 2. Dus een toename van het debiet zal vooral een toename van de weerstand in de eerste secties van het kanaal tot gevolg hebben. Doordat de weerstand meer invloed krijgt in het begin van het kanaal zal deze invloed van de traagheidsterm als het ware "opschuiven" in de richting van het afgesloten einde van het kanaal. De invloed van de traagheid zal pas later in het kanaal merkbaar worden.

De verwachting is nu dat bij een toename van de kombergingsoppervlakte, de berging plaatsvindt in de laatste twee secties van het kanaal. De weerstand krijgt in het begin van het kanaal meer invloed en dat daarom de traagheidsterm naar rechts verschoven wordt. Omdat de weerstand meer invloed krijgt zal de versterking van de amplitude kleiner worden.

Uit de relatie (28) volgt dat de toename van  $Q$  niet alleen afhankelijk is van de toename van de kombergingsoppervlakte maar vooral ook van de lokale waarden van :

$$\frac{\partial h}{\partial t} \quad (29)$$

Omdat de verwachting is dat intern de amplituden van  $h$  afnemen door de toegenomen weerstand in eerste secties van het kanaal, zal het debiet dus veel minder toenemen dan op grond van de toename van de kombergingsoppervlakte mag worden verwacht.

Omdat de kombergingsoppervlakte aan het einde van het kanaal toeneemt zal in laatste twee secties het debiet toenemen. In de rest van het kanaal blijft de kombergingsoppervlakte hetzelfde echter de  $dh/dt$  zal daar afnemen door de toegenomen weerstand. Dit heeft tot gevolg dat het debiet minder toeneemt richting het begin van het kanaal. Dit betekent dat de toename van het debiet in de eerste secties nog maar een deel is van de toename die bij de vergroting van de kombergingsoppervlakte zou kunnen ontstaan. Ook al is de debietstoename minder aan het begin van het kanaal, toch zal een toename van het debiet daar de grootste invloed hebben. Dit komt omdat de weerstandsterm een kwadratisch karakter heeft.

#### 4.6.2 De controle van de Duflow berekening.

Om de invloed van de verschillende termen te bepalen op bepaalde plaatsen in het kanaal is voor dezelfde plaatsen als bij de eerste controle berekening gekozen. De volgende balansvergelijking ter controle wordt gebruikt:

$$h(x_2) - h(x_1) = -\frac{L}{gA_s} \frac{dQ}{dt} + \frac{Q_1^2/A_1 - Q_2^2/A_2}{gA_s} - \frac{Q|Q|L}{C^2 A_s^2 R} \quad (30)$$

waarmee de bijdrage van de verschillende termen op  $t = 12$  uur bepaald wordt. De advectieve traagheidsterm wordt verwaarloosd omdat de bijdrage hiervan erg klein is bij een prismatisch profiel.

De grafieken waarin de waterstand en het debiet zijn uitgezet, zijn in bijlage 10 bijgevoegd.

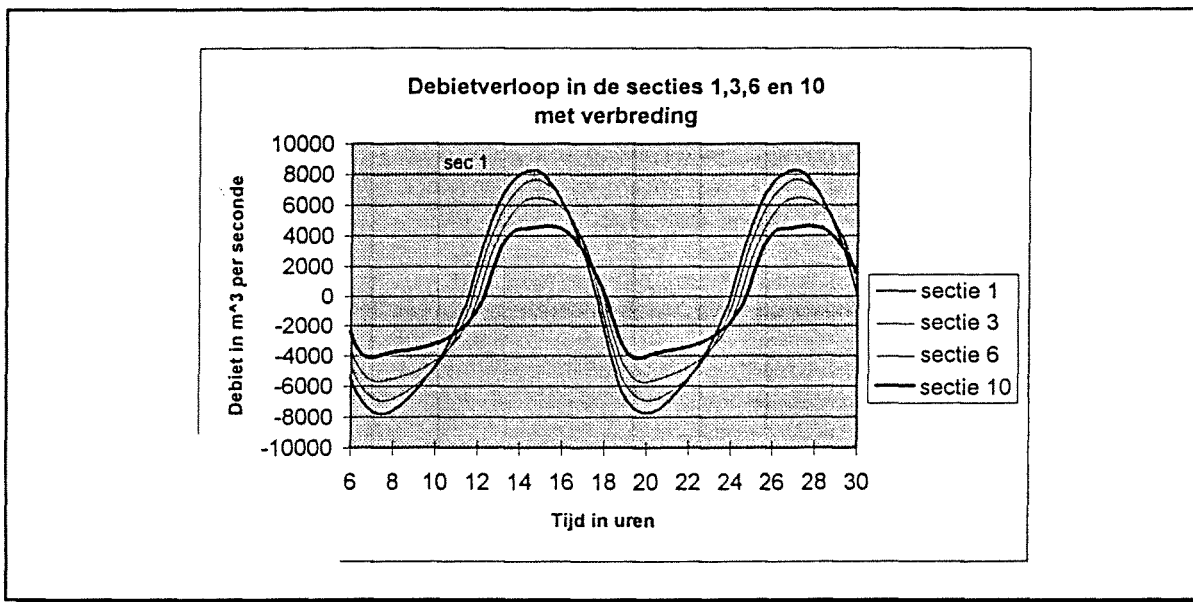
	Dq/dt (in m <sup>3</sup> - /s <sup>2</sup> )	Q <sub>gem</sub> (in m <sup>3</sup> /s)	h(eind) - h(begin (in me- ter) Duflow	h(eind) - h(begin (in meter) Handm- atig	verschil Duflow Hand- matig (in meter)	Lokale traag- heid (in meter)	Weer- stand (in meter)
sectie 1	1.19	2100	-0.13	-0.130	0.00	-0.11	-0.02
sectie 2	0.90	1800	-0.10	-0.100	0.00	-0.083	-0.017
sectie 3	0.80	1500	-0.09	-0.085	0.005	-0.074	-0.011
sectie 4	0.80	1000	-0.08	-0.079	0.001	-0.074	-0.005

tabel 4-3 Controle B sectie 1 t/m 4

Hiermee blijkt dat de Duflow waarden en de waarden die met de hand zijn uitgerekend goed overeenkomen.



Na deze controle berekening worden de maximale waarden van de weerstandsterm en van de traagheidsterm in de secties 1,3,6 en 10 uitgerekend onder verwijzing naar de tijdstippen in de onderstaande figuur en in de tabel.



Figuur 4-7 Debietverloop sectie 1,3,6 en 10

	Weerstand maximaal (W)	Lokale Traagheid maximaal (T)
sectie 1	op t = 14 uur 40 min  W = 0.35 m	op t = 17 uur 40 min  $dQ/dt = 1.46 \text{ m}^3/\text{s}^2$  T = 0.13 m
sectie 3	op t = 14 uur 40 min  W = 0.3 m	op t = 17 uur 40 min  $dQ/dt = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}^2$  T = 0.13 m
sectie 6	op t = 14 uur 40 min  W = 0.20 m	op t = 18 uur  $dQ/dt = 1.31 \text{ m}^3/\text{s}^2$  T = 0.12 m
sectie 10	op t = 14 uur 40 min  W = 0.09 m	op t = 18 uur  $dQ/dt = 0.89 \text{ m}^3/\text{s}^2$  T = 0.08 m

tabel 4-4 Controle B sectie 1,3,6 en 10

In vergelijking tot het kanaal zonder verbreding ( $W$  maximaal op  $t = 14$  uur) is de weerstandsterm nu 40 minuten later maximaal, dat wil zeggen er vindt een extra faseverschuiving plaats.

Het is duidelijk te zien dat de weerstandsterm overheersend in de eerste secties van het kanaal en dat de weerstandsterm in meerdere secties overheersend is. In het kanaal zonder verbreding is de weerstandsterm alleen in de eerste twee secties sterk overheersend, in het andere geval blijkt de weerstand in de eerste vier secties te overheersen. Doordat de weerstandsterm in meer secties overheersend is, moet de invloed van de traagheidsterm "opschuiven" in de richting van het afgesloten einde van het kanaal. In het geval van het kanaal zonder verbreding is de traagheidsterm in sectie 10 overheersend terwijl in dit geval blijkt dat in sectie 10 de weerstandsterm en de traagheidsterm evenveel invloed hebben.

De verwachting is dat door het grotere invloedsgebied van de weerstandsterm, door een toegenomen debiet, de invloed van de traagheidsterm beperkt en verschoven wordt. Door de toegenomen invloed van de weerstand in de eerste secties van het kanaal neemt de versterking af ten opzichte van het basisgeval.

#### 4.6.3 Analyse van de resultaten.

Wanneer er wordt gekeken naar de figuur hiernaast waarin de amplitude is uitgezet tegen de lengte van het kanaal, dan kan men vier verschillende gebieden in het kanaal onderscheiden.

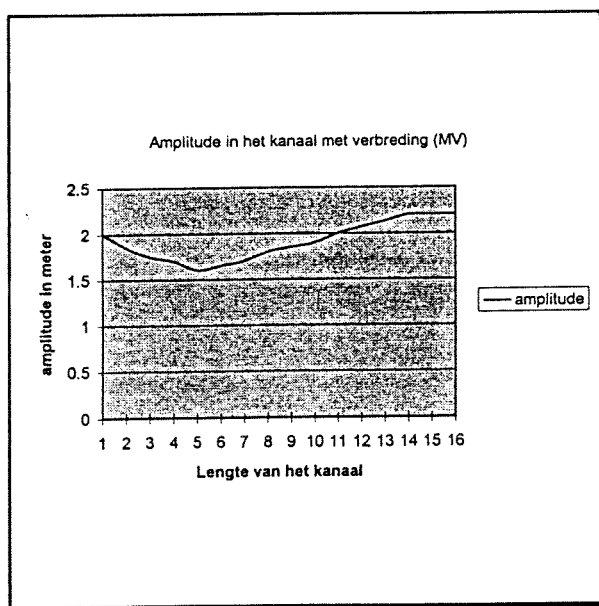
Dit zijn dezelfde gebieden die in paragraaf 5.5.4 genoemd zijn, deze zijn alleen verschoven.

In de secties 1 tot en met 4 blijkt de weerstandsterm overheersend te zijn. De waarde van de amplitude neemt af in dit gebied.

In de secties 5 en 6 is de invloed van de weerstandsterm en de traagheidsterm van dezelfde orde van grootte, de amplitude neemt weinig toe per sectie.

In de secties 7 tot en met 13 gaat de invloed van de traagheidsterm overheersen en de amplitude neemt sterk toe per sectie.

In de secties 14 en 15 is de kombergingsbeschouwing van toepassing. De amplitude verandert niet meer per sectie. De weerstandsterm en traagheidsterm zijn kleiner, zodat ook de faseverschuiving naar nul gaat.



Figuur 4-8 Verloop amplitude na verbreding

In de figuren in bijlage 11 met de waterstandsvariatie in de tijd is te zien dat het getij sterker gedempt wordt in het begin van het kanaal door de toegenomen kombergingsoppervlakte. Door deze sterkere demping in het begin van het kanaal vindt, in vergelijking met het kanaal zonder verbreding, het effect van de traagheidsterm meer naar rechts plaats. Door de demping is de opslingering aan het einde van het kanaal minder groot dan in het eerste geval.

In de figuren in bijlage 12 waarin het debiet uitgezet is tegen de tijd voor alle verschillende secties is hetzelfde beeld te zien als bij het kanaal zonder verbreding. Alleen is er een toename van het debiet in absolute zin door de toename van de kombergingsoppervlakte, echter de toename wordt naar de monding toe geringer, door het geringere getijverschil.

#### 4.7 ALGEMENE CONCLUSIE.

De doelstelling is om te bekijken hoe de waterstand varieert ter plaatse van de haven. Deze waterstandsvariatie is berekend met het programma Duflow. Er is op een tweetal manieren controle op deze berekening uitgevoerd, door enerzijds via een handberekening te bekijken of de Duflow waarden overeenkomen met de te verwachten waarde (Harmonische methode, één sectie model) en anderzijds door via een berekening, met behulp van de naar  $x$ -geïntegreerde bewegingsvergelijking, de resultaten van Duflow te controleren.

Hiernaast is de figuur bijgevoegd waarin duidelijk het verschil te zien is tussen het verloop van de amplitude over de lengte van het kanaal voor het geval zonder verbreding en met verbreding. Vooral is goed te zien dat een vergroting van de kombergingsoppervlakte, een toename van het debiet veroorzaakt, dit veroorzaakt een toename van de weerstandsterm. Omdat de weerstandsterm alleen in het begin van het kanaal veel invloed heeft zal de toename van het debiet daar de meeste invloed op de weerstandsterm hebben. Hierdoor vindt er een sterkere demping van het getij aan het begin van het kanaal plaats. De weerstandsterm is in dit geval niet alleen in sectie 1 en 2 overheersend, maar ook in sectie 3 en 4. Het invloedsgebied van de weerstandsterm is vergroot, dit gaat ten koste van de traagheidsterm. Het zichtbare effect van de traagheidsterm (versterking) wordt als het ware verschoven van sectie 3 naar sectie 5. Door de sterkere demping in de eerste 4 secties van het kanaal zal de amplitude naar het einde van het kanaal minder opslingeren dan in het geval zonder verbreding.

Dit betekent dus dat een vergroting van de kombergingsoppervlakte aan het einde van het kanaal veel invloed heeft in alle secties tot aan het begin van het kanaal.

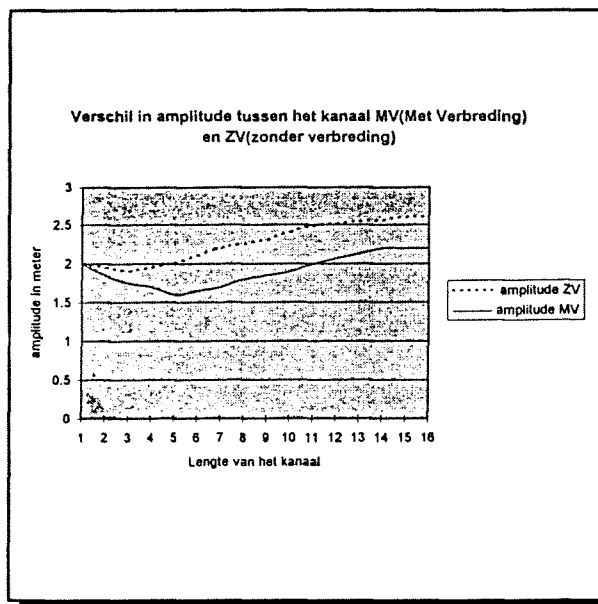
De toename van het debiet over de lengte van het kanaal is niet constant, hoewel de toename van de kombergingsoppervlakte wel constant is. De toename van het debiet is niet constant omdat het debiet niet alleen afhankelijk is van de kombergingsoppervlakte maar ook van  $\partial h / \partial t$ . In de figuur is te zien hoe de toename van het debiet afneemt over de lengte van het kanaal, in dit geval zelfs tot nagenoeg nul in de monding.

De figuur met daarin het verschil in het debiet veroorzaakt door de verbreding wordt met de volgende berekening ondersteund:

Het kanaal wordt opgedeeld in drie verschillende delen om een vergelijking te kunnen maken tussen het kanaal met verbreding en zonder verbreding. Sectie 1 t/m 5, sectie 6 t/m 12 en sectie 13 t/m 15.

Er is gekozen voor deze indeling omdat in sectie 1 t/m 5 de  $\partial h / \partial t$  waarde voor het geval met en zonder verbreding geen constant verschil oplevert. Er wordt hier gekozen voor een gemiddelde afname over deze secties van  $\partial h / \partial t$  (zie figuur met daarin de verschillende amplitudes uitgezet) en de kombergingsoppervlakte blijft gelijk voor deze secties in het geval met verbreding.

In de secties 6 t/m 12 blijft de kombergingsoppervlakte gelijk en neemt de  $\partial h / \partial t$  met een bijna constante waarde af.



Figuur 4-9 Vergelijking amplituden waterstand

In de sectie 13 t/m 15 is er een toename van de kombergingsoppervlakte door de verbreding en  $\partial h/\partial t$  neemt met een constante waarde af voor deze secties.

Er wordt gebruik gemaakt van de relatie:

$$\hat{Q} = \Delta F \frac{2\pi}{\tau} \hat{h} \quad (31)$$

om de amplitude van het debiet te berekenen.

Door de faseverschillen van  $h(x,t)$  treedt de maximale waarde  $\partial h/\partial t$  op een tijdstip  $t^1$  op en de maximale waarde van het debiet op tijdstip  $t^2$ . Omdat deze tijdstippen niet op hetzelfde moment vallen worden de verkregen waarden te groot. Er is alleen sprake van een globale berekening.

De gegevens zijn de volgende:

B	= 415 meter	
$2\pi/\tau$	= $1,4 * 10^{-4}$ rad/s	
$\hat{h}$	= wordt uit de figuur met daarin de amplituden gehaald.	
ZV	= Zonder Verbreding	
MV	= Met Verbreding	
$\Delta x$	= 5000 meter(sectie 1	tot en met 13)

Het verschil in debiet in knooppunt 13 wordt bepaald.

Voor de sectie 13 t/m 15 geldt voor  $Q(ZV)$

$$\begin{aligned} \Delta F &= 15000 * 415 = 6.225 \text{ km}^2 \\ \hat{h} &= 2.6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(ZV) = 2266 \text{ m}^3/\text{s}$$

Voor  $\hat{Q}(MV)$

$$\begin{aligned} \Delta F &= 5000 * 415 + 10000 * 1100 = 13,08 \text{ km}^2 \\ h &= 2.1 \text{ m} \end{aligned}$$

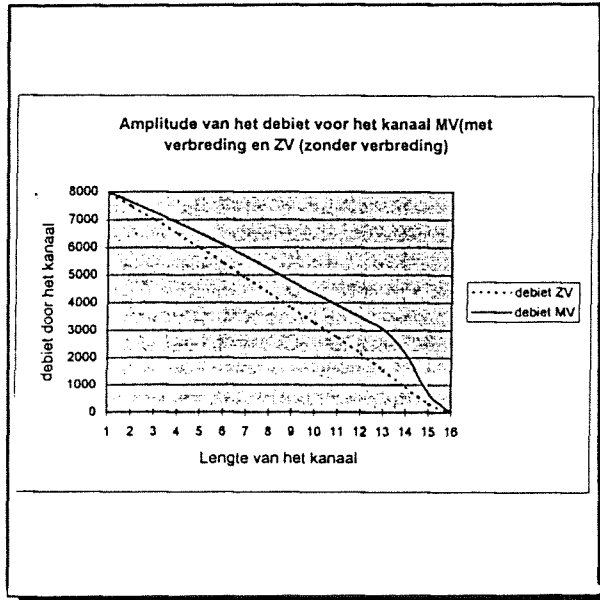
$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(MV) = 3844 \text{ m}^3/\text{s}$$

Het verschil  $\Delta \hat{Q} = + 1578 \text{ m}^3/\text{s}$  over de secties 13 t/m 15

In de secties 6 t/m 12 zal  $\Delta \hat{Q}$  afnemen omdat de kombergingsoppervlakte gelijk blijft en de amplitude kleiner is dan in het geval zonder verbreding. Het verschil in debiet wordt in knooppunt 6 bepaald.

Voor  $\hat{Q}(ZV)$  geldt in sectie 6 t/m 12

$$\Delta F = 35000 * 415 = 14.53 \text{ km}^2$$



Figuur 4-10 Vergelijking amplituden debietverloop

$$\hat{h}_{\text{gem}} = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(ZV) = 4575 \text{ m}^3/\text{s}$$

Voor  $\hat{Q}(MV)$  geldt:

$$\Delta F = 35000 * 415 = 14.53 \text{ km}^2$$

$$\hat{h}_{\text{gem}} = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(MV) = 3560 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Dit betekent } \Delta\hat{Q} = -1015 \text{ m}^3/\text{s over de secties 6 t/m 12}$$

In de secties 1 t/m 5 zal  $\Delta\hat{Q}$  ook nog afnemen omdat de kombergingsoppervlakte in deze secties niet verandert en de amplitude kleiner wordt door de toegenomen weerstand in deze secties. Er zal voor de amplitude met een gemiddelde waarde worden gewerkt. Het verschil in debiet in knooppunt 1 wordt bepaald.

Voor  $\hat{Q}(ZV)$  geldt:

$$\Delta F = 25000 * 415 = 10.38 \text{ km}^2$$

$$\hat{h}_{\text{gem}} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(ZV) = 2905 \text{ m}^3/\text{s}$$

Voor  $\hat{Q}(MV)$  geldt:

$$\Delta F = 25000 * 415 = 10.38 \text{ km}^2$$

$$\hat{h}_{\text{gem}} = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Daaruit volgt } \hat{Q}(MV) = 2543 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Dit betekent } \Delta\hat{Q} = -362 \text{ m}^3/\text{s in de secties 1 t/m 5}$$

Nu deze waarden bekend zijn kan het verschil in debiet dat uitgezet is in de figuur bepaald worden in de knooppunten 1,6 en 13. De bovenstaande berekening is een globale berekening om te kijken of de waarden in de grafiek overeenkomen met de berekende waarde.

$$dQ \text{ in knooppunt 13} = 1578 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{In de figuur is dit} \approx 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$dQ \text{ in knooppunt 6} = 1578 - 1015 = 563 \text{ m}^3/\text{s}$$

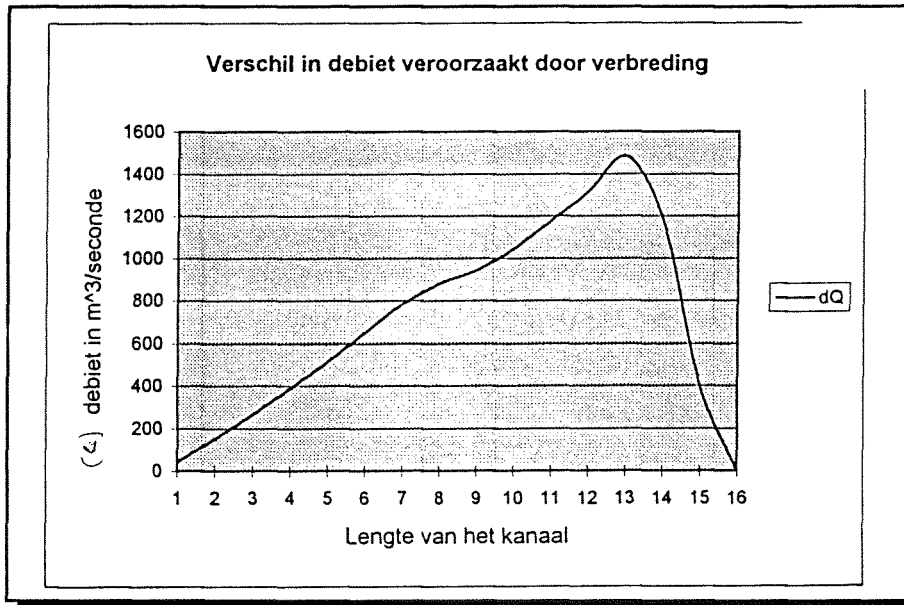
$$\text{In de figuur} \approx 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$dQ \text{ in knooppunt 1} = 563 - 362 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{In de figuur} \approx 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Het blijkt dat de verwachte waarden die met de globale berekening bepaald zijn redelijk overeenkomen met de resultaten die met behulp van Duflow verkregen zijn.

Het opvallende wat te zien is in de grafiek en de handberekening is dat de toename van het debiet in de monding nagenoeg geheel gecompenseerd is door de geringere getij amplitude. De afname van de term  $\partial h/\partial t$  zorgt ervoor dat de toename van  $Q$  minder wordt in de secties 1 t/m 12. De toename van het debiet wordt zelfs zo beperkt dat er in knooppunt 1 bijna niets meer overblijft door de toegenomen demping in het kanaal.



*Figuur 4-11 Vershil in debiet*

Omdat het ontwerp van de haven in het kanaal nog niet vastligt is er gekeken voor een concreet geval wat er gebeurt wanneer de geometrie veranderd wordt. In het volgende hoofdstuk worden veranderingen aangebracht en worden met behulp van de USER INTERFACE TRECOS veranderingen in het kanaal aangepast. Hierna wordt voor 7 gevallen in samenhang steeds de versterkingsfactor in knooppunt 16 en het debiet in de mond bepaald voor het kanaal in de buurt van Shanghai.

## **5 Gevoeligheids Analyse van de verschillende parameters in het kanaal.**

### **5.1 INLEIDING**

De basisberekening uit het voorgaande deel is gemaakt met een kanaal van 75 kilometer lengte en een bijbehorend dwarsprofiel. Daarna is er een ingreep in het systeem gedaan waarbij er een verbreding in de laatste twee secties van het kanaal aangebracht is. Omdat duidelijk te kunnen zien wat het effect van de toename van de kombergingsoppervlakte is, wordt de verbreding in dit gedeelte niet in een keer aangebracht, maar geleidelijker met een aantal tussenstappen. Om de resultaten snel te verkrijgen en goed met elkaar te kunnen vergelijken is gebruik gemaakt van de " USER INTERFACE TRECOS ". TRECOS staat voor Tidal propagation in Rivers and Estuaries with Computer Organized Simulations.

Hierna is met behulp van dit programma pakket bekeken wat het effect van een verkorting van het kanaal is. Hierbij is de lengte van het oorspronkelijke kanaal gereduceerd tot 55 kilometer. Als laatste zijn beide effecten geïntegreerd.

### **5.2 DE USER INTERFACE.**

Hierbij wordt gebruik gemaakt van een aantal geïntegreerde PC-pakketten die op het gebied van getij indringing aanwezig zijn. Voor problemen met betrekking tot getij indringing in een kanaal en voor het uitbreiden en verdiepen van havens, is TRECOS goed te gebruiken. Het is van zeer groot belang dat voordat er met de interface gewerkt wordt de basisoplossing perfect is. In de nieuwste versies van TRECOS is het DufLOW-model direct gekoppeld aan analytische oplossingen. Dit is gedaan door het model HARMD in te bouwen. Hierdoor is het mogelijk om de ingrepen in het DufLOW-model( niet lineair) ook als analytisch (lineair)model ter beschikking te hebben. Zonder moeite kunnen de analytische oplossingen on-line worden gebruikt in het probleemanalyse proces, dat in de interface is ingebouwd. Het probleem analyse proces bestaat uit drie fasen namelijk; ingreep, voorspellen en vooral interpretaties. Het voorspellen, vastleggen, simuleren en grondig interpreteren van de resultaten kost met het gebruik van de interface niet meer dan 5 minuten tijd. Het is steeds zeer goed mogelijk om de verkregen resultaten te vergelijken met elkaar en met de basisoplossing.

Bovendien kan men gebruik maken van het onafhankelijke programma PAGRAPH, hiermee kan het verloop van de waterstanden en debieten op de sectiegrenzen en het vakmidden bestudeerd worden. Voor elke sectie kunnen deze verlopen in een figuur bestudeerd worden. PAGRAPH geeft een overzicht van de DufLOW resultaten.

Doordat de gebruiker van de Interface op tenminste drie tijdstippen( de basisoplossing, de ingreep en de voorgaande oplossing) beschikking heeft over analytische oplossingen, vinden ingrepen, voorspellingen en interpretaties binnen een referentiekader plaats.

Om de berekening zo eenvoudig mogelijk te houden is de bergende breedte constant verondersteld. Hiervoor is een breedte van 400 meter aangenomen. Omdat de bergende breedte varieert met de waterstand in het kanaal is dit niet geheel juist. In het voorgaande hoofdstuk is een andere waarde voor de bergende breedte aangenomen, op een niet juiste manier. Hieronder staan in twee plaatjes de verschillen weergegeven. Deze blijken zeer gering te zijn waardoor de berekening geldig blijft. Dit heeft wel tot gevolg dat de waarden in het vorige hoofdstuk enigszins afwijken van de resultaten die hieronder beschreven staan.

### **5.3 UITGANGSSITUATIE.**

In de basisoplossing wordt uitgegaan van een kanaal met een lengte van 75 kilometer en een constante breedte van 400 meter over het gehele kanaal. De volgende ingrepen vinden achtereenvolgens plaats. In de secties 14 en 15 (de laatste twee secties van het kanaal) wordt de bergende breedte vergroot tot 500 meter, 600 meter, 700 meter, 900 meter, 1100 meter en 1500

meter. Daarna wordt de lengte van de eerste 4 secties verkleind van 5000 meter tot 2 meter waardoor het kanaal verkort wordt tot 55 kilometer.

Hierna wordt het verkorte kanaal gecombineerd met een verbreding van 300 meter (totale breedte is dan 700 meter).

De Duflow resultaten kunnen met behulp van de interface direct vergeleken worden met de resultaten van de Harmonische methode (HARMD). Omdat HARMD met een lineair model werkt en Duflow met een niet lineair model wijken de resultaten af. Het vergelijken van de twee methoden is toch nuttig, omdat dezelfde verschijnselen bij de beide methoden waarneembaar zijn. Als bijvoorbeeld het debiet zou afnemen in de mond moet dit bij beide methoden zichtbaar worden.

### 5.3.1 De basisberekening.

Het kanaal met een lengte van 75 kilometer en een constante breedte over het gehele kanaal. In het voorgaande hoofdstuk is deze berekening reeds gemaakt. De belangrijkste resultaten van de basisberekening met behulp van Duflow waren:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.22 .*

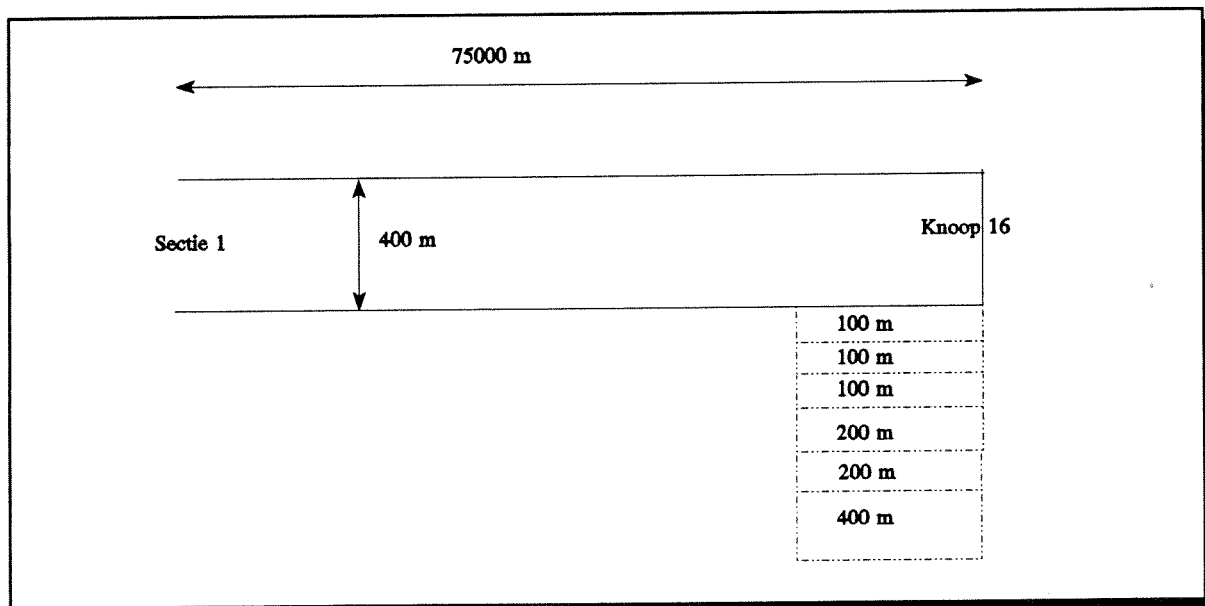
*Het debiet aan het begin van het kanaal is 7952 m<sup>3</sup> per seconde.*

De toename van de kombergingsoppervlakte in een aantal stappen

Allereerst wordt voorspeld wat het resultaat wordt. Een vergroting van de bergende breedte heeft een vergroting van de kombergingsoppervlakte tot gevolg. Dit leidt tot een toename van het debiet in het kanaal, dit heeft een grotere weerstand tot gevolg. De verwachting is dat het getij sterker gedempt wordt en dat het debiet toeneemt. Er treedt echter nog een ander effect op. Omdat de demping groter wordt zal de toename van het debiet minder groot zijn dan op grond van de toename van de kombergingsoppervlakte mag worden verwacht. Dit komt omdat het debiet het produkt is van de kombergingsoppervlakte en  $\partial h/\partial t$ . Deze laatste term neemt af door de demping die optreedt. In het voorgaande hoofdstuk is deze berekening uitgevoerd voor een vergroting van de bergende breedte van het kanaal met 700 meter. Het effect wat dan optreedt is dat de demping in het kanaal zo sterk wordt dat er van de toename van het debiet in de laatste twee secties van het kanaal aan het begin van het kanaal niets overblijft. Het debiet in de mond voor het kanaal met verbreding is gelijk aan het debiet in het kanaal zonder verbreding. Dit effect is zeer interessant en daarom wordt bekeken hoe dit tot stand komt. Daarvoor wordt de kombergingsoppervlakte in een aantal stappen vergroot en er wordt gekeken wanneer de demping in het kanaal bij een bepaalde verbreding zo sterk wordt dat het debiet in de mond zelfs kleiner wordt dan in het basisgeval.



In de figuur hieronder is aangegeven welke ingrepen achtereenvolgens plaatsvinden.



Figuur 5-1 Verbreding van het kanaal

- Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 500 meter.

De verwachting is dat het getij sterker gedempt wordt en dat het debiet in de monding gaat toenemen. De demping zal nog niet zo sterk zijn, zodat de toename van het debiet goed merkbaar is in de monding.

De Duflow resultaten zijn de volgende:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.19.*

*Het debiet aan het begin van het kanaal is 8000 m<sup>3</sup> per seconde.*

De toename van het debiet ten opzichte van de voorgaande situatie is 0.6 %

De resultaten komen overeen met de verwachting.

- Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 600 meter.

De verwachting is dat het debiet in de mond gaat toenemen, maar de sterkere demping die daarbij optreedt door de grotere weerstand heeft tot gevolg dat het debiet relatief minder toeneemt dan verwacht wordt. Dit komt omdat de weerstandsterm een kwadratisch karakter heeft.

De Duflow resultaten zijn de volgende:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.17.*

*Het debiet aan het begin van het kanaal 8024 m<sup>3</sup> per seconde.*

De resultaten laten zien dat de toename van het debiet ten opzichte van de vorige situatie 0.3 % is. Hieruit blijkt dat de toename van het debiet beperkt intern gedempt wordt door de afname van de factor  $\partial h/\partial t$ . De invloed van deze term wordt groter.

- **Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 700 meter.**

De verwachting is dat de invloed van de demping groter wordt, waardoor de toename van het debiet relatief minder wordt dan in het voorgaande geval.

De Duflow resultaten zijn de volgende:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.14.  
Het debiet aan het begin van het kanaal 8042 m<sup>3</sup> per seconde.*

De resultaten voldoen aan de verwachtingen.

- **Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 900 meter.**

De verwachting is dat de trend die in de eerste drie stappen gesignaleerd is, zich zal voortzetten wordt.

De Duflow resultaten zijn de volgende:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.08.  
Het debiet aan het begin van het kanaal 8015 m<sup>3</sup> per seconde.*

Hier is te zien dat de demping een stuk groter is geworden en dit heeft zelfs tot gevolg dat ondanks de grotere bergende breedte, het debiet is afgenomen ten opzichte van het voorgaande geval. In de eerste drie gevallen is er steeds een toename van het debiet in de monding te zien door de grotere kombergingsoppervlakte. De toename van dit debiet wordt steeds minder doordat het getij sterker gedempt wordt. Nu is voor het eerst te zien dat het getij afneemt ten opzichte van het voorgaande geval.

- **Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 1100 meter.**

Dit geval is berekend in het voorgaande hoofdstuk en heeft de volgende resultaten:

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.02.  
Het debiet aan het begin van het kanaal 7963 m<sup>3</sup> per seconde.*

Hier is te zien dat de demping nu zo sterk is dat er geen sprake meer is van een toename van het debiet in de monding ondanks de grotere kombergingsoppervlakte.

- **Het vergroten van de breedte van het kanaal in de laatste twee secties tot 1500 meter.**

De verwachting is dat de demping nu zo sterk is geworden dat het debiet in de monding kleiner wordt dan het oorspronkelijke debiet in het basisgeval

De Duflow resultaten zijn de volgende:

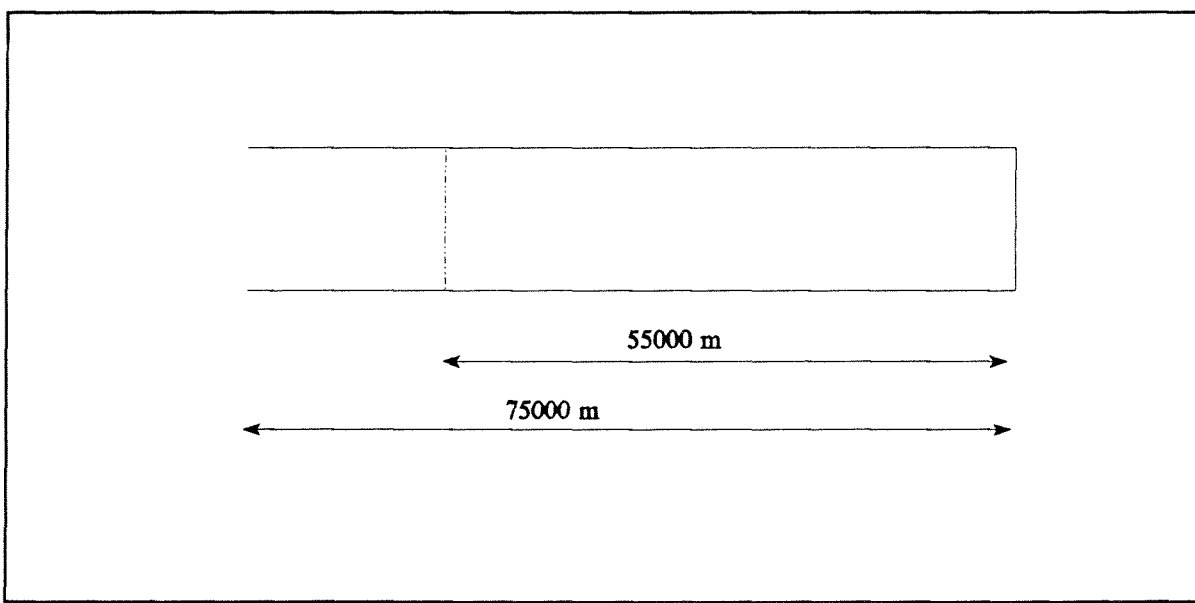
*De 'versterkingsfactor' aan het einde van het kanaal is 0.94.  
Het debiet aan het begin van het kanaal 7843 m<sup>3</sup> per seconde.*

Hieruit blijkt dat het debiet in de monding is afgenomen ondanks de aanzienlijke vergroting van de kombergingsoppervlakte.

- **Verkorting van het kanaal (zonder verandering in de breedte)**

Het kanaal wordt verkort van 75 kilometer naar 55 kilometer. De verwachting is dat de versterkingsfactor minder groot wordt omdat de bekkenlengte/golflengte verhouding afneemt. Op pagina 10 in de bijlage 5 is een grafiek bijgevoegd hierin is de versterkingsfactor uitgezet tegen  $s_2$ . In  $s_2$  is de bekkenlengte/golflengte verhouding verwerkt. Deze grafiek geldt voor een één sectie model en het is te zien dat wanneer de bekkenlengte golflengte afneemt van 0.15 naar 0.11 dat de versterkingsfactor dan ook afneemt bij dezelfde waarde van  $s_1$ .

Aan de andere kant moet er rekening mee worden gehouden dat het debiet afneemt omdat de kombergingsoppervlakte kleiner wordt. Dit heeft tot gevolg dat de weerstand in het kanaal afneemt en dat het getij minder gedempt wordt.



*Figuur 5-2 Verkorting van het kanaal*

De Duflow resultaten zijn de volgende:

*De versterkingsfactor is 1.28*

*Het debiet aan het begin van het kanaal is 6730 m<sup>3</sup> per seconde.*

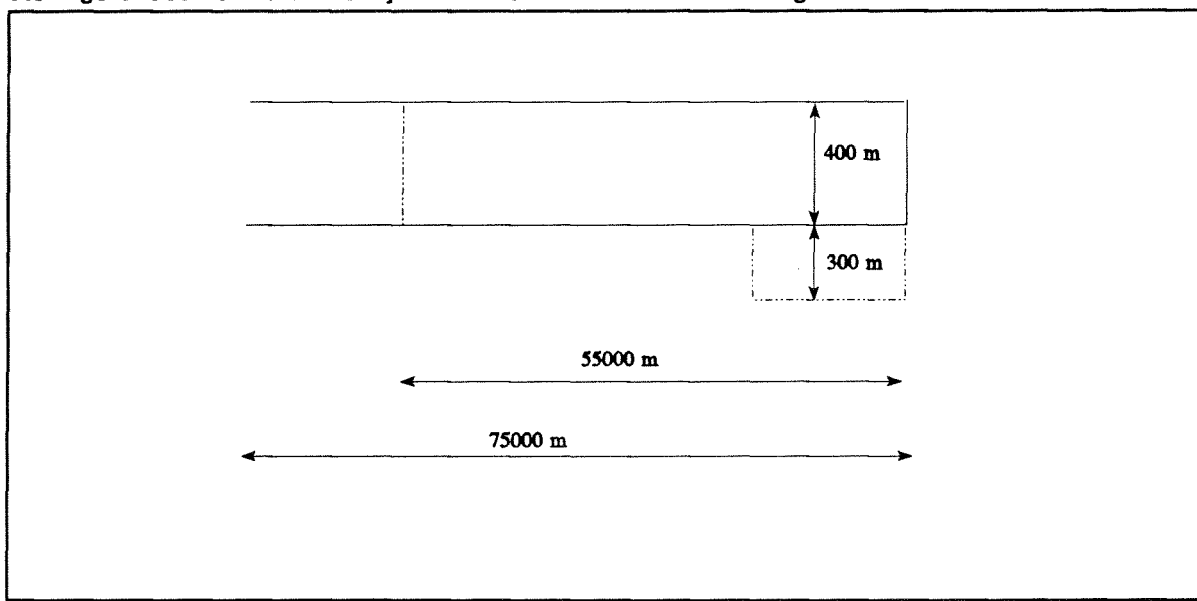
Uit deze resultaten volgt dat de invloed van de verminderde weerstand overheersend is, zodat ondanks de geringere bekkenlengte/golflengte verhouding ( $2\pi \cdot L/\lambda = s_2$ ) door een kleinere  $s_1$  een grotere versterkingsfactor geldt.

- **De combinatie van een kanaal met een lengte van 55 kilometer en een verbreding tot 700 meter in de laatste twee secties.**

Dit wordt vergeleken met het kanaal met een lengte van 75 kilometer en een verbreding tot 700 meter in de laatste twee secties.

De kombergingsoppervlakte wordt kleiner waardoor het debiet afneemt en daarmee wordt de weerstand kleiner. Dit betekent dat er minder demping in het kanaal optreedt. Daarentegen wordt de verhouding bekkenlengte/golflengte teruggebracht van 0.15 naar 0.11 wat tot gevolg heeft dat de versterkingsfactor kleiner wordt. Dit heeft tot gevolg dat er minder opslinging plaatsvindt. Voor het debiet geldt aan de ene kant dat het afneemt door het verkleinen van de kombergingsopper-

vlakke aan de andere kant wordt de demping minder waardoor de toename van het debiet niet zo sterk gereduceerd wordt als bij het kanaal van 75 kilometer lengte.



Figuur 5-3 Resultaat beide ingrepen

De Duflow resultaten zijn als volgt:

- Kanaal met  $L = 75$  kilometer en verbreding tot 700 meter in sectie 14 en 15

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.14.*

*Het debiet in de mond is  $8042 \text{ m}^3$  per seconde*

- Kanaal met  $L = 55$  kilometer en verbreding tot 700 meter in sectie 14 en 15

*De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal is 1.20.*

*Het debiet in de mond is  $7950 \text{ m}^3$  per seconde.*

Aan de resultaten is te zien dat door de kleinere debieten als gevolg van de kleinere kombergingsoppervlakte van het kanaal met  $L = 55$  kilometer de weerstand kleiner en daarmee de opslinging groter wordt. Deze invloed overheerst ten opzichte van de afname van de versterking door de verandering in de verhouding bekkenlengte/golf lengte. Het debiet in de mond is nagenoeg gelijk aan dat in het vorige geval.

Dit is een interessant verschijnsel. Bij het kanaal met een lengte van 75 kilometer wordt de toename van het debiet in de monding ongeveer gelijk aan nul. Dit komt omdat de factor  $\partial h / \partial t$  door de demping kleiner wordt en daarmee wordt het effect van vergroting van de kombergingsoppervlakte bijna helemaal gereduceerd.

In het geval van het kanaal met een lengte van 55 kilometer heeft de factor  $\partial h / \partial t$  een andere invloed. Dit betekent dat een vergroting van de kombergingsoppervlakte in het hele kanaal een toename van het debiet veroorzaakt, deze toename wordt nu echter door de factor  $\partial h / \partial t$  niet gereduceerd, maar eerder licht versterkt.

In bijlage 13 is een uitdraai van de USER INTERFACE bijgevoegd, hierin is duidelijk te zien dat de resultaten overzichtelijk en kort genoteerd worden.

Onderstaande tabel 5-1 geeft een overzicht van acht verschillende ingrepen die met behulp van de User Interface TRECOS gedaan zijn

	Versterkingsfactor einde van het kanaal	Debiet in de mond (in m <sup>3</sup> /s)	Verskil met voorgaande geval (m <sup>3</sup> /s)	Verskil met basis geval (m <sup>3</sup> /s)
Basisberekening L = 75 km en B = 400 m	1.22	7952		
Verbreding tot 500 m (sectie 14 en 15)	1.19	8000	+ 48	
Verbreding tot 600 m (sectie 14 en 15)	1.17	8024	+ 24	+ 72
Verbreding tot 700 m (sectie 14 en 15)	1.14	8042	+ 18	+ 90
Verbreding tot 900 m (sectie 14 en 15)	1.08	8015	-27	+ 63
Verbreding tot 1100 m (sectie 14 en 15)	1.02	7963	-52	+ 11
Verbreding tot 1500 m (sectie 14 en 15)	0.94	7843	-120	-109
L = 55 km en B = 400 m	1.28	6730		-1222
L = 55 km en verbreding tot 700 m	1.20	7950		-2

tabel 5-1 Gevoeligheidsonderzoek

#### 5.4 CONCLUSIE

De getij indringing in het kanaal bij Shanghai is geanalyseerd. Het blijkt dat de versterking aan het afgesloten einde van het kanaal 1.2 is. Allereerst is voor een kanaal van 75 kilometer (15 secties) een berekening opgezet daarna is er een verbreding in het kanaal aangebracht. In dit voorbeeld is aangetoond welke verschijnselen er optreden in het kanaal. Het is interessant dat een verbreding van het kanaal geen invloed behoeft te hebben op het debiet in de monding. Dit komt omdat het getij gedempt wordt waardoor een toename van de kombergingsoppervlakte niet betekent dat de totale berging toeneemt. Daarna is met behulp van de Interface de kombergingsoppervlakte in een aantal stappen vergroot om beter inzicht te krijgen in de gebeurtenissen. Wanneer de verbreding hier groter dan 1100 meter wordt blijkt zelfs dat het debiet in de monding af gaat nemen ten opzichte van het basisgeval. Daarna is het kanaal verkort tot 55 kilometer. Op grond van de wijziging in bekkenlengte/golflengte wordt verwacht dat de versterkingsfactor aan het einde van het kanaal afneemt. Omdat de kombergingsoppervlakte afneemt wordt het debiet kleiner en daarmee neemt de weerstand in het kanaal af. Doordat het getij minder gedempt wordt neemt de versterkingsfactor weer toe. Het uiteindelijke resultaat is dat het debiet in de monding niet afneemt door de kleinere kombergingsoppervlakte, dit wordt namelijk gecompenseerd door de geringere demping in het kanaal. De versterkingsfactor aan het einde van het kanaal neemt toe door de geringere weerstand hetgeen op grond van alleen een veranderde bekkenlengte/golflengte verhouding niet te verwachten is. De geringere weerstand blijkt meer invloed te hebben dan de verandering in bekkenlengte/golflengte verhouding.

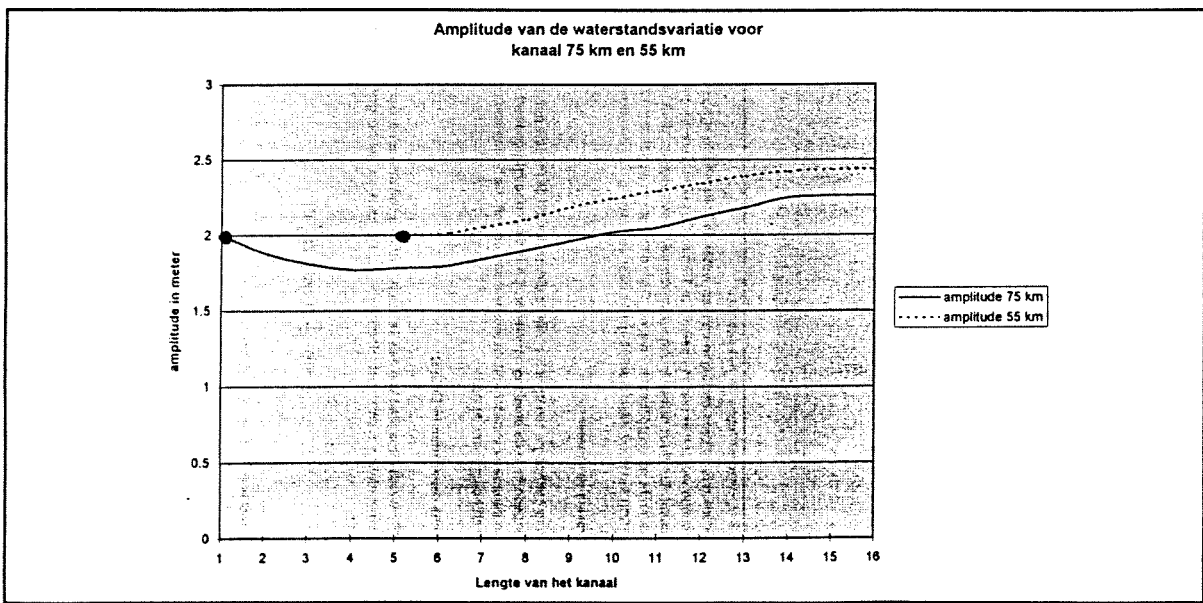
### 5.4.1 Resultaten voor het kanaal naar Shanghai

De studie is bedoeld om inzicht te krijgen in de waterstandsvariatie ter plaatse van de haven. Allereerst is een basisgeval bekeken om daarmee inzicht te krijgen in de verschillende gebieden in het kanaal. Omdat de geometrie van de haven en het kanaal nog in de ontwerpfase is, is het belangrijk te weten wat de effecten zijn van veranderingen in de geometrie. Hiervoor is gebruik gemaakt van de User Interface TRECOS Westerschelde, waarmee snel een aantal ingrepen met bestudering van de resultaten on-line gedaan kan worden. De versterking van het getij in de haven is afhankelijk van de weerstand die het getij ondervindt in het kanaal. Wanneer de kombergingsoppervlakte toeneemt, breder en/of langer kanaal wordt de weerstand groter en daarmee de versterking aan het einde kleiner. De debietstoename wordt beperkt.

Wanneer de diepte in het kanaal verkleind wordt heeft dit tot gevolg dat de weerstand relatief meer invloed krijgt en daarmee neemt ook de versterking van het getij aan het einde van het kanaal af. Als deze ingreep gedaan wordt heeft dit tot gevolg dat de containerschepen met een getijvenster te maken krijgen. Het uitgangspunt van het kanaalontwerp is dat containerschepen altijd ongehinderd binnen moeten kunnen varen tenzij er extreme omstandigheden zijn. Daarom is deze mogelijkheid niet bekeken.

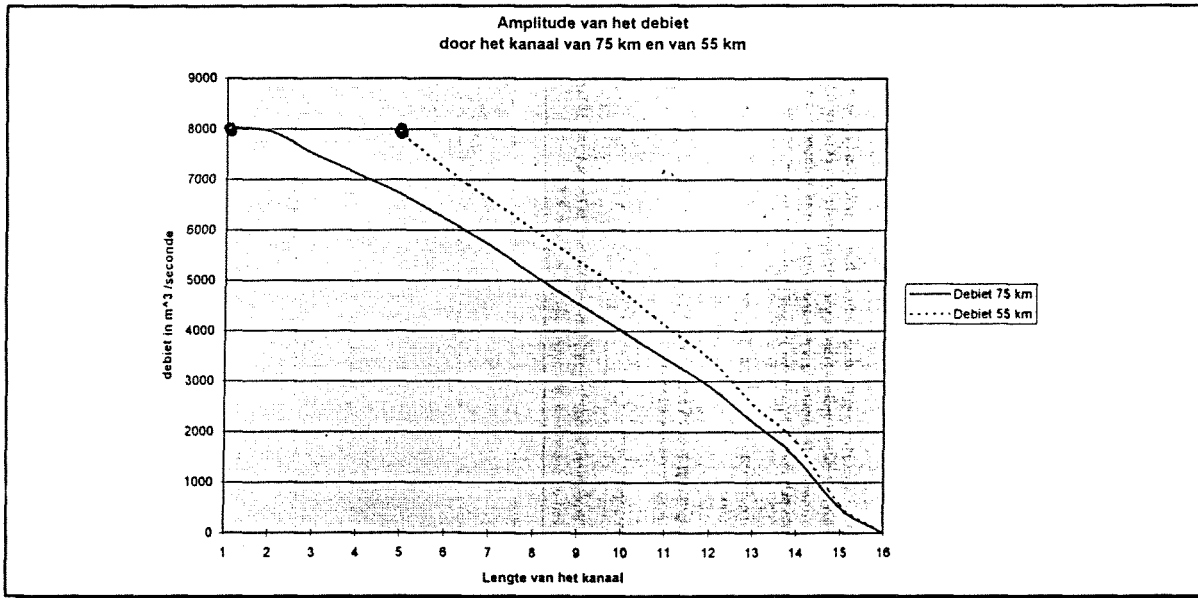
De lengte van het kanaal naar Shanghai is 55 kilometer, dit is een gegeven. De breedte is bepaald op 415 meter. In de laatste 10 kilometer van het kanaal wordt een verbreding ten behoeve van de haven aangebracht. Omdat de schepen moeten kunnen draaien in de haven, is er een draaicirkel benodigd. De grote van de draaicirkel is  $2 \cdot$  de lengte van het grootste schip (containerschip = 305 meter). Dit betekent dat de draaicirkel 610 meter moet zijn. Er wordt een extra ruimte van 90 meter aangehouden met betrekking tot de veiligheid van de schepen van 90 meter. Daarmee wordt de breedte van het kanaal, in de laatste 10 kilometer, 700 meter.

In de figuur hieronder is het verloop van de amplitude van de waterstand tegen de lengte van het kanaal uitgezet. Bij het kanaal met een lengte van 75 kilometer is duidelijk de demping te zien in de eerste secties. Bij een kanaal van 55 kilometer is er geen sprake meer van demping. Het verloop van de amplitude is vanaf sectie 5 tot en met 16 is voor beiden gevallen vergelijkbaar qua vorm.



Figuur 5-4 Vergelijking amplituden waterstand

In de figuur hieronder is het verloop van de amplitude van het debiet over de lengte van het kanaal uitgezet. Het is opvallend dat het debiet aan de mond voor beide gevallen hetzelfde is. Bij een kanaal met een lengte van 55 kilometer neemt "de amplitude" van het debiet sterker af als gevolg van de grotere amplituden. Dit wordt op de volgende manier veroorzaakt, de grotere  $\partial h/\partial t$  heeft een grotere berging tot gevolg ( $\Delta F \cdot \partial h/\partial t$ ) dit betekent dat er per sectie ( $Q_2 - Q_1$ ) groter wordt.



Figuur 5-5 Vergelijking amplituden debietverloop

## 6 De Natte Infrastructuur van Kanaal en Haven

### 6.1 INLEIDING

In dit hoofdstuk wordt allereerst beschreven welke verschillende terminals met daarbij behorende specifieke kenmerken aanwezig zijn in de haven. Bij de verschillende type schepen wordt een aankomstpatroon en een servicepatroon, gebaseerd op de goederenprognose, beschreven. Deze patronen worden in een latere fase in het simulatie model gebouwd.

Om de natte infrastructuur van het kanaal met daarin de haven te bepalen, wordt eerst het ontwerp van de ingang van het kanaal gemaakt. Het ontwerp van de ingang van het kanaal hangt voornamelijk af van de manoeuvreerbaarheid van het ontwerpschip. Hierbij wordt rekening gehouden met de maximale dwarsstroming die voor de ingang van het kanaal aanwezig is.

Daarna wordt een ontwerp gemaakt van de haven. Het aantal schepen dat per jaar de haven aandoet is reeds in de goederenprognose berekend. Deze schepen dienen door het kanaal te varen, te draaien en in de haven afgehandeld te worden zonder elkaar al te veel te hinderen. Omdat de wachttijdtheorie ontoereikend is om het probleem op te lossen is er een simulatie model van de haven gemaakt met behulp van de programmeertaal PROSIM. Met behulp van dit model is eenvoudig te bepalen wat de wachttijd van de schepen is bij een bepaald aantal kadeplaatsen of bij een bepaalde beschikbare kadelengte.

Er wordt uitgegaan van een beschikbare kadelengte van 4000 meter (globaal ontwerp DHV) voor twee verschillende terminals, de containerterminal en de multipurpose terminal. De graanterminal wordt apart aangelegd met een lengte van 500 meter. De olieterminal heeft 4 kadeplaatsen in dit globale ontwerp. Met behulp van de simulatie wordt bepaald of er voldoende kaderuimte beschikbaar is voor de verschillende terminals op grond van de wachttijden. Er zullen een paar alternatieven gekozen worden, voor deze alternatieven wordt een globale kostenvergelijking opgesteld. Ook wordt bepaald of de alternatieven nog voldoen wanneer het aantal containerschepen sterk vergroot wordt. Op grond van de kosten en een groter aantal schepen zal er een keuze gemaakt worden voor het beste alternatief. Om voor de olieterminal een optimaal aantal kadeplaatsen te bepalen wordt eveneens een kostenvergelijking opgesteld.

De grote van de draaicirkel wordt als laatste bepaald. Er is één draaicirkel voor alle schepen, dit betekent dat de schepen zich niet tegelijk bij de draaicirkel mogen bevinden. In het model is hiermee rekening gehouden door een tussen de schepen die het kanaal binnenvaren 30 minuten te wachten. Bij het uitvaren hoeft het schip niet meer te draaien en er wordt aangenomen dat het schip direct ongehinderd weg kan varen.

Hierna is de hoeveelheid kadelengte en het aantal kadeplaatsen voor de verschillende terminals bekend. Nu kan er een globale lay-out van de natte infrastructuur van de haven gemaakt worden.



## 6.2 MANOEUVREERBAARHEID VAN CONTAINERSCHEPEN.

Er is sprake van een maximale dwarsstroming van 3 knopen of te wel 1.5 meter/seconde. Daar de maximum snelheid die wordt toegestaan in de toegangsgemaal 10 knopen is, zal het schip bij een maximaal toegestane drifthoek van  $14^\circ$  (1:4) tijdens een dwarsstroming van 3 knopen het kanaal niet binnen kunnen varen. Er is al eis gesteld dat de containerschepen altijd binnen moeten kunnen varen behalve tijdens extreme omstandigheden (typhoon). Om het kanaal altijd toegankelijk voor de schepen te maken, zal er een verandering plaats moeten vinden. Hiervoor zijn drie mogelijkheden.

- a. Allereerst kan de oriëntatie van de ingang van het kanaal zodanig veranderd worden dat de maximale dwarsstroming de waarde van 2.5 knopen niet zal overschrijden.
- b. De snelheid waarmee het schip de ingang van het kanaal binnenvaart kan vergroot worden. Wanneer de maximaal toegestane snelheid in de toegangsgemaal toeneemt van 10 naar 12 knopen is het probleem ook opgelost.
- c. Als laatste kan de maximale drifthoek vergroot worden. Wanneer de drifthoek  $17^\circ$  (1:3.3) wordt zal bij een snelheid van 10 knopen een dwarsstroming van 3 knopen toegestaan zijn.

De laatste oplossing (c) is de goedkoopste en makkelijkste oplossing daarom zal deze verder uitgewerkt worden. De oplossing om met grotere snelheid binnen te varen (b) is alleen mogelijk wanneer er genoeg ruimte aanwezig is om het schip af te laten remmen.

De eerste oplossing (a) is de meest ingrijpende en duurste oplossing en zal verder niet bekeken worden. Dit komt omdat de huidige toegangsgemaal de kortste verbinding naar diep water is, wanneer de oriëntatie verandert wordt moet er aanzienlijk meer gebaggerd worden.

### 6.2.1 De snelheid van het binnenvaren vergroten

Wanneer de maximum snelheid in de toegangsgemaal vergroot wordt van 10 knopen naar 12 knopen, dan moet de lengte bepaald worden in het gebied achter de golfbrekers. In dit gebied moet het schip afremmen van 12 knopen naar 8 knopen. Er wordt vanuitgegaan dat het schip niet remt maar de schroef stilzet. Dit wordt gedaan omdat tijdens het achteruit slaan een schip minder goed manoeuvreerbaar is. Omdat dit niet wenselijk is in het gebied achter de golfbrekers en omdat het schip het kanaal binnen moet varen zal het schip de schroef uitzetten om af te remmen. Er wordt gerekend met het ontwerpschip.

Hieronder wordt uitgerekend wat de benodigde lengte is om af te remmen van 12 naar 8 knopen.

De gegevens die hiervoor benodigd zijn, zijn de volgende:

-	Lengte schip(L)	=	305	meter
-	Breedte schip (B)	=	40	meter
-	Diepgang schip(T)	=	12.5	meter
-	snelheid 1( $v_1$ )	=	6	meter/seconde
-	snelheid 2( $v_2$ )	=	4	meter/seconde
-	massa schip	=	$84 * 10^6$	kg
-	meebewegende massa (1.1 * massa)	=	$92 * 10^6$	kg
-	vormfactor(k)	=	0.2	
-	De kinematische viscositeit( $\nu$ )	=	$1.14 * 10^{-6}$	$m^2/seconde$
-	De dichtheid van water( $\rho$ )	=	1000	$kg/m^3$

- Reynoldsgetal( $R_n$ )

$$R_n = \frac{v_{gem} L}{\nu} \quad (32)$$

- wrijvingscoëfficiënt( $c_f$ )

$$c_f = \frac{0.075}{(10 \log R_n - 2)^2} \quad (33)$$

- Natte oppervlak van het schip(S) = 0.9 \* L \* (2T + B)  
= 17550 m<sup>2</sup>

Om nu de afstand te bepalen die door het schip wordt afgelegd wordt gebruik gemaakt van de tweede wet van Newton ( $F = m \cdot a$ ). Deze wet ziet er voor het schip als volgt uit.

$$m \frac{dv}{dt} = 1/2 \rho c_f S v^2 (1+k) \quad (34)$$

In de volgende stappen wordt de vergelijking bruikbaar gemaakt om de verplaatsing uit te rekenen en geïntegreerd naar de snelheid( $v$ )

$$\frac{m}{1/2 \rho c_f S v^2 (1+k)} dv = dt \quad (35)$$

$$ds = v dt \quad (36)$$

$$\int ds = \int_{v_1}^{v_2} \frac{mv}{1/2 \rho c_f S v^2 (1+k)} dv \quad (37)$$

$$s = \frac{m}{1/2 \rho c_f S (1+k)} \ln\left(\frac{v_2}{v_1}\right) \quad (38)$$

Wanneer alle waarden ingevuld worden volgt hieruit dat de afstand (s) die het schip aflegt tijdens het afremmen 2372 meter. In de andere situatie wanneer het schip af diende te remmen van 10 knopen naar 8 knopen was er 1305 meter lengte nodig. Dit betekent dat er ongeveer 1100 meter extra lengte achter de golfbrekers aanwezig moet zijn om het schip met een hogere snelheid te laten binnenvaren.

### 6.2.2 Het vergroten van de maximaal toelaatbare drifthoek.

De makkelijkste oplossing is om niet het havenontwerp maar de besturing van het schip aan de omstandigheden aan te passen. Er is in het voorgaande aangenomen, gebaseerd op het dictaat van Havens en Scheepvaartwegen ( F13 ), dat de maximale drifthoek de waarde van 1:4 ( overeenkomend met een maximale hoek van  $14^\circ$  ) niet mag overschrijden. Om de haven toch met een grotere drifthoek binnen te kunnen varen zal allereerst onderzocht dienen te worden waarom er een maximale waarde voor de drifthoek aangenomen is.

Hieronder wordt eerst een procesbeschrijving gegeven van een schip dat de havenmond nadert en binnenvaart, daarna wordt bepaald van welke factoren de drifthoek afhankelijk is en als laatste zal bekeken worden of de gestelde waarde van  $14^\circ$  overschreden kan worden.

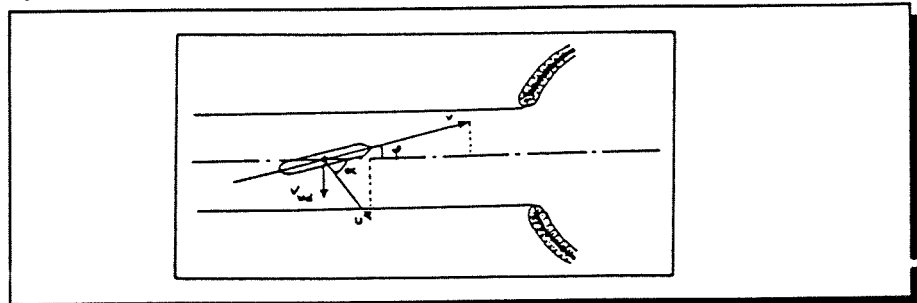
Wanneer het schip de havenmond nadert heeft het een snelheid van 10 knopen. Door de dwarsstrooming zal het schip een bepaalde hoek maken tussen de lengte-as van het schip en de koers die het schip volgt. Deze hoek wordt de drifthoek genoemd. Wanneer er sprake is van een drifthoek betekent dit in de praktijk dat de neus van het schip op een ander punt gericht staat dan de richting die het schip op vaart. Als het schip het gebied tussen de golfbrekers binnenvaart zal aan de voorkant de stroom wegvallen en aan de achterkant nog wel stroming aanwezig zijn op het schip. Omdat het schip met een bepaalde opstuurhoek vaart om de stroming te compenseren zal het schip doorschieten op het moment dat deze stroming wegvalt. Hiervoor zal in het gebied tussen de golfbrekers extra ruimte aanwezig moeten zijn.

De drifthoek( $\varphi$ ) is afhankelijk van de volgende factoren.

- de dwarsstroomsnelheid
- de snelheid van het schip
- het psychologische effect ( de menselijke factor )

De dwarsstroomsnelheid bepaald direct de grootte van de drifthoek. Dit is een randvoorwaarde die alleen te veranderen is door de oriëntatie van de havenmond te veranderen. Omdat deze mogelijkheid niet bekeken wordt zal de grootte van de dwarsstroom een randvoorwaarde zijn.

De snelheid van het schip in de toegangsgeul is gesteld op 10 knopen met betrekking tot de veiligheid. Deze snelheid kan verhoogd worden, er dient dan wel extra ruimte in het gebied tussen de golfbrekers aanwezig te zijn. Wanneer de snelheid van het schip toeneemt zal de dwarsstroom minder invloed krijgen. De drifthoek wordt kleiner.



Figuur 6-1 De drifthoek

De derde factor die invloed heeft op de maximaal toelaatbare drifthoek is de menselijke factor. Deze factor komt voort uit het feit dat de stuurman en eventueel een loods het niet prettig vinden om een havenmond binnen te varen wanneer de neus van het schip een totaal andere richting opwijst dan de richting die ze op willen varen. Deze opstuurhoek ontstaat omdat de stuurman zal trachten de dwarsstroom te compenseren. In theorie kan het mogelijk zijn om een grotere drifthoek toe te

staan maar in de praktijk zal een stuurman en eventueel een loods weigeren een havenmond binnen te varen wanneer de neus van het schip een hele andere richting uitwijst dan welke zij op willen varen. Deze factor is erg belangrijk omdat dit in de praktijk inhoudt dat een stuurman de haven niet zal binnenvaren tijdens de extreme stromingscondities omdat hij dit te gevaarlijk vindt. De maximale drifthoek wordt bepaald door de loods in samenwerking met de stuurman.

Naast de drifthoek hebben schepen ook te maken met een roerhoek.

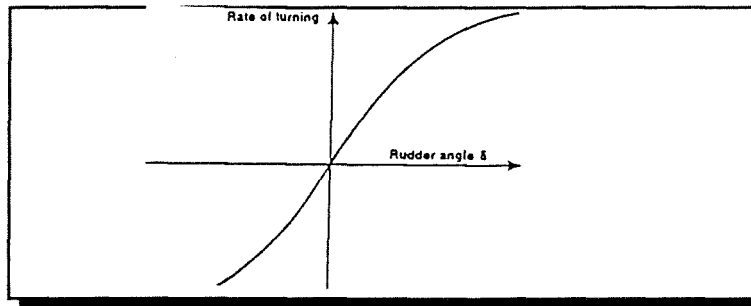
Het roer biedt de mogelijkheid om het schip van koers te veranderen ( in het engels course initiating ability ) . Dit komt de veiligheid ten goede omdat het dan obstakels kan ontwijken.

De mogelijkheid om het schip vanuit een draai rechtuit te doen varen ( in het engels course checking ability ) . Hoe sneller het schip weer op een rechte koers is, hoe beter de controle over het schip is.

Voordat een schip in de vaart komt zal aan deze eisen reeds voldaan moeten zijn ten behoeve van de veiligheid. Om deze eigenschappen te bepalen maakt men gebruik van schaalmodellen en rekenmodellen op de computer.

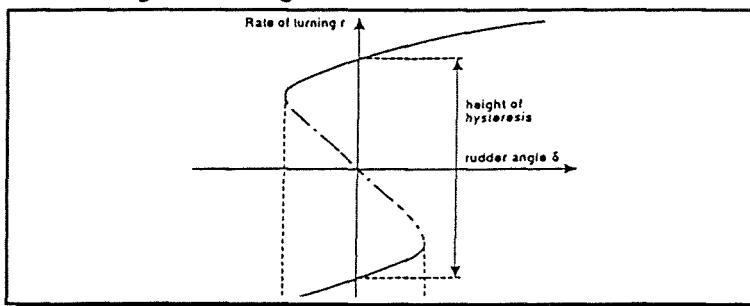
Wat vooral van belang is bij een schip is de gevoeligheid voor verstoringen. Dit wordt gedefinieerd met behulp van de stabiliteit. Er zijn twee gevallen te onderscheiden:

- Een schip is koersstabiel. Dit betekent dat een schip bij constante roeruitslag na een verstoring weer de oorspronkelijke beweging gaat uitvoeren zonder dat gebruik wordt gemaakt van stuurmiddelen.



Figuur 6-2 Koersstabiel schip

- Een schip is koersonstabiel wanneer het gaat draaien terwijl het roer in de evenwichtsstand blijft. Voor het op koers houden zal er continu bijgestuurd moeten worden om de steeds optredende verstoringen te corrigeren.



Figuur 6-3 Koersonstabiel schip

Hoewel een koersstabiel schip geen draaisnelheid opbouwt na een verstoring zal het wel steeds van koers veranderen als gevolg van uitwendige verstoringen. Dus ook een koersstabiel schip zal continu bijgestuurd dienen te worden om een rechte koers te houden.

Bij een koersstabiel schip moet veel aandacht aan de wendbaarheid worden besteed. Bij een koersstabiel schip zal men zelden problemen met betrekking tot het koers corrigerend vermogen ondervinden.

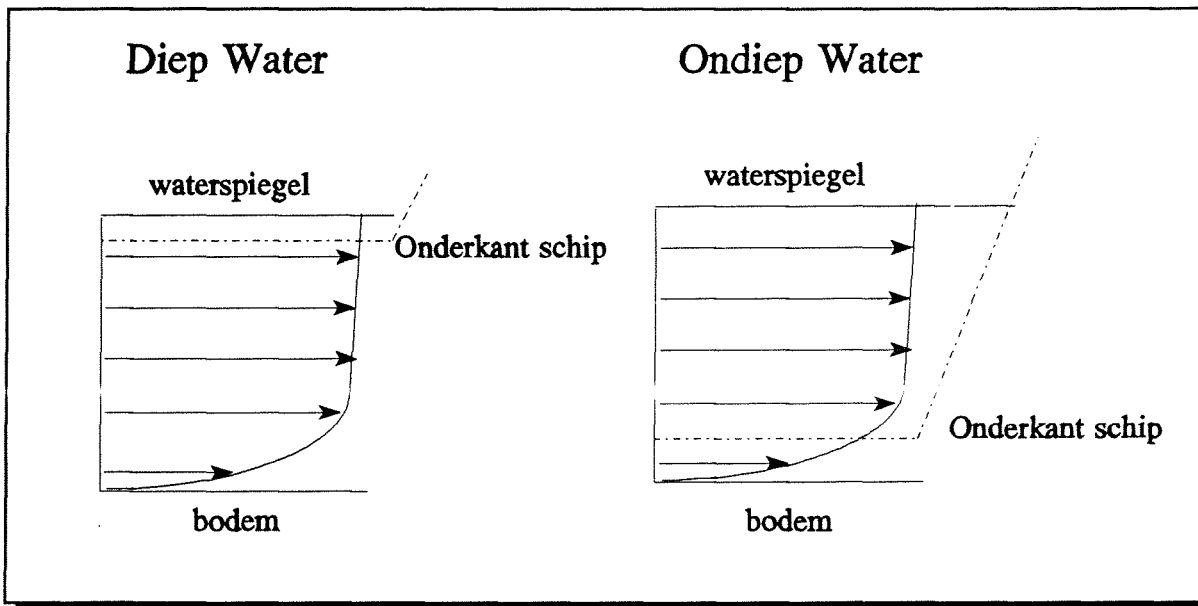
Om het schip een bepaalde manoeuvre uit te laten voeren, moet het roer gebruikt worden. Er ontstaat dan een roerhoek. Van welke factoren is de roerhoek afhankelijk.

Allereerst wordt er een onderscheid gemaakt tussen een schip dat zich op open zee bevindt (diep water) en een schip dat een haveningang nadert (ondiep water). Dit is een belangrijk verschil omdat een schip dat op diep water is te maken heeft met een snelheidsprofiel van het water dat gelijkmatig verdeeld is over de vertikaal. Op ondiep water is dit niet het geval omdat het snelheidsprofiel niet gelijkmatig verdeeld is over de vertikaal (plaatje). Om deze niet-gelijkmatige snelheidsverdeling in ondiep water te compenseren is er een roerhoek benodigd. Omdat het snelheidsprofiel in ondiep water niet meer gelijkmatig over de vertikaal verdeeld is, ontstaat er een moment op het schip. Dit moment wordt gecompenseerd door gebruik te maken van het roer.

In ondiepwater zullen de manoeuvreereigenschappen van het schip beïnvloed worden door de bodem en daarom anders zijn dan in diep water. De manoeuvreerbaarheid wordt minder.

Omdat het schip dat het kanaal binnen wil varen bekeken wordt, zal er alleen met de ondiep water omstandigheden rekening worden gehouden.

Het roer is verder benodigd omdat het schip tijdens het naderen van de havenmond met een variatie in de dwarsstroom te maken heeft. Om deze veranderende dwarsstroom te compenseren zal men van het roer gebruik maken. Wanneer het schip in een constante dwarsstroom vaart zal er geen roeruitslag zijn.



Figuur 6-4 Diep water : ondiep water

Ook om de afwijkingen van de koers door golven en wind te compenseren is een deel van het roer benodigd.

Wanneer het schip tussen de golfbrekers door vaart zal het achterste gedeelte in de stroming aanwezig zijn, terwijl het voorste gedeelte zich in het gebied waar weinig tot geen stroming aanwezig is. Het schip zal dan gaan doorschieten en er is roer benodigd om het schip weer op koers te krijgen. Hiervoor zal ruimte benodigd zijn. Door het verschil in stroming tussen voor en achter zal er een moment op het schip ontstaan, dit moment mag niet zo groot worden dat het schip gaat draaien. Het schip is dan onbestuurbaar en er ontstaat een gevaarlijke situatie.

De roeruitslag mag nooit maximaal worden omdat er altijd een deel beschikbaar dient te blijven om onverwachte manoeuvres te kunnen maken.

Om een waarde te bepalen voor de grote van de maximale roerhoek voor het ontwerpschip kan er gerekend worden. Door alle krachten te bepalen die op het schip werken en de verdeling van de dwarsstroom over de lengte-as van de toegangsgemaal kan de gemiddelde roerhoek bepaald worden.

Voor een containerschip wordt een maximale roerhoek van 20° toegestaan, dit betekent een gemiddelde roerhoek van 15° om de veiligheid voor onverwachte manoeuvres te waarborgen. Wanneer de gegevens omtrent de stromingsverdeling aanwezig waren zou er een berekening van de roerkrachten en de roeruitslag gemaakt kunnen worden. Maar door het gebrek aan gegevens is dit niet mogelijk.

### 6.2.3 De breedte van de kanaalingang

Wanneer het schip het kanaal binnenvaart, is het achterste gedeelte van het schip nog in stroming terwijl het voorste gedeelte al in het gebied zonder stroming is. Hierdoor ontstaat er een moment op het schip en heeft het schip meer ruimte nodig in het gebied achter de golfbrekers. Allereerst wordt de breedte tussen de golfbrekers bepaald, hierbij moet rekening worden gehouden met het feit dat een aanvaring met de golfbrekers veel schade oplevert. De berekening is gebaseerd op het rapport van DHV.

Breedte van de ingang op de bodem:

$$B = 2a + b + 2c$$

met:

- a = breedte benodigd om te manoeuvreren (met het effect van stroming)
- b = afstand tussen twee schepen
- c = afstand tot de oever

- De breedte benodigd voor het manoeuvreren is 2 B
- Voor het effect van stroming wordt de maximale drifthoek genomen (1:4)
- De afstand tussen de schepen wordt 3 B
- De afstand tot de oever is vergroot tot 1.5 B met betrekking tot de golfbrekers

De breedte van de ingang wordt nu gebaseerd op het ontwerpschip

$$B = 10 B + 2 L_{pp} \sin(\varphi)$$

$$L_{pp} = 290 \text{ meter}$$

$$B = 545 \text{ meter}$$

De breedte wordt in het gebied achter de golfbrekers nog vergroot, omdat het schip door zal schieten door het moment dat ontstaat, 750 meter. Daarna wordt de breedte geleidelijk teruggebracht tot 250 meter aan het begin van het kanaal

### 6.2.4 Conclusie.

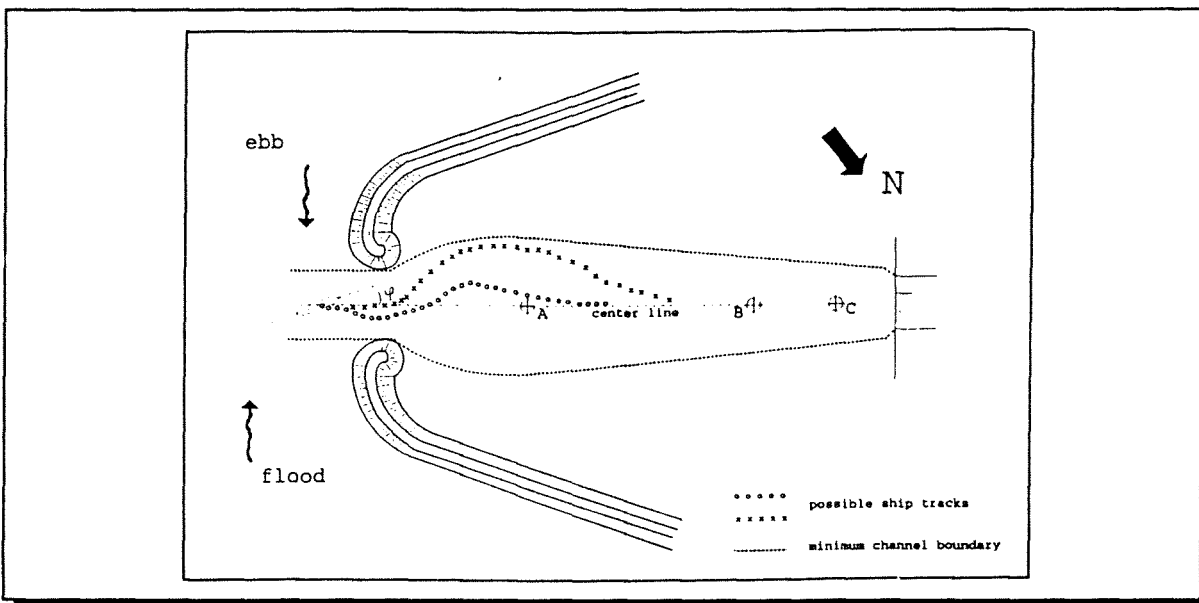
Het doel van dit gedeelte is geweest om het probleem van een te sterke dwarsstroming die het kanaal tijdelijk ontoegankelijk maakt voor schepen op te lossen. Dit probleem kan opgelost worden door het havenontwerp aan te passen of door de drifthoek van de schepen toe te laten nemen. Omdat deze laatste oplossing goedkoop is, is deze uitvoerig bekeken. Het blijkt uit de literatuur (dictaat F12/F13) dat de maximale drifthoek de waarde van 1:4 niet mag overschrijden. De drifthoek is geen waarde die met een formule berekend kan worden. Om de manoeuvreerbaarheid van schepen te beschrijven wordt veelal gebruik gemaakt van computersimulatie, schaalmodellen (deze zijn eigenlijk ook niet geschikt om het manoeuvreergedrag goed te voorspellen) en modelproeven met schepen op ware grootte. Hiermee kan het manoeuvreergedrag van een schip beschreven worden, maar dit zal voor elk type schip weer anders zijn.

Het is in principe mogelijk om de drifthoek groter te laten worden dan  $14^\circ$ . Wanneer een stuurman in samenwerking met een loods het aandurft het schip onder die hoek de havenmond binnen te varen. Maar over het algemeen zal een stuurman het te gevaarlijk vinden om een schip de haven in te varen bij een drifthoek die de waarde van  $14^\circ$  overschrijdt.

Omdat de eis gesteld is dat de containerlijnvaart geen vertraging op wil lopen en vanwege het feit dat er voldoende ruimte aanwezig is zal de snelheid in het toegangskanaal verhoogd worden. Dit houdt in dat er rekening moet worden gehouden met een afremlengte van ongeveer 2400 meter. Deze oplossing is haalbaar en niet al te duur in uitvoering.

Er wordt uitgegaan van een zuidelijk georiënteerde toegangsgedul. Omdat deze gul gebaggerd dient te worden is gekozen voor deze oplossing omdat dit de kortste verbinding met diep water is.

De ingang van het kanaal ziet er als volgt uit:



Figuur 6-5 Ingang kanaal

### 6.3 DE CONTAINERTERMINAL.

Containerterminals moeten een snelle overslag van goederen van zeetransport naar landtransport garanderen. Dit betekent dat de import containers afgehandeld dienen te worden en daarna de opslagplaats moeten verlaten. De export containers moeten niet al te lang voor dat het schip vertrekt op de terminal aanwezig zijn. Deze nemen immers ruimte in. Bij de capaciteitsbepaling van een containerterminal speelt deze verblijftijd op de terminal een grote rol. De verblijftijd bepaalt de benodigde ruimte op de terminal. Wanneer er genoeg ruimte aanwezig is op de terminal zal de verblijftijd niet de capaciteit bepalen. Er wordt gestreefd naar een zo snel mogelijke afhandeling van de containers op de terminal. Dit betekent dat de controles door bijvoorbeeld de douane snel uitgevoerd dient te worden. De voordelen van het containervervoer zijn de snelle afhandeling of de korte verblijftijd op de terminal en de verbeterde veiligheid van de goederen die in de container aanwezig zijn. Het container verkeer zal over het algemeen gemeten worden in TEU ( eng = Twenty Foot Equivalent Unit ). Dit is gelijk aan één 20 voet ( 6.06 meter ) container. De informatiestromen zijn erg belangrijk op een containerterminal, men dient altijd te weten waar een bepaalde container zich op een gegeven moment op de terminal bevindt. Men moet de containers ook niet al te hoog op elkaar stapelen omdat er dan veel extra bewegingen plaatsvinden voordat de goede container opgepakt kan worden. Wanneer men deze factoren niet goed in de hand heeft zal de verblijftijd op de terminal toenemen en daarmee de capaciteit afnemen. Er zal een keuze gemaakt moeten worden welk afhandelingssysteem in dit geval het beste is voor de containers. Hierbij zal door middel van vergelijking van een aantal systemen, een keuze voor één systeem gemaakt worden. Door het onzekere aankomstpatroon van de schepen zal het afhandelingssysteem flexibel dienen te zijn zoals ook de opslagcapaciteit van de terminal. Een nieuw aan te leggen haven zal in de gehele infrastructuur van de omgeving moeten passen. Wanneer een schip bij de containerterminal aankomt zal het soms niet direct afgehandeld kunnen worden omdat de losplaatsen bezet zijn, er zal een reëel maximum aan de wachttijd voor containerschepen in de haven gesteld worden.

#### 6.3.1 Het aankomstpatroon van containerschepen.

Het aantal schepen dat de haven per jaar aandoet is al berekend en bedraagt 1440 schepen. Wanneer deze schepen gelijkmatig over het jaar verdeeld zouden zijn, betekent dit dat er 3.9 schepen per dag de containerterminal aandoen. Dit betekent dat er 0.16 schepen per uur aankomen. De gemiddelde tussenaankomsttijd van de schepen wordt dan 6.25 uur. Er wordt uitgegaan van een aankomstpatroon dat N.E.D verdeeld is. De containervaart is een redelijk regelmatige vaart, maar er is niets bekend van een bepaalde intensiteitsverdeling door het jaar heen. Er wordt gekozen voor een zeer onregelmatige verdeling om de aankomsten te beschrijven, omdat er weinig gegevens bekend zijn over de schepen die de haven zullen aandoen. In principe wordt er voor gespecialiseerde terminals een Erlang-2 verdeling gebruikt. Maar omdat de beschikbare gegevens zeer onzeker zijn wordt er een N.E.D. verdeling aangenomen. Voor de N.E.D. verdeling is de tussenaankomst de enige benodigde factor. De verdeling wordt met de onderstaande wiskundige uitdrukking beschreven.

De kansdichtheidsfunctie:

$$f(t) = \tau e^{-\tau t} \quad \text{als } t > 0$$

$$f(t) = 0 \quad \text{als } t = \text{anders}$$

$$\tau = \text{gemiddeld aantal schepen per uur} = 0.16$$

$$1/\tau = \text{gemiddelde tussenaankomsttijd} = 6.25 \text{ uur}$$



Op deze manier zal het aankomstpatroon beschreven worden. Deze verdeling wordt ook wel aangeduid met de letter M.

### 6.3.2 De servicetijd van de containerschepen.

Eerst wordt de gemiddelde servicetijd bepaald door een aantal aannamen voor de snelheid waarmee containers afgehandeld kunnen worden. Er wordt uitgegaan dat een containerschip met behulp van twee kranen uitgeladen wordt. De capaciteit van moderne kranen wordt gesteld op 30 containers per uur, dit is gebaseerd op getallen voor moderne containerhavens. Met openen en sluiten van de luiken zal men 10 % van de servicetijd verliezen. De kranen zullen niet de gehele periode dat het schip afgemeerd ligt aan het werk zijn. Er wordt gesteld dat de kranen ongeveer 90 % van de tijd dat het schip aanwezig is, aan het werk zijn. Door middel van deze getallen kan er uitgerekend worden hoeveel containers de kranen per tijdseenheid van het schip kunnen halen. Dit getal wordt verkregen door de volgende vermenigvuldiging:

$$30 \text{ containers/uur} * 0.9 * 0.9 * 3(\text{kranen}) = 73 \text{ containers / uur}$$

Bij het gedeelte over de goederenprognose is bepaald dat per containerschip gemiddeld 7,500 ton gelost wordt, dit betekent 667 containers ( met behulp van 9 ton/TEU en 70 % 20 voet containers en 30 % 40 voet containers) per schip. Dit betekent er gemiddeld  $667/73 = 9$  uur nodig is om een containerschip te lossen. Omdat er evenveel containers uitgaan als er binnenkomen kan de gemiddelde servicetijd worden gesteld op  $2 * 9 = 18$  uur.

De verdeling die geschikt om het serviceproces te beschrijven is de Erlang-k verdeling. Deze verdeling is samengesteld uit allemaal verschillende N.E.D. verdelingen bij elkaar opgeteld. De letter k geeft aan hoeveel N.E.D. verdelingen er bij elkaar opgeteld zijn. Deze verdeling is geschikt om het serviceproces te beschrijven omdat de servicetijd vaak opgebouwd is uit verschillende stadia met een N.E.D. verdeling. Hoe groter de k is, hoe regelmatig de verdeling wordt. De servicetijd bij een containerterminal mag worden gezien als Erlang-2 verdeling omdat een moderne terminal niet zo'n onregelmatig servicepatroon heeft. Maar door de vele onzekerheden die er nog steeds bestaan omtrent de gegevens moet de servicetijd ook niet opgevat worden als een regelmatige verdeling. De Erlang-2 verdeling heeft de volgende wiskundige notatie:

$$f(t) = \frac{((k*\mu)^k * t^{k-1}) * e^{-k*\mu*t}}{(k-1)!} \quad \text{als } t > 0 \quad (39)$$

$$f(t) = 0 \quad \text{als } t \text{ is anders}$$

$$\mu = \quad \text{gemiddelde service per uur}$$

$$1/\mu = \quad \text{gemiddelde servicetijd} = 18 \text{ uur}$$

Nu de beide verdelingen bekend zijn kan er bepaald worden hoeveel kadeplaatsen er nodig zijn om de containerschepen af te handelen met hierbij een acceptabele wachttijd.

## 6.4 DE OLIETERMINAL

De olieterminal onderscheidt zich van de meeste andere terminals omdat olie als een gevaarlijke stof beschouwd wordt. De locatie van een olieterminal is over het algemeen niet in de buurt van woongebieden. Het laden en lossen van de olietankers gaat met behulp van pompen en pijpleidingen. Vanuit het midden van het schip voert de hoofdleiding de olie af naar de opslagtanks. Omdat de aansluiting van de leiding in het midden van het schip zit, is er een relatief klein platform nodig. Omdat het laden en lossen vanuit een centraal punt gebeurt, zijn er langs de kade geen hulpmiddelen meer nodig.

### 6.4.1 Het aankomstpatroon van de olietankers.

Het aantal olietankers dat de haven per jaar aandoet is bepaald op 230. Het type schepen dat de haven aandoet is bekend. Om het aankomstpatroon te bepalen wordt geen onderscheid gemaakt naar het type schip. Omdat het getal 230 een aanname is en er geen verdere gegevens omtrent de intensiteitsverdeling door het jaar heen bekend is, wordt een N.E.D verdeling verondersteld. Dit betekent dat er per dag 0.63 schepen aankomen. Dit is 0.026 schepen/uur. Dan is de gemiddelde tussenaankomsttijd 38 uur.

$$f(t) = \tau e^{-\tau t} \quad \text{als } t > 0$$

$$f(t) = 0 \quad \text{als } t = \text{anders}$$

$$\tau = \text{gemiddeld aantal schepen per uur} = 0.026$$

$$1/\tau = \text{gemiddelde tussenaankomsttijd} = 38 \text{ uur}$$

### 6.4.2 De servicetijd van olietankers.

De servicetijd van olietankers wordt bepaald door de capaciteit van de pompen. De servicetijd wordt bepaald op 25 uur voor het lossen van een olietanker. Dit is direct ook de servicetijd omdat de olie alleen geïmporteerd wordt. Omdat het aankomstpatroon van olietankers erg regelmatig is, wordt er gekozen voor een uniforme verdeling van de servicetijd.

## 6.5 DE GRAANTERMINAL

Zoals de meeste bulkterminals wordt de graanterminal voor éénrichtingverkeer ontworpen. De graanschepen lossen alleen in de haven en verlaten de haven ongeladen. Het graanschip wordt uitgeladen met behulp van een "grab". Hiervan dient de capaciteit bepaald te worden. Bij het uitladen van drybulk met een "grab" is er een aantal verschillende capaciteiten te onderscheiden. Dit zijn de "peakcapacity" (werkknemer aan het begin van zijn dienst en het laadruim is vol, kortom de capaciteit onder ideale omstandigheden), de "rated capacity" (gebaseerd op de tijd benodigd voor de volle "grab" vanuit het schip naar de "hopper", onder gemiddelde omstandigheden) en de effectieve capaciteit (de gemiddelde capaciteit gedurende het losproces van het hele schip). Voor het bepalen van de kadelengete is alleen de effectieve capaciteit van belang. (plaatje)

### 6.5.1 Het aankomstpatroon van graanschepen

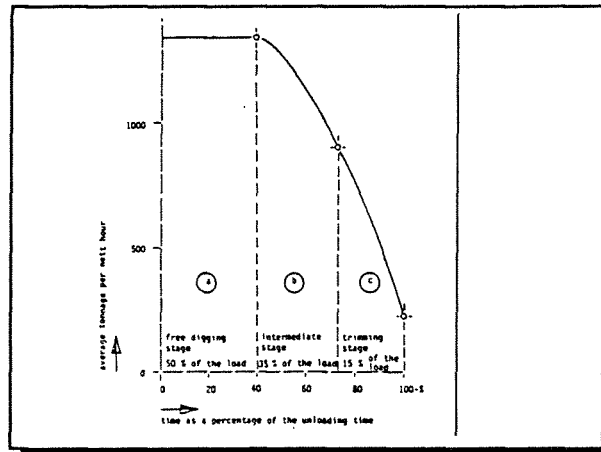
Om dezelfde redenen die bij het containerschip en de olietanker aangevoerd zijn, wordt bij het graanschip gekozen voor de N.E.D. Het aantal schepen dat per jaar de haven aandoet is 112. Dit betekent dat er 0.3 schepen per dag aankomen, oftewel 0.013 schepen/uur. De gemiddelde tussenaankomsttijd van de graanschepen is 78 uur.

$$f(t) = \tau e^{-\tau t} \quad \text{als } t > 0$$

$$f(t) = 0 \quad \text{als } t = \text{anders}$$

$$\tau = \text{gemiddeld aantal schepen per uur} = 0.013$$

$$1/\tau = \text{gemiddelde tussenaankomsttijd} = 78 \text{ uur}$$



Figuur 6-6 Capaciteit uitladen van graan

### 6.5.2 Het servicepatroon van de graanschepen.

De servicetijd is bij graanschepen redelijk regelmatig, vergelijkbaar met de servicetijd bij de containervaart. De servicetijd wordt beschreven met een Erlang-2 verdeling.

De servicetijd van het graanschip wordt bepaald met de volgende gegevens. De effectieve capaciteit van het lossen is 1000 ton/uur. Dit betekent bij een gemiddelde lading per schip van 40,000 ton, dat het lossen 40 uur in beslag neemt. De helft van de graanschepen vaart geladen de haven uit, dit betekent dat de gemiddelde lading van een uitvarend schip 20,000 ton is. Het laden gaat in het geval van de graanschepen veel sneller dan het lossen. De capaciteit van het laden is 5000 ton/uur. Dit betekent een gemiddelde laadtijd per schip van 4 uur. Hiermee wordt de gemiddelde servicetijd van de graanschepen 44 uur

## 6.6 DE MULTI-PURPOSE TERMINAL

Op een multi-purpose terminal worden allerlei soorten goederen overgeslagen. De meest voorkomende goederen op een multi-purpose terminal zijn containers, general cargo, vracht op pallets en verpakte of gebundelde goederen. Om al deze goederen af te kunnen handelen is een grote variëteit aan afhandelingsmaterieel nodig. De volgende uitrusting kan gebruikt worden: vorkheftrucks, tractors en trailers, een zware multi-purpose kraan en lichte mobiele kranen.

### 6.6.1 Het aankomstpatroon van multi-purpose schepen.

Omdat de diversiteit van de goederen groot is op een multi-purpose terminal zal het aankomstpatroon sterk variëren, dit in tegenstelling tot gespecialiseerde terminals die een meer regelmatig aankomstpatroon van schepen vertonen. Het aankomstpatroon wordt met behulp van de N.E.D. beschreven. Het aantal schepen dat per jaar aankomt is bepaald op 2125. Dit betekent dat er gemiddeld per dag 5.8 schepen aankomen. Dit is 0.24 schepen per uur. De tussenaankomsttijd van de schepen is 4.1 uur. De volgende formules gelden bij de N.E.D.

$$f(t) = \tau e^{-\tau t} \quad \text{als } t > 0$$

$$f(t) = 0 \quad \text{als } t = \text{anders}$$

$$\tau = \text{gemiddeld aantal schepen per uur} = 0.24$$

$$1/\tau = \text{gemiddelde tussenaankomsttijd} = 4.1 \text{ uur}$$

### 6.6.2 De servicetijd van de multi-purpose schepen.

De produktiviteit van een ploeg die een multi-purpose schip afhandelt is gemiddeld 125 ton/uur. Dit geldt wanneer er in ploegendiensten van 8 uur gewerkt wordt. Stel dat er 90 % van de haventijd van een schip gewerkt wordt, 10 % van de tijd verloren gaat met het openen en sluiten van de luiken en er 4 ploegen per schip aan het werk zijn. Dan wordt de capaciteit per uur  $125 * 0.9 * 0.9 * 4 = 405$  ton/uur. Dit betekent dat het lossen van de schepen met een gemiddelde lading van 4,000 ton 10 uur duurt. De schepen die de haven verlaten hebben een gemiddelde lading van 2,000 ton. Het laden van het schip gaat ongeveer even snel als het lossen. Dan duurt het laden 5 uur. De servicetijd wordt nu 15 uur.

Omdat het serviceproces is opgebouwd uit een aantal stadia, die beschreven worden met de N.E.D., wordt dit vaak met een Erlang verdeling beschreven. De Erlang-k verdeling is opgebouwd uit een aantal N.E.D.

De multi-purpose terminal heeft te maken met verschillende goederen die met verschillende systemen afgehandeld dienen te worden. Het servicepatroon wordt beschreven met de redelijk regelmatige Erlang-2 verdeling.

## 6.7 Probleemaanpak om een simulatie model van de haven te maken

### 6.7.1 Het doel van het maken van een simulatiemodel.

De wachttijdtheorie is niet toepasbaar wanneer alle aankomende schepen niet aan alle kadeplaatsen geholpen kunnen worden. En bijvoorbeeld wanneer losse kadeplaatsen vervangen worden door een concept met totale kadelengte. Er vindt in dit geval ook een voorkeursbehandeling plaats voor containerschepen waardoor het niet mogelijk is de wachttijdtheorie te gebruiken.

Het doel van het maken van dit simulatie model is het volgende:

Er is 4000 meter kade beschikbaar (gebaseerd op globaal ontwerp DHV), op welke manier kan deze zo goed mogelijk ingedeeld worden, met andere woorden hoeveel ruimte voor elk type terminal. In eerste instantie wordt er gekeken naar hoeveel ruimte voor de container- en de multi-purpose terminal, daarna wordt bekeken of het mogelijk is om ook de graanterminal hierbij onder te brengen. Wanneer dit niet het geval, moet er een aparte kade voor de graanterminal gemaakt worden. De olieterminal is sowieso gescheiden van de andere terminals vanwege de gevaarlijke lading die aan boord is. De indeling van de kaderuimte wordt gedaan door de wachttijden voor de verschillende alternatieven te bekijken, hierbij zijn de wachttijden van de containerschepen van het meeste belang.

### 6.7.2 Uitgangssituatie.

Met behulp van het simulatie model wordt een aantal kadeplaatsen of kadelengte uitgerekend per type terminal in relatie met een acceptabele wachttijd. Er is één draaicirkel voor alle type schepen. Er zijn ook schepen die alleen door het kanaal varen zonder de haven aan te doen. Deze schepen hinderen de andere schepen in het kanaal niet omdat het kanaal 2-baans is en de schepen elkaar niet inhalen in het kanaal.

### 6.7.3 De simuleertaal PROSIM

De simuleertaal Prosim maakt gebruik van de procesbenadering. Dit betekent dat het simuleerprogramma deelprogramma's bevat voor de beschrijving van de activiteiten van de leden van alle (klasse van) componenten. De componenten hebben attributen met een bepaalde waarde die de component beschrijven.

Daarnaast wordt er een lijst bijgehouden met de toekomstige tijdstippen, waarop bepaalde componenten ge(re)activeerd dienen te worden, en een lijst met voorwaarden waaraan voldaan moet zijn, zodat weer andere componenten ge(re)activeerd kunnen worden. Gedurende de run is er steeds één component (de "current component") of het hoofdprogramma ("main") actief. Dit betekent dat de activiteiten, beschreven in het deelprogramma behorende bij deze component of in het hoofdprogramma, worden uitgevoerd.

In zo'n deelprogramma zullen statements voorkomen, die tot gevolg hebben, dat de actieve component passief wordt. Hierbij zijn de volgende gevallen te onderscheiden:

- Het tijdstip dat de component weer actief wordt, wordt meteen vastgesteld en op de lijst geplaatst ("suspended component").
- Het tijdstip, waarop deze component gereactiveerd zal worden, hangt af van het feit, of aan bepaalde condities voldaan is en/of wordt bepaald door de activiteiten van andere componenten ("passive component").
- De component speelt geen rol meer ("terminated").

Een model bestaat uit twee delen te weten:

- De "definition section", hierin wordt de structuur van het model beschreven en de componenten worden benoemd.

- De "dynamic section", hierin wordt het gedrag van de componenten gedurende de simulatietijd beschreven.

Eén van de aspecten van het simulatiemodel is het genereren van toevalsgetallen en het doen van trekkingen uit diverse verdelingen.

In dit simulatiemodel worden trekkingen gedaan uit de Erlang-k, exponentiële en uniforme verdeling gedaan. De Erlang-k verdeling kan gedefinieerd worden met een gemiddelde  $\mu$ , een ondergrens LB en een standaarddeviatie  $\sigma$ . De waarde k volgt uit :

$k = (\mu - LB)^2 / \sigma^2$ . Een grote k waarde duidt op een regelmatige verdeling. De exponentiële verdeling wordt gedefinieerd door het gemiddelde  $\mu$ . Het is een zeer onregelmatige verdeling met een grote spreiding van de waarden. De k waarde die in dit geval wordt gebruikt is 2. De uniforme verdeling wordt beschreven met een onder- en een bovengrens waartussen de waarden evenveel kans op voorkomen hebben.

#### 6.7.4 Uitgangspunten

- Er zijn 6 verschillende schepen waarvan 4 verschillende soorten schepen.
- Alleen de schepen die de haven aandoen worden in het model beschreven.
- Tijdens de moessonperiode zijn er 7 dagen dat het kanaal 12 uur gesloten is.
- Er wordt 24 uur per dag gewerkt 365 dagen per jaar.
- Aan de verschillende kades kunnen alleen bijbehorende schepen behandeld worden.
- Gedurende de tijd dat het kanaal gesloten is, worden er geen schepen in het kanaal toegelaten. De schepen die aan de kade liggen of in het kanaal aanwezig zijn worden wel afgehandeld.
- Containerschepen hebben voorrang op andere type schepen.
- Bij de containerschepen geldt dat het schip dat het eerste aankomt ook als eerste geholpen wordt.
- De verdeling van de tussenaankomsttijden en servicetijden van de verschillende type schepen zoals uitgerekend in de paragrafen 6.3 tot en met 6.6.

	Tussen-aankomsttijd (in uur)	Verdeling Aankomsten	Gemiddelde Servicetijd (in uur)	Verdeling Servicetijd
Containerschip	6.6	N.E.D.	33	Erlang-2
Olietanker	54.8	N.E.D.	25	uniform
Graanschip	97.3	N.E.D.	20	Erlang-2
Multi-ppschip	4.1	N.E.D.	16	Erlang-2

tabel 6-1 Type schepen met verdelingen

Het aantal schepen dat in de haven afgehandeld wordt is als volgt:

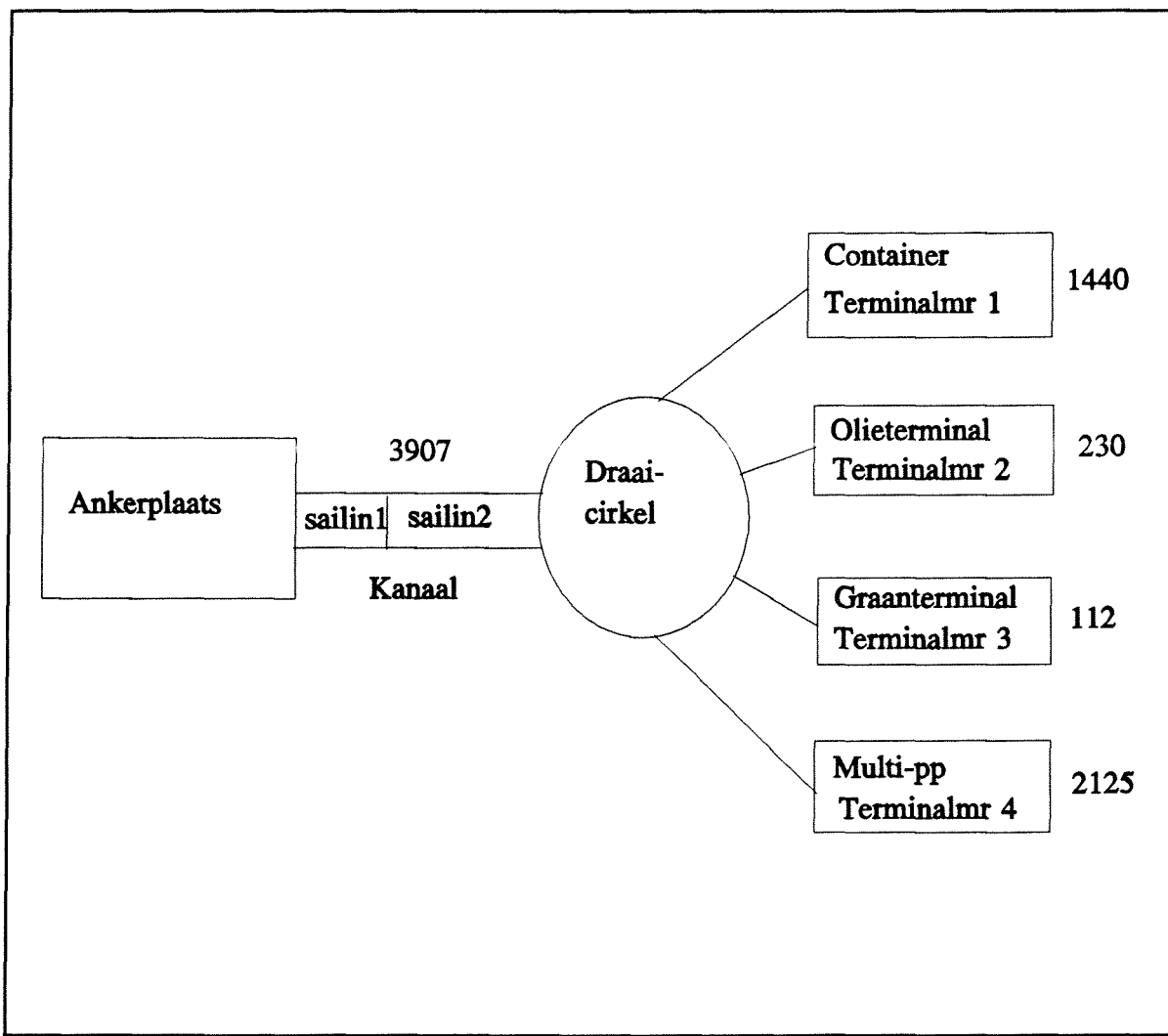
- |                    |           |      |
|--------------------|-----------|------|
| - Containerschepen | L = 275 m | 720  |
| - Containerschepen | L = 305 m | 720  |
| - Olietankers      | n.v.t.    | 230  |
| - Graanschepen     | L = 190 m | 56   |
| - Graanschepen     | L = 225 m | 56   |
| - Multi-pp schepen | L = 180 m | 2125 |

Dit betekent dat een totaal aantal van 3907 schepen gebruik maakt van de haven.

### 6.7.5 Beschrijving van het model

Er wordt een schip gegenereerd door een generator. Het schip neemt plaats in de ankerplaats. De terminalmeester controleert of er een 30 minuten tijdsverschil tussen de schepen die het kanaal binnenvaren. Daarna controleert de terminalmeester of er genoeg plaats aan de kade is. Tijdens de moessonperiode is het kanaal soms enige tijd gesloten. Hiermee wordt rekening gehouden door de terminalmeester, deze is niet actief en de schepen worden niet in het kanaal toegelaten. Wanneer alle checks OK zijn, kan het schip het kanaal binnenvaren en afgehandeld worden aan de kade. Enige tijd voordat het schip de kade verlaat geeft het dit aan de terminalmeester door. Vanaf dat moment beschouwt de terminalmeester de kade als niet meer bezet.

Het proces dat in de haven en het kanaal plaatsvindt ziet er als volgt uit:



Figuur 6-7 Proces haven en kanaal

### 6.7.5.1 De DEFINE module

Hierin worden de componenten en attributen gedefinieerd

#### *Componenten:*

- Termmast 1 t/m 4: Terminalmeesters die in termproces actief zijn.
- Omst: Hierin wordt de moessonperiode aangegeven
- Moess: Hierin worden de periodes dat het kanaal gesloten is aangegeven

#### *Klasse van componenten:*

- Generator: Generatoren van de verschillende schepen
- Schip: Verschillende type schepen

#### *Wachtrij:*

- Anchorage: wachtplaats voor schepen in het kanaal gaan
- Sailin1: Eerste deel van het kanaal, schip bevindt zich hierin 30 minuten.
- Sailin2: Tweede deel van het kanaal
- Berth: De kade
- Berthallc: Kadeplaats

*Timeunit:* Eenheid waarin de tijd uitgedrukt wordt, in dit geval uur

*Randomstream:* toevalsgetallen waaruit trekking gedaan wordt

- Intarrt[6]: Tussenaankomsttijd van verschillende generator
- Servicet[6]: Servicetijd van verschillende generatoren

*Inputstream:* file waaruit de gegevens gelezen worden

#### *Attribute of main:*

- Simulatietijd: De totale tijd dat er gesimuleerd wordt.
- BRTH[4]: Het aantal kadeplaatsen (4)
- Genaantal: Het aantal generatoren dat wordt gemaakt.
- Reference to Generator
- GEN[6]: Het aantal generatoren(6)
- Logical
- Moes: Geeft aan dat het moessonperiode is.
- Norm: Geeft aan dat het en normale dag is.
- Moesdag: Geeft aan dat het kanaal gesloten is.

#### *Attribute of ship:*

- Shsertime: Totale servicetijd van het schip
- Shsertime1: Servicetijd tot terminalmeester ingelicht wordt.
- Shwaitt: De wachttijd van het schip
- Shsailtime: De tijd die het schip nodig heeft om van het begin van het kanaal r de kade te varen.
- naa
- Shtype: Type van het schip
- Shlength: Lengte van het schip
- Shnumber: Opeenvolgend nummer van aangemaakt schip



Numbersh:	Variabele om kadeplaatsen te tellen
Berthdest:	Het nummer van de toegewezen kadeplaats
Logical	
Berthfound:	Geeft aan of een kadeplaats is toegewezen
Reference to ship	
Qship:	Variabele ingevoerd om containerschepen voorrang te verlenen.

*Attribute of generator:*

Genarrpar:	Invoerparameter(s) voor de aankomsttijd(max 3)
Genserpar:	Invoerparameter(s) voor de servicetijd (max 3)
Gensailtime:	Vaartijd en aanlegtijd
Gentype:	Type generator
Genlength:	Lengte van het schip
Reference to ship	
Nextship:	Volgende schip dat gegenereerd wordt.

*Attribute of Termmast 1,3 en 4:*

Termquaylength:	Kadelengte
Termrestlength:	Resterende kadelengte
Reference to ship	
Termship:	Het actieve schip uit het generator proces

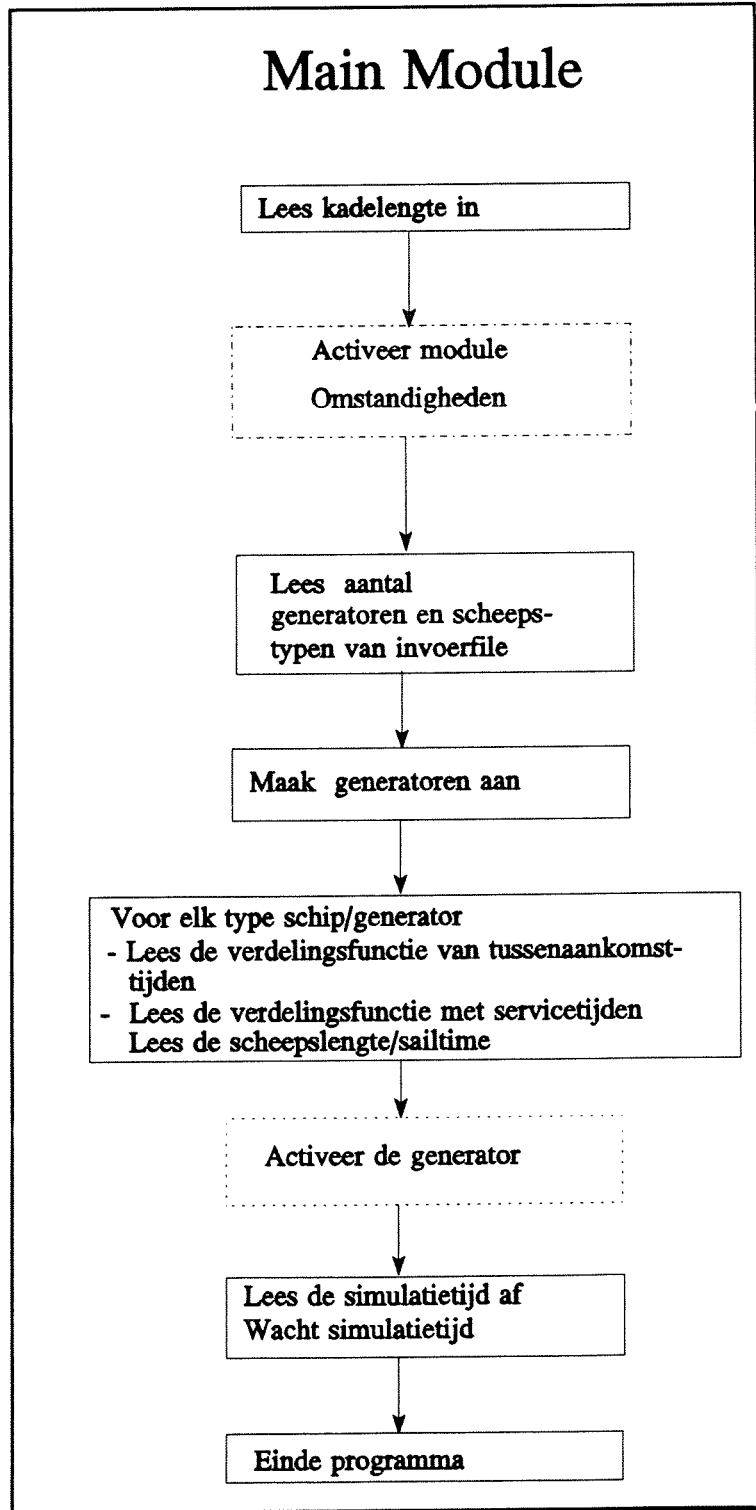
*Attribute of Termmast 2:*

Availber:	Aantal beschikbare kadeplaatsen op bepaald tijdstip
-----------	---

### 6.7.5.2 Procesbeschrijving van de module MAIN

Hierin worden alle gegevens ingelezen, de generator geactiveerd en wordt het programma beëindigd.

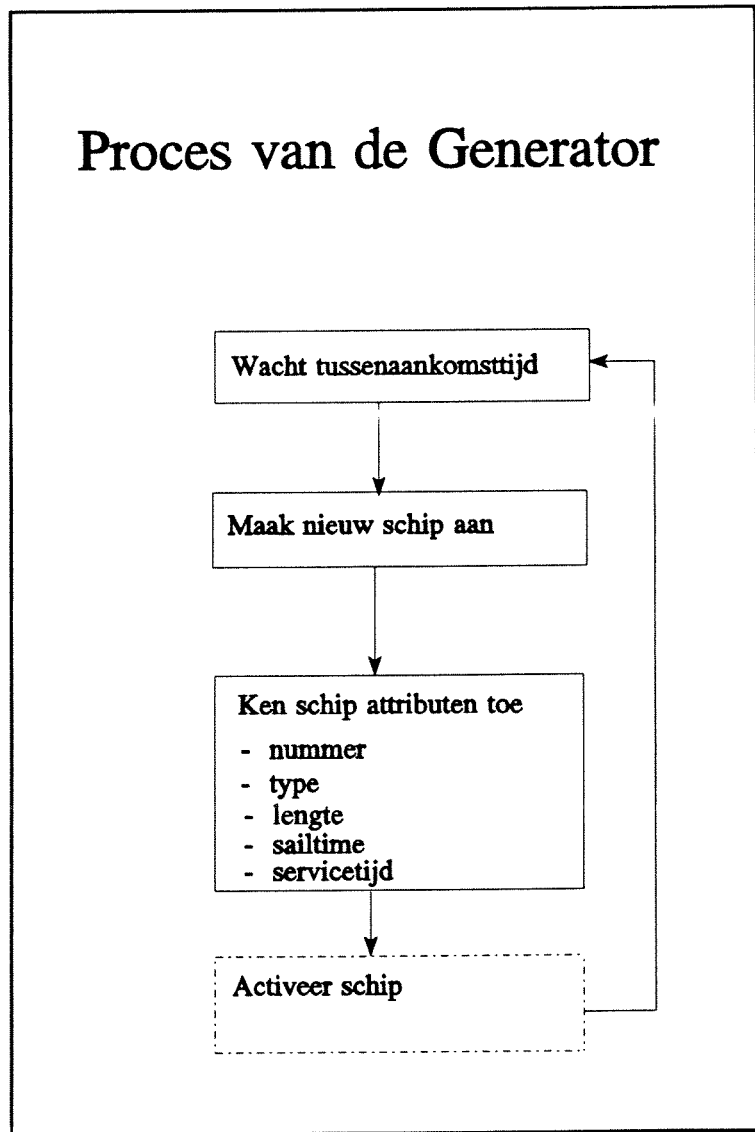
De module ziet erin een schema als volgt uit:



Figuur 6-8 Main module

### 6.7.5.3 Procesbeschrijving van de generator

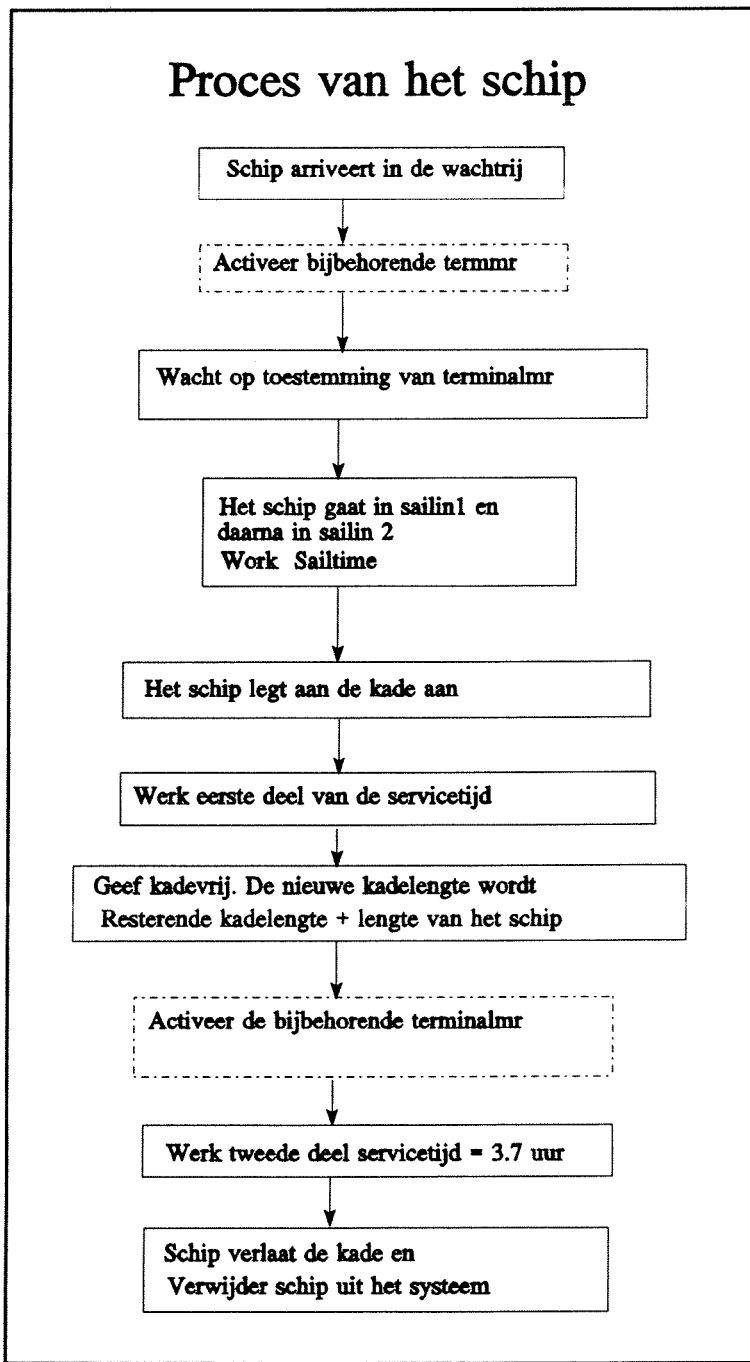
Er zijn zes verschillende generatoren voor elk type schip een aparte generator. Deze generatoren wachten een de tussenaankomsttijd, die beschreven wordt door een bepaalde verdeling, en maken dan weer een nieuw schip aan. Dit schip heeft een bepaalde lengte en tussenaankomsttijd.



*Figuur 6-9 Proces generator*

#### 6.7.5.4 Procesbeschrijving van het schip.

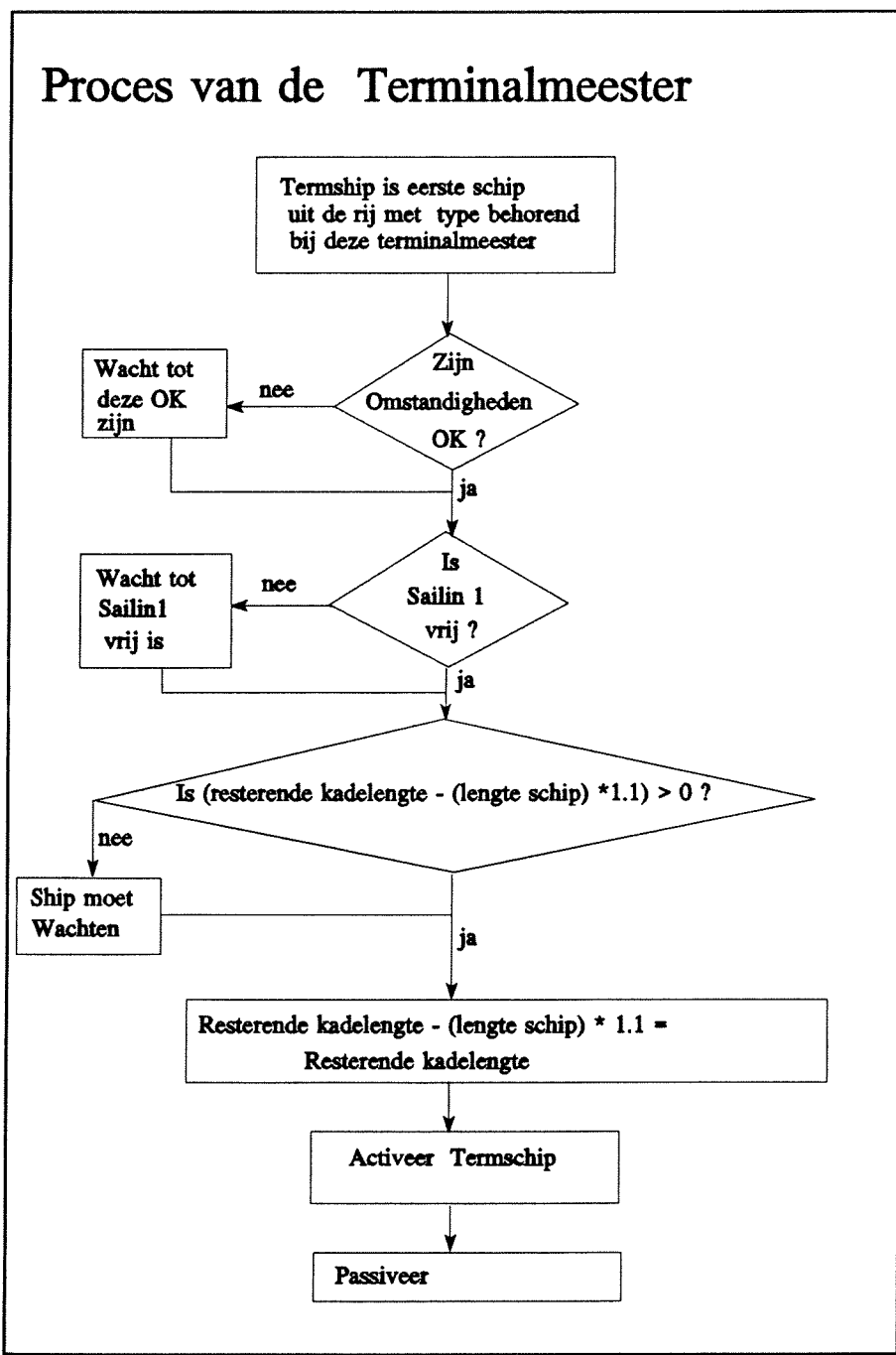
Het schip komt aan bij de haven en meldt zich bij de terminalmeester behorend bij dit type schip. Er zijn vier verschillende terminals en zes verschillende type schepen. Dit komt omdat er twee type containerschepen zijn en twee typen graanschepen. Het schip vraagt toestemming om naar binnen te varen aan de bijbehorende terminalmeester. Wanneer het schip toestemming krijgt om naar binnen te varen wordt bepaald wat de wachttijd van het schip is geweest. Op het moment dat het schip de ingang van het kanaal binnenvaart houdt het de kade bezet. Omdat het schip nog 3.7 uur moet varen voordat het bij de kade is, zal een schip dat afgehandeld wordt aan de kade 3.7 uur voordat het serviceproces afgerond is het volgende schip moeten inlichten. Dit betekent dat de kade vrij gegeven wordt 3.7 uur voordat het schip vertrekt zodat hierin de vaartijd van het binnenkomende schip verwerkt is.



Figuur 6-10 Proces schip

6.7.5.5 Procesbeschrijving van de terminalmeester.

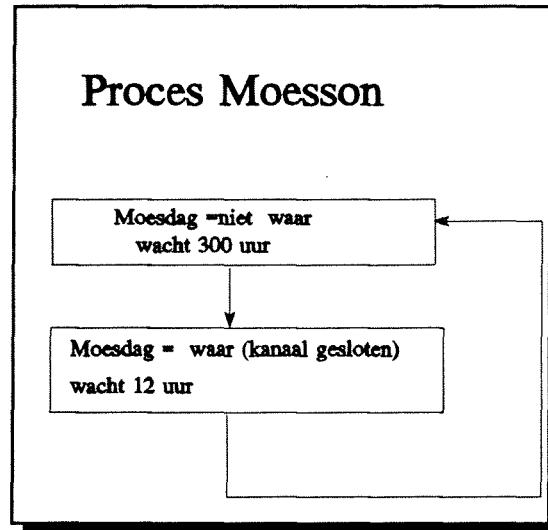
Er zijn vier verschillende terminalmeesters, waarvan ieder geactiveerd wordt door het bijbehorende type schip. Als de terminalmeester geactiveerd is, zal deze allereerst kijken of de omstandigheden OK zijn. Het kanaal is namelijk 7 dagen per jaar gesloten door extreme omstandigheden tijdens de moessonperiode. Wanneer dit het geval is kijkt de terminalmeester of de draaicirkel vrij is. Er is rekening gehouden met de draaicirkel door een wachttijd van 30 minuten tussen twee schepen die het kanaal binnenvaren aan te houden. Als de draaicirkel vrij is wordt er gekeken of er genoeg kadelengte/kadeplaatsen aanwezig is/zijn. Wanneer dit het geval is wordt aan het schip toestemming verleend om naar binnen te varen.



Figuur 6-11 Proces terminalmeester

### 6.7.5.6 Procesbeschrijving van de moesson

Tijdens de moessonperiode is het schip 7 dagen ontoegankelijk voor de schepen. De moessonperiode duurt 91 dagen (3 maanden) waarin 7 dagen wegvallen. Tijdens dag dat het kanaal gesloten gaat het proces van de schepen die in het kanaal varen en aan de kade afgehandeld worden gewoon door. Alleen de schepen die aankomen van zee moeten op zee wachten tijdens het slechte weer.



Figuur 6-12 Proces moesson

### 6.7.6 Beperkingen van het model

Er is geen rekening gehouden met het verleggen van schepen. Dit heeft betrekking op de terminals die met een kadelengte beschreven zijn. In Prosim wordt gecontroleerd of er genoeg kaderuimte beschikbaar is voor een aankomend schip. Deze ruimte kan echter opgedeeld zijn in kleinere delen tussen de schepen die al aan de kade afgehandeld worden. Dan wordt het schip toegelaten aan de kade terwijl in de praktijk de schepen verhaald dienen te worden.

Er zijn twee verschillende type containerschepen en twee verschillende type graanschepen. Wanneer er bijvoorbeeld geen plaats aan de kade is voor een containerschip met een lengte van 305 meter, kan er wel plaats zijn voor een containerschip met een lengte van 275 meter. Er wordt uitgegaan van het principe dat het eerste schip dat zich meldt bij de terminalmeester ook als eerste geholpen wordt. Voor dit principe is om de volgende reden gekozen: als een schip met een lengte van 305 meter aan het wachten is en later komen een aantal schepen van 275 meter, dan ontstaat er een te lange wachttijd voor het langere schip.

Er zijn ook een aantal schepen die gebruik maken van het kanaal om een haven te bereiken die verder stroomopwaarts ligt. Deze schepen worden niet gemodelleerd omdat verwacht wordt dat deze schepen de andere schepen nauwelijks zullen hinderen. Alleen tijdens de draaimanoeuvre kunnen problemen ontstaan, er wordt aangenomen dat de schepen die in de haven langs het kanaal afgehandeld worden voorrang hebben op de andere schepen.

### 6.7.7 Testen van het model

Voordat de resultaten van het simulatie model gebruikt kunnen worden, moet het programma erg goed getest worden. Met behulp van verificatie en validatie wordt gecontroleerd of het model of de structuur van het model in orde is en of het goed beschreven is in de gebruikte computertaal. Met behulp van de TEXT en TRACE opties in PROSIM en kan het programma stapsgewijs doorlopen worden. Wanneer dit gedaan wordt blijkt dat het programma goed draait. Via calibratie worden de parameters zo aangepast dat ze de werkelijkheid goed benaderen. De parameters zijn zo gekozen dat de uitkomsten betrouwbaar zijn.

Via de TRACE en TEXT opties zijn de volgende controle uitgevoerd:

- Er mag altijd maar maximaal één schip in de draaicirkel aanwezig zijn. Dit blijkt te kloppen namelijk maximum SAILIN1 is 1.
- De containerschepen moeten voorrang krijgen op andere type schepen. Wanneer er echter al een containerschip ligt te wachten moet dit wachtende schip wel het eerste schip zijn dat toegelaten wordt. Dit is met de TRACE optie te controleren en voldoet.
- De verschillende schepen dienen aan de bijbehorende terminal afgehandeld te worden. Wanneer dit met de TRACE optie bekeken wordt blijkt dit waar te zijn.
- Voordat een schip afgehandeld is aan de kade dient de kade al vrij gegeven te worden in verband met de vaartijd van een aankomend schip. Dit blijkt het geval te zijn.
- Tijdens een Moessondag worden er geen schepen in het kanaal toegelaten. De schepen die reeds aanwezig zijn in het kanaal of aan de kade worden verder afgehandeld maar verlaten de haven niet. Dit is na te gaan met behulp van de TRACE optie.
- Het aantal schepen dat gegenereerd dient te worden in PROSIM, moet overeenkomen met het getal dat bij de goederenprognose uitgerekend is. In tabel 6-2 worden deze waarden vergeleken.

	Aantal volgens de goederenprognose per jaar	Aantal gegenereerd door Prosim-model per jaar
containerschepen	1440	1428
olietankers	230	232
graanschepen	112	116
multi-pp schepen	2125	2133

tabel 6-2 Vergelijking aantal schepen

Uit de tabel blijkt dat de het genereerde aantal schepen goed overeenkomt met het aantal schepen dat uitgerekend is bij de goederenprognose.

Nadat door middel van testen duidelijk geworden is dat het programma voldoet, kunnen de resultaten, die verkregen worden met PROSIM, gebruikt gaan worden. In bijlage 14 is een uitdraai van het PROSIM model bijgevoegd.

### 6.7.8 De resultaten die uit het model verkregen worden

Het model is bedoeld om de kadelenktes of aantal kadeplaatsen voor de verschillende terminals te bepalen met daarbij acceptabele wachttijden. De wachttijden zijn in de containerscheepvaart van zeer groot belang. Daarom is er gekozen voor een voorkeursbehandeling van de containerschepen die bij de ingang van het kanaal arriveren. Om te bepalen wat de optimale kadelenktes voor de multi-purpose terminal, containerterminal en de graanterminal zijn, zijn de volgende runs gemaakt. De olietankers zijn in elke run wel meegenomen, maar de resultaten zijn niet in de tabel genoteerd. De olietankers worden in de laatste 4 runs apart besproken.

Een aantal randvoorwaarden:

De servicetijd van de containerschepen is gemiddeld 18 uur, de servicetijd van de multi-purpose schepen is gemiddeld 15 uur, de servicetijd van de graanschepen is gemiddeld 44 uur en de servicetijd van de olietankers is gemiddeld 25 uur. De vaartijd van de schepen door het kanaal is 3.7 uur.

In run 1 en 2 is uitgegaan van een kadelenkte van 4000 meter die alleen door containerschepen en multi-purpose schepen gebruikt wordt. De graanterminal wordt in dit geval apart aangelegd en heeft een lengte van 500 meter.

Omdat blijkt dat bij een verkleining van de kadelenkte voor containerschepen van 200 meter de wachttijden niet toenemen, kan er nog minder ruimte voor de containerterminal gereserveerd worden.

In run 3 en 4 is uitgegaan van een kadelenkte van 4000 meter voor alle drie de verschillende terminals. Hieruit blijkt dat er nog steeds voldoende kaderuimte is om acceptabele wachttijden voor alle type schepen te garanderen. De indeling die in run 5 gemaakt is levert voor alle type schepen een acceptabele wachttijd op. De gemiddelde wachttijd is in dit geval het laagst.

In run 6 en 7 is gekeken naar het verkleinen van de kadelenkte naar 3500 meter. In het eerste ontwerp gebaseerd op een voorstudie van DHV is uitgegaan van een beschikbare kadelenkte van 4000 meter, dit betekent niet dat ook al deze ruimte gebruikt hoeft te worden, wanneer minder kaderuimte voldoet met betrekking tot een acceptabele wachttijd is dit alternatief goedkoper.

In run 8,9 en 10 is het aantal containerschepen met 1.5 vermenigvuldigt. Dit is gedaan omdat het aantal schepen gebaseerd is op een aangenomen goederenprognose en omdat het aantal schepen in de toekomst nog meer toe kan gaan nemen. Er is alleen naar containerschepen gekeken omdat containerschepen alleen lage wachttijden accepteren en omdat de grootste stijging verwacht wordt van het containervervoer in de toekomst. Er is in run 8,9 en 10 gekozen voor de drie beste alternatieven uit de voorgaande runs. De keuze is gemaakt op grond van de wachttijden voor alle type schepen en met daarbij de kleinste kadelenkte.

In run 11 en 12 is de invloed van de moesson verandert. Een moessondag duurt in principe 12 uur, in het model is geen rekening gehouden met het feit dat een aantal moessondagen achter elkaar kunnen vallen. In deze runs is te zien wat er met de wachttijden gebeurt wanneer twee of vier moessondagen achter elkaar vallen.

In run 13 tot en met 16 is bepaald wat de wachttijd van de olietankers bij een verschillend aantal kadeplaatsen is, de andere schepen zijn in deze runs ook gemodelleerd. Op grond van een kostenvergelijking wordt het aantal aanlegplaatsen voor de olietankers bepaald.



	kade- lengte con- tainer termi- nal(m)	kade- lengte mul- tipp termi- nal (m)	kade- lengte graan termi- nal (m)	Gemiddelde Wachtijd (in uren)				Bezettingsgraad (in procenten)		
				275 meter	305 meter	mpp	gr	cont	mp p	gr
<i>totale</i>	<i>kade- lengte</i>	<i>4500</i>	<i>meter</i>							
run1	3200	800	500	0.43	0.43	1.6	2.5	29	54	23
run2	3000	1000	500	0.44	0.45	0.81	2.5	31	43	23
<i>totale</i>	<i>kade- lengte</i>	<i>4000</i>	<i>meter</i>							
run3	3000	600	400	0.44	0.39	6.6	40	31	72	29
run4	2800	700	500	0.44	0.39	6.6	2.5	33	62	23
run5	2500	1000	500	0.50	0.48	0.81	2.5	37	43	23
<i>totale</i>	<i>kade- lengte</i>	<i>3500</i>	<i>meter</i>							
run6	2200	800	500	0.60	0.65	1.6	2.5	42	54	23
run7	2000	1000	500	0.72	0.74	0.81	2.5	46	43	23
<i>1.5 *</i>	<i>aantal</i>	<i>con- tainer</i>	<i>sche- pen</i>							
run8	2500	1000	500	0.77	0.75	0.85	2.5	54	43	23
run9	2200	800	500	1.42	1.65	1.6	2.5	61	54	23
run10	2000	1000	500	2.88	2.83	0.85	2.5	67	43	23
<i>moes- son</i>	<i>perio- de</i>	<i>24 uur</i>								
run11	2500	1000	500	0.67	0.91	0.93	2.5	37	43	23
<i>moes- son</i>	<i>perio- de</i>	<i>48 uur</i>								
run12	2500	1000	500	0.54	0.77	0.99	3.6	37	43	23

Alternatief	aantal aanlegplaatsen	gem. wachttijd	max. wachttijd
run13	4	0.45	18.2
run14	3	0.77	18.2
run15	2	2.5	30.9
run16	1	19	122

tabel 6-3 Resultaten van de testen

Met behulp van deze runs is ook een extra controle van het model mogelijk. Dit wordt met het volgende voorbeeld toegelicht. Een multi-purpose schip heeft 200 meter ( $\approx 1.1 * 180$ ) kade gemiddeld nodig. Wanneer er 600 meter kade beschikbaar is voor deze schepen is de wachttijd, zie run3, 6.6 uur. Als nu de kade vergroot wordt tot 700 meter, heeft dit tot gevolg dat er geen extra schip aan de kade kan. Er is namelijk een extra ruimte van 200 meter benodigd voor een extra schip. In run4 is te zien dat de wachttijd voor het multi-purpose schip inderdaad niet veranderd bij een vergroting van de kade tot 700 meter. Verder is te zien dat wanneer het aantal schepen vergroot wordt, dit de wachttijden van de andere schepen niet beïnvloed. Hiermee wordt ook aangetoond dat de schepen die het kanaal alleen gebruiken om doorheen te varen, de wachttijden van de andere schepen waarschijnlijk niet beïnvloeden.

### 6.7.9 Conclusies uit de testruns

Er is uitgegaan van een beschikbare kadelenkte van 4000 meter voor de containerterminal en de multi-purpose terminal. Hierbij wordt een aparte graanterminal van 500 meter aangelegd. Uit de runs 1 en 2 blijkt dat de wachttijd van de containerschepen nauwelijks verandert wanneer de kadelenkte verkleind wordt. Dit betekent dat de kadelenkte van de containerterminal nog meer verkleind kan worden.

In run 3 en 4 is bepaald hoe de wachttijd verandert wanneer de kadelenkte voor de graanschepen en multi-purpose schepen verkleind wordt. Dit levert op dat 400 meter kadelenkte een gemiddelde wachttijd van 40 uur voor de graanschepen tot gevolg heeft. De servicetijd is 44 uur. Dit betekent dat de wachttijd ongeveer 100 % van de servicetijd is, dit is onacceptabel hoog. Voor de multi-purpose schepen maakt het niet uit of de kadelenkte 600 of 700 meter is, de wachttijd blijft hetzelfde. Dit is verklaard in de vorige paragraaf. Deze wachttijd is 6.6 uur. De servicetijd gemiddeld 15 uur, dit betekent dat de wachttijd nu 44 % van de servicetijd is, dit wordt niet geaccepteerd. Voor de containerschepen blijft de wachttijd hetzelfde ook al verandert de kadelenkte.

In run 5 is een verdeling van de kaderuimte gevonden, die voor alle type schepen acceptabele wachttijden oplevert.

In run 6 en 7 is de kadelenkte gereduceerd tot 3500 meter. Hierbij zijn twee indelingen van de kade gemaakt met acceptabele wachttijden voor alle schepen.

In run 8,9 en 10 zijn drie alternatieven uit de voorgaande runs gekozen, die voor alle type schepen acceptabele wachttijden opleverden. Het aantal containerschepen is vermenigvuldigt met 1.5. Uit de resultaten blijkt dat de wachttijden van de andere type schepen nauwelijks veranderen. In run 8 is de gemiddelde wachttijd van de beide type containerschepen 0.76 uur. De servicetijd is 18 uur, dit betekent dat de wachttijd ongeveer 4 % van de servicetijd is. In run 9 is de wachttijd van de containerschepen ongeveer 8 % van de servicetijd. In run 10 is de wachttijd ongeveer 16 % van de servicetijd. Wanneer de wachttijd 8 % of 16 % van de servicetijd is wordt dit niet geaccepteerd door de containerschepen. Er moet echter wel rekening worden gehouden met het feit dat in deze runs het aantal containerschepen sterk vergroot is.

In run 11 en 12 is bekeken wat het effect op de wachttijd is wanneer er een aantal moessondagen voorkomen. Het blijkt dat de gemiddelde wachttijd dan enigzins toeneemt. Dit is niet van invloed bij het maken van een keuze voor een alternatief

### 6.7.9.1 De keuze van alternatief

Op grond van de wachttijden en de totale kadelengete worden er drie alternatieven gekozen; run5, run6 en run7.

Om nu een keuze te maken tussen de drie alternatieven (run 5,6 en 7) wordt een globale kosten berekening gemaakt. In deze kosten berekening worden eerst de kosten van een containerschip en een multi-purpose schip per dag bepaald. Omdat de graanterminal en de olieterminal geen verandering ondergaan worden deze niet in deze kostenberekening meegenomen. Eerst worden de kosten per uur van het containerschip bepaald. Omdat de wachturen in geld uitgedrukt kunnen worden, zal nu het verschil in kosten duidelijk worden. De wachtkosten van de verschillende alternatieven worden vergeleken en ook de kadekosten, omdat niet alle alternatieven dezelfde totale kadelengete hebben. De kostenberekening wordt gemaakt met behulp van de wachttijden die ontstaan bij een normaal aantal containerschepen, dit is 1428 schepen per jaar.

### 6.7.9.2 De kosten van een containerschip(Post-Panamax).

Om de kapitaalkosten te bepalen is een rapport van het gemeentelijk havenbedrijf Rotterdam gebruikt. De kosten voor een containerschip zijn hierin gegeven in US \$ per TEU per dag. De andere kosten zijn gehaald uit dictaat mt 311 (Scheepvaart en Exploitatie van Schepen). De totale kosten van een schip bestaan uit de volgende posten:

- Kapitaalkosten
- Operationele kosten
- Reiskosten

De kapitaalkosten zijn, net zoals bij de kosten van de kade, afhankelijk van de investering in het schip, de rente en de afschrijving per jaar. Voor een Post Panamax containerschip zijn deze kosten per dag US \$ 20 000. Hierbij is verondersteld dat de levensduur 15 jaar is en een rente van 10 %.

De operationele kosten, deze bestaan uit de volgende posten:  
Alle kosten zijn per dag berekend in US \$:

- |                          |      |
|--------------------------|------|
| - bemanning              | 1500 |
| - onderhoud en reparatie | 1500 |
| - verzekering            | 1500 |
| - administratie kosten   | 300  |

De reiskosten bestaan uit havengelden en brandstofkosten.

Wanneer een schip moet wachten zal het ook brandstofkosten hebben. Deze zijn per dag berekend in US \$.

- |                   |      |
|-------------------|------|
| - brandstofkosten | 1500 |
|-------------------|------|

De totale kosten (operationele-, kapitaal- en brandstofkosten) van een containerschip per dag bedragen US \$ 26300.( dit is per uur US \$ 1096)

### 6.7.9.3 De kosten van de multi-purpose schepen per dag.

De kosten zijn gehaald uit het dictaat mt 311.

De kapitaalkosten bedragen 10 000 dollar per dag.

De operationele kosten voor het multi-purpose schip in US \$ per dag:

-	bemannings	1000
-	onderhoud en reparatie	500
-	verzekering	300
-	administratie kosten	250

De brandstofkosten tijdens het wachten bedragen per dag in US \$:

-	brandstofkosten	500
---	-----------------	-----

Dit betekent dat de totale kosten (kapitaal-, operationele- en brandstofkosten) voor het multi-purpose schip per dag US \$ 12 550 (dit is per uur US \$ 523) bedragen.

#### De kostenvergelijking:

*Alternatief A:* (lengte voor containerterminal 2200 meter, lengte multi-purpose terminal 800 meter lengte graanterminal niet van belang) run6

De gemiddelde wachttijd van de containerschepen is 0.625 uur (= 1/2(0.6 + 0.65))

Het aantal containerschepen is 1428.

De totale wachttijd van de containerschepen is 1428 \* 0.625 = 893 uur.

De kosten hiervan bedragen 893 \* 1096 (kosten per uur) = US \$ 978 728

De gemiddelde wachttijd van de multi-purpose schepen is 1.6 uur.

Het aantal multi-purpose schepen is 2133.

De totale wachttijd van de multi-purpose schepen is 2133 \* 1.6 = 3413 uur

De kosten hiervan bedragen 3413 \* 523 (kosten per dag) = US \$ 1 784 999

Hiermee worden de wachtkosten voor multi-purpose schepen en containerschepen totaal per jaar

**US \$ 2 763 727**

*Alternatief B:* (lengte containerterminal 2000 meter en lengte multi-purpose terminal 1000 meter) run7

De gemiddelde wachttijd van de containerschepen is 0.73 uur (= 1/2(0.72 + 0.74))

Het aantal containerschepen is 1428.

De totale wachttijd van de containerschepen is 1428 \* 0.73 = 1042 uur.

De kosten hiervan bedragen 1042 \* 1096 (kosten per uur) = US \$ 1 142 032

De gemiddelde wachttijd van de multi-purpose schepen is 0.85 uur.

Het aantal multi-purpose schepen is 2133.

De totale wachttijd van de multi-purpose schepen is 2133 \* 0.85 = 1813 uur

De kosten hiervan bedragen 1813 \* 523 (kosten per dag) = US \$ 948 199

Hiermee worden de wachtkosten voor multi-purpose schepen en containerschepen totaal per jaar

**US \$ 2 090 231**

*Alternatief C:* (lengte containerterminal 2500 meter en lengte multi-purpose terminal 1000 meter) run5

De gemiddelde wachttijd van de containerschepen is 0.49 uur (= 1/2(0.5 + 0.48))

Het aantal containerschepen is 1428.

De totale wachttijd van de containerschepen is 1428 \* 0.49 = 700 uur.

De kosten hiervan bedragen 700 \* 1096 (kosten per uur) = US \$ 767 200

De gemiddelde wachttijd van de multi-purpose schepen is 0.85 uur.  
 Het aantal multi-purpose schepen is 2133.  
 De totale wachttijd van de multi-purpose schepen is  $2133 * 0.85 = 1813$  uur  
 De kosten hiervan bedragen  $1813 * 523$  (kosten per dag) = US \$ 948 199

Hiermee worden de wachtkosten voor multi-purpose schepen en containerschepen totaal per jaar

**US \$ 1 715 399**

Nu een deel van de kosten bekend zijn, kunnen hieruit conclusies getrokken worden.

De kosten van alternatief A zijn veel hoger dan alternatief B, terwijl deze beide dezelfde kadelengete van 3500 meter hebben. Om deze reden valt alternatief A af. Nu wordt de vergelijking gemaakt tussen alternatief B en C. Het verschil tussen de beide alternatieven is 500 meter kade en andere wachtkosten. Als de wachtkosten van elkaar afgetrokken worden blijkt het verschil tussen alternatief C en alternatief B US \$ 374 832 per jaar in het voordeel van alternatief C te zijn. Maar alternatief C heeft wel een extra kadelengete van 500 meter nodig.

De kadeconstructie heeft een hoogte van ongeveer 19 meter (12.5 meter diepgang schip + 0.5 meter "keelclearance" + getijverschil 5 meter + 1 meter veiligheid). De kosten per meter kade voor deze constructie bedragen US \$ 70 000. Voor de rente, afschrijvingen en civiel onderhoud wordt 15 % gerekend. Dit betekent een jaarlijks bedrag van US \$ 10 500 per meter kade. De extra kade die nodig is, bedraagt 500 meter. Dit betekent dat het verschil in kadekosten  $500 * 10 500 =$  US \$ 5 250 000 per jaar in het voordeel van alternatief B is. De wachtkosten zijn US \$ 374 832 per jaar in het voordeel van alternatief C. Op grond van de kostenvergelijking zal voor alternatief B gekozen worden.

Uit run 8,9 en 10 bleek dat alternatief B niet meer voldoet, vanwege te hoge wachttijden voor de containerschepen, wanneer het aantal containerschepen met 50 % toeneemt. Omdat deze toename volgens de goederenprognose voorlopig niet verwacht wordt, voldoet alternatief B goed aan de huidige eisen. Maar er dient in de toekomst rekening te worden gehouden met een uitbreiding van de kade.

	Kosten in US \$ per jaar	Kadelengete multi-purpose- en containerschepen (in meter)
Alternatief A	2 763 727	3000
Alternatief B	2 090 231	3000
Alternatief C	1 715 399	3500

tabel 6-4 Alternatieven kadelengete

Op grond van de kosten en de mogelijkheid tot uitbreiding wordt gekozen voor alternatief B

In de bijlage 15 zijn de volgende grafieken bijgevoegd die horen bij het gekozen alternatief B (run7):

- De wachttijden van de verschillende type schepen
- Het aantal schepen in de 'Anchorage'
- Het aantal schepen in het kanaal
- De beschikbare kadelengete voor de verschillende terminals

#### 6.7.9.4 Bezettingsgraad

De bezettingsgraad van de verschillende terminals bij deze oplossing is in het PROSIM model uitgerekend. De bezettingsgraad is uitgerekend door eerst de totale bezettingstijd van de kade per jaar uit te rekenen. Daarna is de totale bezettingstijd vermenigvuldigt met de gemiddelde lengte van de schepen. Het getal dat hieruit komt is gedeeld door de totale kadelengte die per jaar aanwezig is. Hieronder is de bezettingsgraad van het gekozen alternatief B in tabelvorm gegeven:

	Bezettingsgraad
Containerterminal	46 %
Graanterminal	23 %
Multi-purpose terminal	43 %

tabel 6-5 Bezettingsgraad

Hierin is te zien dat de bezettingsgraad van de graanterminal erg laag is, maar er kunnen nu twee schepen tegelijk aan de graanterminal afgehandeld worden, wanneer deze kleiner wordt kan er nog maar een schip hier afgehandeld worden. Bij één kadeplaats ontstaat een gemiddelde wachttijd van 40 uur, dit is onaanvaardbaar hoog.

#### 6.7.9.5. Het aantal aanlegplaatsen voor de olieterminal.

De olieterminal bestaat uit aanlegplaatsen. Er zijn vier alternatieven bekeken te weten:

Alternatief	aantal aanlegplaatsen	gem. wachttijd	max. wachttijd
run13	4	0.45	18.2
run14	3	0.77	18.2
run15	2	2.5	30.9
run16	1	19	122

tabel 6-6 Alternatieven voor olieterminal

De alternatieven met 2 en 3 aanlegplaatsen worden vergeleken door middel van een kosten vergelijking.

#### 6.7.9.6 De kosten van de olieterminal.

Het bedrag berekend voor de aanleg van de olieterminal komt uit een studie van Ingenieursbureau DHV naar de Beira-Mar olieterminal. Deze is geschikt voor 50,000 dwt olietankers, zoals in dit geval benodigd is. Dit bedrag is 30 miljoen dollar. In dit geval is er echter sprake van een extra steiger zodat de kosten wat lager uitvallen, aan de andere kant is dit bedrag van een aantal jaren geleden. Er wordt gerekend met een bedrag van 30 miljoen gulden voor de bouw van een extra oliesteiger.

Uitgaande van een bouwtijd van drie jaar en een rentevoet van 10% wordt de te betalen rente over 30 miljoen dollar als volgt berekend:

Stel elk jaar 10 miljoen betalen, waarvan 5 miljoen aan het begin (waarover geen rente berekend wordt) en 5 miljoen aan het eind. De totale rente is dan:

$$\begin{aligned}
 ((0.1 + 1)^3 - 1) * 5 \text{ mln} &= 1\,655\,000 \\
 ((0.1 + 1)^2 - 1) * 10 \text{ mln} &= 2\,100\,000 \\
 ((0.1 + 1) - 1) * 10 \text{ mln} &= 1\,000 \\
 &\text{-----} + \\
 \text{rente over bouwtijd US \$} & 4\,755\,000
 \end{aligned}$$

In totaal moet worden afgeschreven over de levensduur US \$ 34 755 000. Met behulp van de annuïteitscoëfficiënt zijn de kosten op jaar basis uit te rekenen:

$$\text{annuïteitscoëfficiënt} = \frac{i * (1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (40)$$

met

i = rentevoet

n = economische levensduur

Uitgaande van n = 50 en i = 10% levert dit jaarlijkse kapitaalkosten:

$$\begin{aligned}
 \text{annuïteitscoëfficiënt} &= 0.10085 \\
 \text{totale kosten} &= \text{US \$ } 34\,755\,000
 \end{aligned}$$

Dit levert op een totaal van 3.5 miljoen dollar aan kapitaalkosten op. Hierbij dient nog opgeteld te worden een bedrag voor onderhoud en het operationeel hebben van de terminal. Hiervoor wordt een bedrag van 1.3 miljoen dollar aangenomen.

Hiermee komen de jaarlijkse kosten voor de extra olieterminal op 4.8 miljoen dollar.

#### 6.7.9.7 De kosten van een olietanker(50,000 dwt)

Deze kosten zijn bepaald uit het dictaat mt311. De kapitaalkosten bedragen per dag US \$ 16000.

De operationele kosten bedragen:

-	bemannig	1200
-	onderhoud en reparatie	1200
-	verzekering	1800
-	administratie kosten	300

De brandstofkosten in US \$ per dag tijdens het wachten:

-	brandstofkosten	1500
---	-----------------	------

Hiermee worden de totale kosten van een olietanker per dag, zonder havengelden, US \$ 22 000(US \$ 916 per uur) .

#### 6.7.9.8 De kostenvergelijking.

*Alternatief 3 aanlegplaatsen:*

De totale wachttijd voor 231 olietankers met wachttijd(gem) 0.77 is  $232 * 0.77 = 179$  uur

De totale wachtkosten worden dan	$179 * 916 =$	163 964 dollar
De kosten van de extra terminal per jaar		4 800 000 dollar
		-----
De totale kosten(terminal + wachtkosten)		4 963 964 dollar

### Alternatief 2 aanlegplaatsen:

De totale wachttijd voor 231 olietankers met wachttijd(gem) 2.5 is  $232 * 2.5 = 580$  uur

De totale wachtkosten worden  $580 * 916 =$  **531 280 dollar**

Op grond hiervan wordt gekozen voor alternatief 2, met twee aanlegplaatsen. Het is duidelijk dat de wachtkosten niet opwegen tegen de bouw van een extra terminal. Het wachten heeft echter ook een psychologisch effect wat niet meetbaar is. Er is ook verondersteld dat het aankomstpatroon N.E.D. verdeeld is omdat er weinig gegevens aanwezig zijn maar de tankervaart is veel regelmatig verdeeld wat de wachttijden ten goede komt.

De bezettingsgraad van de olieterminal is in dit geval 66 %.

### 6.7.9 De grote van de draaicirkel.

Het containerschip met een lengte van 305 meter is het grootste schip dat in de haven afgehandeld wordt. Met behulp van sleepboten wordt het schip gedraaid en aan de kade geplaatst. De grote van de draaicirkel is ongeveer tweemaal de lengte van het grootste schip. Omdat de containerschepen in de toekomst nog langer kunnen worden wordt er voor de veiligheid 2.3 maal de lengte van het schip voor de draaicirkel genomen. Dit betekent dat de draaicirkel en daarmee de verbreding voor de haven  $2.3 * 305 = 700$  meter wordt.

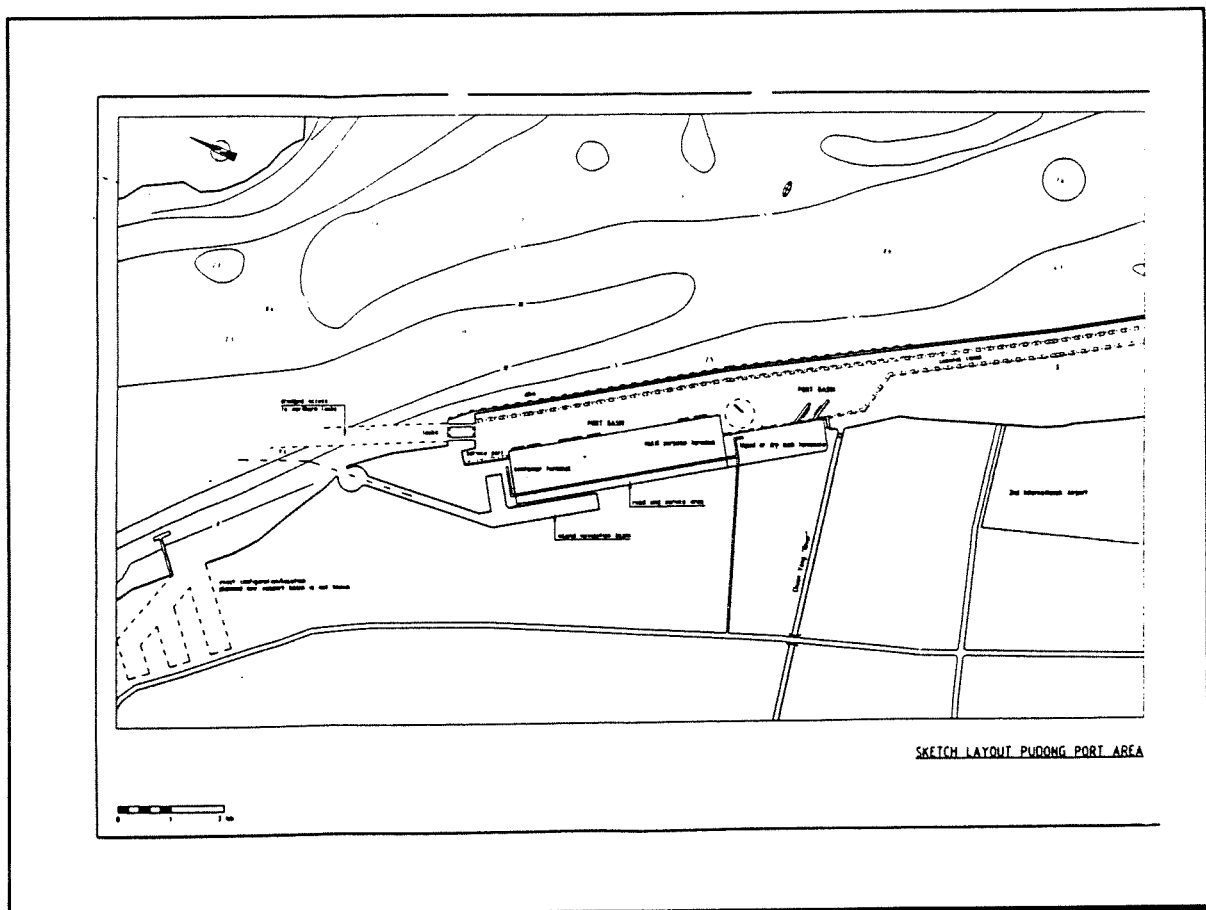
## 6.8 Conclusie

In dit hoofdstuk is globaal de natte-infrastructuur van het kanaal en de haven ontworpen. Op grond van het manoeuvreer- en afremgedrag is een de ingang van het kanaal ontworpen. Er is aan het begin van paragraaf 6.7 uitgegaan van een beschikbare kadelenkte van 4000 meter, voor de multi-purpose- en containerterminal, en 500 meter voor de graanterminal. Daarna is een simulatiemodel gemaakt van de haven om de indeling van de kadelenkte te bepalen. Er is een aantal runs gemaakt waarin enkele mogelijke kade-indelingen beschreven zijn. Hieruit worden op grond van de gemiddelde wachttijden en de totale kadelenkte drie alternatieven verder uitgewerkt. Alternatief A en B hebben dezelfde totale kadelenkte, maar alternatief A is een duurdere oplossing dan alternatief B. Om deze reden valt alternatief A af. Daarna zijn de kosten van alternatief C en B vergeleken. De wachtkosten van alternatief C zijn minder, maar hier staat tegenover dat de totale kadelenkte 500 meter meer is bij alternatief C. Omdat de verschil in kadekosten niet opweegt tegen het relatief kleine verschil in wachtkosten wordt voor alternatief B gekozen. In dit alternatief is 3500 meter kade als volgt ingedeeld 2000 meter containerterminal, 1000 meter multi-purpose terminal en 500 meter graanterminal. Het aantal aanlegplaatsen van de olieterminal is uitgerekend door een kostenvergelijking te maken tussen een extra aanlegsteiger en aan de andere kant de extra wachtkosten. Hieruit volgt dat de olieterminal 2 aanlegplaatsen krijgt. Er is oorspronkelijk uitgegaan van een kadelenkte van 4000 meter, maar het blijkt dat 3500 meter kade voldoet aan de eisen.

Het doel van het maken van het simulatiemodel was om vanuit dit model globaal de natte infrastructuur van de haven te kunnen bepalen. Samen met een opgestelde kosten vergelijking is bepaald hoe de kade ingedeeld dient te worden en hoeveel aanlegplaatsen voor olietankers er moeten komen.



De conclusie is dat er voor het scheepsaanbod in 2010 voldoende kaderuimte beschikbaar is, wanneer het scheepsaanbod daarna toeneemt kan dit wel enige tijd opgevangen worden, maar wanneer bijvoorbeeld het aantal containerschepen 1.5 maal zo groot wordt, dient de terminal uitgebreid te worden. Maar omdat er nog veel ruimte in het Pudong gebied aanwezig is, zal dit weinig problemen opleveren. De uitbreiding is aan de zuidkant echter wel begrensd door een nieuw te bouwen vliegveld.



Figuur 6-13 Lay-out van de haven

## 7 Conclusies en aanbevelingen

### 7.1 CONCLUSIES

In dit rapport is een door het Ingenieursbureau bedachte oplossing om de haven van Shanghai voor grotere schepen toegankelijk te maken verder uitgewerkt.

In het eerste gedeelte van het rapport zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten gemaakt. Omdat er weinig gegevens bekend zijn dienden er veel aannames gedaan te worden omtrent de goederenprognose voor het jaar 2010. Ook is gekeken naar de ontwikkeling van de containerschepen tot 2010. De goederenprognose levert als uitkomst op dat er ongeveer 8000 schepen per jaar door het kanaal varen in het jaar 2010, waarvan ongeveer de helft de haven langs het kanaal aandoet. Uit de ontwikkeling in containerschepen blijkt dat het ontwerpschip 305 meter lang en 40 meter breed is, met een diepgang van 12.5 meter.

Op basis van de PIANC richtlijnen voor toegangsheulen van april 1995 is een ontwerp van het kanaal langs de kust gemaakt. Omdat het kanaal zeer beschermd ligt is het vergeleken met gelijksoortige kanalen op de wereld en zijn de eisen aangepast om zo tot een dimensionering van het kanaal te komen. De uiteindelijke breedte die voor het kanaal gevonden is, is 250 meter. Dit is een tweestrookskanaal waarvoor gekozen is op grond van het scheepsaanbod. De snelheid op in het kanaal is maximaal 8 knopen en inhalen is verboden. De breedte van het kanaal is voornamelijk bepaald met behulp van richtlijnen. De breedte ligt dus niet éénduidig vast.

Omdat er een redelijk getijverschil aan het begin van het kanaal aanwezig is, is onderzocht wat het getijverschil ter plaatse van de haven is. Hierbij is gebruik gemaakt van het programmapakket DUFLOW en in een latere fase van de USER INTERFACE. Dit is van belang omdat een groot getijverschil hinderlijk is voor de schepen die in de haven afgehandeld worden. Het getij blijkt met een factor 1.2 versterkt te worden in de haven. Er is gekeken naar de invloeden van veranderingen, in de geometrie van het kanaal, op het getijverschil. Het blijkt dat een verbreding of verlenging van het kanaal het getij reduceert maar dit brengt extra kosten met zich mee.

Er is een ontwerp van de ingang van de haven gemaakt. Dit is deels gebaseerd op het rapport van DHV en voor het andere deel op de manoeuvreereigenschappen van het ontwerpschip. Er is uitgegaan van 4000 meter kade die aanwezig is in de haven voor de multi-purpose- en containerterminal en 500 meter voor de graanterminal. Om deze kade in te kunnen delen is er een simulatie model gemaakt met behulp van de programmeertaal PROSIM. Allereerst worden er een aantal runs gemaakt, hieruit worden de beste drie alternatieven op grond van gemiddelde wachttijden in samenhang met totale kadelengte gekozen. Daarna wordt er een kostenvergelijking voor de drie alternatieven gemaakt. Hierbij worden de wachtkosten met de kadekosten vergeleken. Om één van de alternatieven te kiezen wordt er gekeken naar de laagste kosten en wat er met de wachttijden gebeurt als het aantal containerschepen sterk vergroot wordt. Het alternatief met 2000 meter kade voor de containerterminal, 1000 meter voor de multi-purpose terminal en 500 meter voor de graanterminal wordt gekozen. Als het aantal containerschepen sterk vergroot wordt moet er rekening worden gehouden met een uitbreiding in de toekomst, dit kan omdat er voldoende ruimte aanwezig is. Voor de olieterminal is eenzelfde soort berekening gemaakt om het aantal aanlegsteigers te bepalen. Er is gekozen voor twee aanlegsteigers.

Het gekozen ontwerp is op grond van de aanwezige gegevens een goed ontwerp voor de natte infrastructuur van het kanaal en de haven.

## 7.2 AANBEVELINGEN

Naar aanleiding van de conclusies kunnen er een aantal aanbevelingen gedaan worden voor nader onderzoek

- Er kan een kostenvergelijking gemaakt worden tussen aan de ene kant de verbreding en/of verlenging van het kanaal, waardoor het getijverschil wordt gereduceerd, en aan de andere kant de kadeconstructie met het getijverschil dat nu aanwezig is.
- De benodigde ruimte en de inrichting van de terminals kan bepaald worden en hierbij verbindingen met het achterland.
- De dijk die het kanaal beschermd tegen de zee wordt deels opgebouwd uit de bagger die verkregen wordt door het kanaal te graven. De dijkconstructie kan uitgewerkt worden.
- De schutsluis en de ruimte voor wachtplaatsen kunnen uitgewerkt worden, hiervoor kan ook een simulatie model gemaakt worden. Wanneer dit gedaan is, is het mogelijk de gehele infrastructuur te bepalen.
- In het simulatiemodel wordt het volgende principe gebruikt; Het schip dat her eerste aankomt wordt als eerste toegelaten in het kanaal. Bij de containerschepen bijvoorbeeld zijn er twee type schepen met een verschillende lengte 275 meter en 305 meter. Op dit moment is het model zo, dat wanneer er 300 meter kade beschikbaar en er komt een schip van 305 meter aan dat dit schip moet wachten. Wanneer hierna een schip van 275 arriveert, wordt gewacht tot er ruimte is voor het schip van 305 meter. Er kan gekeken worden wat er met de wachttijden van de containerschepen gebeurt als het schip dat past direct wordt toegelaten.
- Er wordt nu een voorkeursbehandeling voor containerschepen toegepast, wanneer dit niet wordt gedaan kan men de invloed hiervan op de wachttijden van alle schepen bepalen.
- De golfbrekers aan het begin van het kanaal, dienen gedimensioneerd te worden.

## Lijst met Figuren

2-1	Kosten van containerschepen	15
3-1	Lay-out van het kanaal	18
3-2	Het ontwerpschip	21
3-3	Ruimte voor het manoeuvreren	22
3-4	Elementen van de kanaalbreedte	24
3-5	Elementen van de kanaaldiepte	31
3-6	Afmetingen van het schip	32
3-7	Schijfdiagram	35
3-8	Het Froude getal	36
3-9	Waterstandsvariatie	37
3-10	Scheepsbewegingen	37
4-1	Netwerkschema	42
4-2	Randvoorwaarde waterstand	43
4-3	Verloop amplitude in basisgeval	47
4-4	Debietverloop sectie 1,6 en 10	48
4-5	Netwerk basisgeval	49
4-6	Netwerk na verbreding	51
4-7	Debietverloop sectie 1,3,6 en 10	54
4-8	Verloop amplitude na verbreding	55
4-9	Vergelijking amplituden waterstand	56
4-10	Vergelijking amplituden debietverloop	57
4-11	Verschil in debiet	59
5-1	Verbreding van het kanaal	62
5-2	Verkorting van het kanaal	64
5-3	Resultaat beide ingrepen	65
5-4	Vergelijking amplituden waterstand	67
5-5	Vergelijking amplituden debietverloop	68
6-1	De drifthoek	72
6-2	Koersstabiel schip	73
6-3	Koersonstabiel schip	73
6-4	Diep water: Ondiep water	74
6-5	Ingang kanaal	76
6-6	Capaciteit uitladen van graan	80
6-7	Proces haven en kanaal	84
6-8	Main module	87
6-9	Proces Generator	88
6-10	Proces Schip	89
6-11	Proces terminalmeester	90
6-12	Proces Moesson	91
6-13	Lay-out van de haven	102

**Lijst met tabellen**

2-1	Windgegevens	3
2-2	Dwarsstroming	4
2-3	Langsstroming	5
2-4	Waterstanden	5
2-5	Gegevens SIDI/PDC	7
2-6	Getallen Havendirectie	7
2-7	Containeroverslag	8
2-8	Import 2010	13
2-9	Export 2010	14
2-10	Type schepen	14
3-1	Kanaalbreedte PIANC	25
3-2	Suez kanaal	26
3-3	Miramichi kanaal	26
3-4	Noordzee kanaal	27
3-5	Kanaalbreedte	29
3-6	Kanaaldiepte	39
4-1	Controle A sectie 1 t/m 4	47
4-2	Controle A sectie 1,6 en 10	48
4-3	Controle B sectie 1 t/m 4	53
4-4	Controle B sectie 1,3,6 en 10	54
5-1	Gevoeligheidsonderzoek	66
6-1	Type schepen met verdelingen	83
6-2	Vergelijking aantal schepen	92
6-3	Resultaten van de testen	94
6-4	Alternatieven kadelengete	98
6-5	Bezettingsgraad	99
6-6	Alternatieven voor olieterminal	99

**Literatuurlijst.**

- [ref1]: Schreuder, M.H. The Regulation of the Yangtze Estuary First Part Third Stage Technical Cooperation Volume A - Part 3 Technical evaluation of the Coastal-Canal Alternative, DHV Milieu en Infrastructuur, mei 1995
- [ref2]: Philpott, K.L., Lawrie, C.J.R. and Duncan, G.R. Inland & Maritime Waterways & Ports Design - Construction - Operation Section II - Volume 2 The Miramichi Channel Study, Edinburgh 10 - 16 mei 1981
- [ref3]: Working Group of the PIANC, Approach channels Preliminary Guidelines Supplement to bulletin no. 87, April 1995
- [ref4]: Bouwmeester, J., Binnenscheepvaart en Scheepvaartwegen Dictaat F12, TU Delft Oktober 1994
- [ref5]: PAO ( Postacademisch onderwijs in verkeers- en vervoerswetenschappen ), cursus Binnenscheepvaart en Vaarwegen, 1989
- [ref6]: Thabet, R.A.H. Thabet, Improvement of the northern entrance of the Suez Canal Deelontwerp II, TU Delft 1972
- [ref7]: Press, H., Seewasserstraßen und Seehäfen, Berlin-München 1962
- [ref8]: PATO, Toegangseulen Havens, 1985
- [ref9]: Shanghai Port Authority, Port of Shanghai, 1994
- [ref10]: Velsink, H., Ports and Terminals ( Planning and Functional Design ), dictaat F12 / F13, TU Delft, oktober 1994
- [ref11]: UNCTAD, Port Development, A Handbook for planners in developing countries, New-York 1978
- [ref12]: Kooman, C., Inland Navigation Section 1 - Subject 1, The adaption of the main nethet, Ottawa 1973
- [ref13]: Balanin, V.V. and Bykov, L.S., Inland Navigation Section 1 - Subject 4 , Selection of leading dimensions of navigation canal sections, Stockholm 1965.
- [ref14]: Groenveld, R., Service systems in ports and inland waterways dictaat F12/F13, TU Delft, oktober 1994
- [ref15]: Newman, J.N., Marine Hydrodynamics, London England 1977
- [ref16]: Seignette, Large Containerships Final report, Port of Rotterdam Authority 1995
- [ref17]: Wijnolst, N., Scheepvaart en Exploitatie van Schepen mt 311, TU Delft november 1991.
- [ref18]: Verspuy, C., Collegedictaat Lange golven B73, TU Delft 1987
- [ref19]: Stelling, G.S. and Booij, N., Computational modelling in open channel hydraulics, TU Delft, 1994
- [ref20]: Groothuis en van Rooijen, Afstudeerwerk De haven van Rades(Tunesië), TU Delft 1995.
- [ref21]: Sierenberg en de Gans, Personal Prosim Textbook and Reference manual, TU Delft maart 1995.
- [ref22]: Booij, N., Spaans, W., Praagman, Duflow A micro-computer package for the simulation of one-dimensional unsteady flow in open channel systems, TU Delft 1989
- [ref23]: Hooft, J.P. and Nienhuis, U., The prediction of the ship's maneuverability in the design stage, MARIN Wageningen, 1994.
- [ref24]: Boer de, W, Manoeuvreprediktie Voorspelling van het manoeuvreergedrag van een schip, TU Delft, mei 1983
- [ref25]: Verspuy, C. en Kasbergen, C., User INterface TRECOS, TU Delft, augustus 1995.
- [ref26]: Mendez Lorenzo, A., Demonstratie Getijanalyse Schelde-Estuarium, TU Delft augustus 1995.
- [ref27]: Pilot Chinese Zee.

# **Verbetering van de toegang tot en Uitbreiding van de haven van Shanghai**

maart 1996

Afstudeerverslag van A.P. Boon

BIJLAGEN

**Student:**  
**Professor:**  
**Begeleiders:**

A.P. Boon  
Prof.ir. H. Velsink  
ir. R. Groenveld  
ir. C. Verspuy  
ir. M. Schreuder (DHV Milieu en Infrastructuur)

**Technische Universiteit Delft**  
**Faculteit der Civiele Techniek**  
**Vakgroep Waterbouwkunde**  
**Sectie Havens en Scheepvaartwegen**

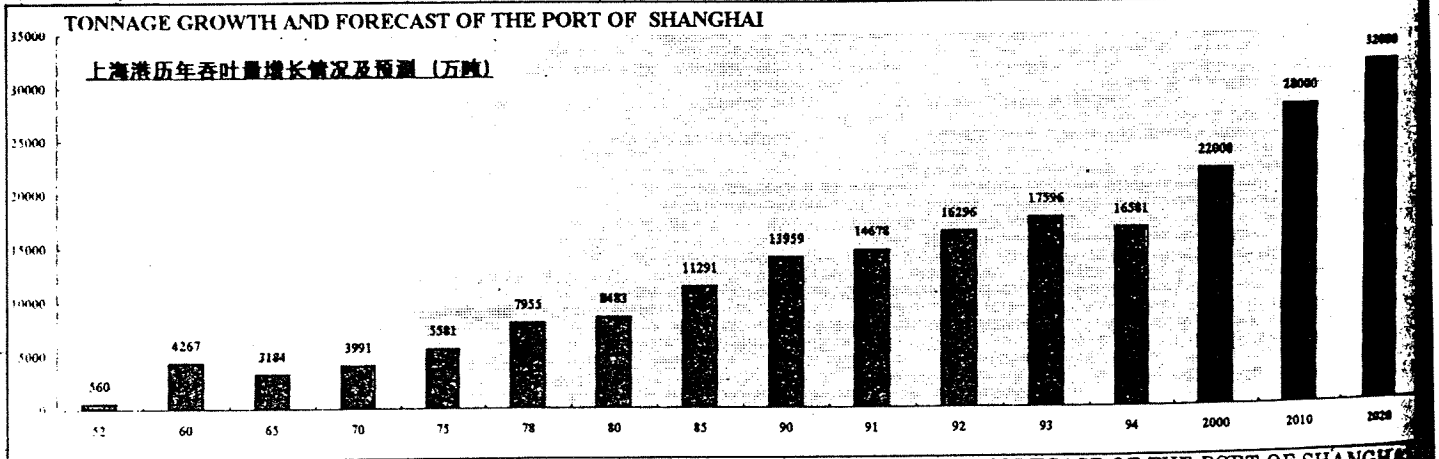
**Inhoudsopgave van de bijlage**

Bijlage 1	Cijfers van de haven van Shanghai	1
Bijlage 2	Het ontwerpschip	2
Bijlage 3	Kanaalontwerp	3
Bijlage 4	PIANC richtlijnen	4
Bijlage 5	De harmonische methode	6
Bijlage 6	De kombergingsbeschouwing	11
Bijlage 7	Basisgeval debiet en waterstand	13
Bijlage 8	Basisgeval waterstanden sectie 1..15	15
Bijlage 9	Basisgeval debieten sectie 1..15	17
Bijlage 10	Met verbreding debiet en waterstand	19
Bijlage 11	Met verbreding waterstanden sectie 1..15	21
Bijlage 12	Met verbreding debieten sectie 1..15	23
Bijlage 13	Uitdraai User Interface	25
Bijlage 14	Het Prosim model	26
Bijlage 15	Resultaten PROSIM run 7	43
Bijlage 16	Lay-out van de haven	49
Appendix	The USER INTERFACE (engelstalig)	



Bijlage 1

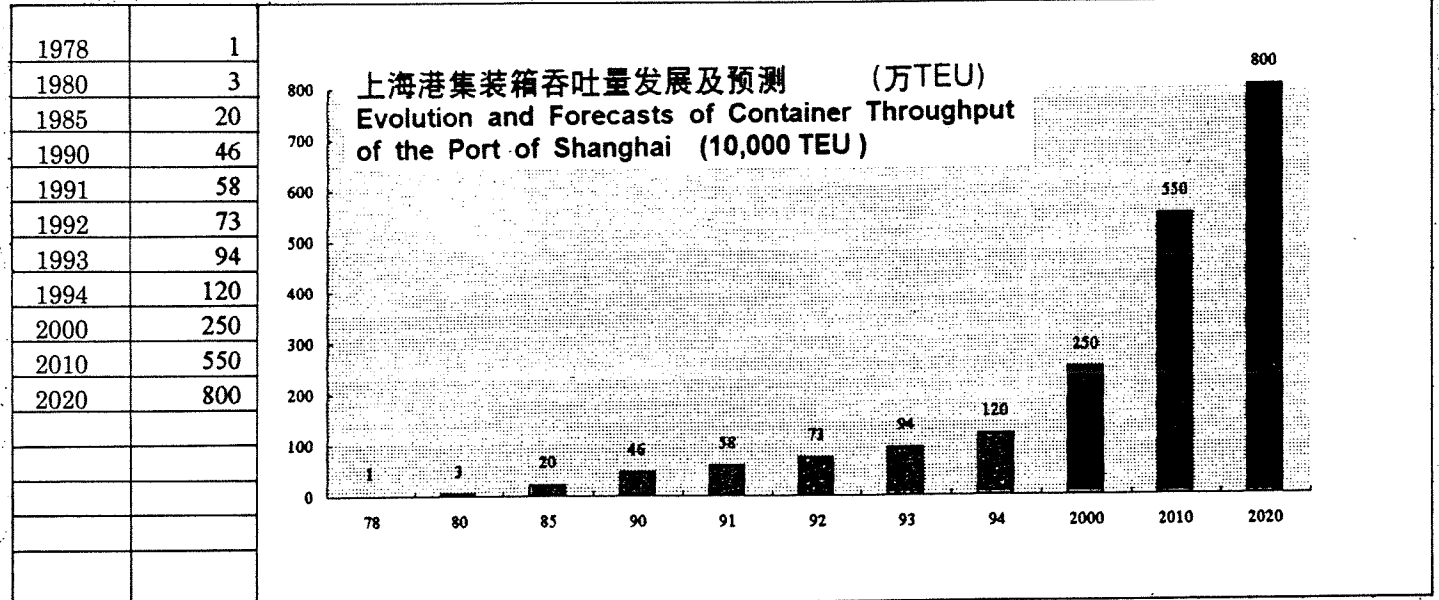
上海港历年吞吐量增长情况及预测



上海港历年旅客分送量及预测

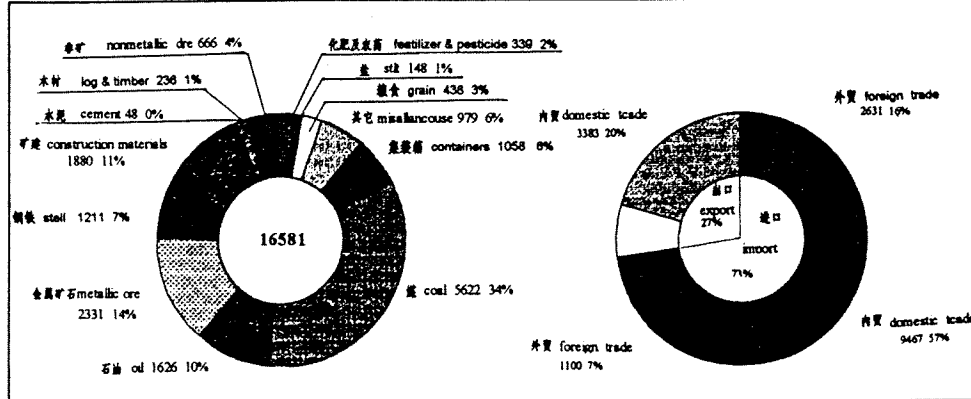


上海港集装箱吞吐量发展及预测



Evolution and Forecasts of Container Throughput of the Port of Shanghai

上海港物種結構示意圖



Bijlage 2

CS 6100

**Principal Data**

Length overall	305.00 m
Length betw. perp.	291.50 m
Breadth moulded	40.00 m
Depth moulded	26.20 m
Draught (design)	12.50 m
Draught (max.)	14.00 m

**Deadweight**

on design draught	63.700 t
on max. draught	78.600 t

**Complement**

Crew members	21 pers.
--------------	----------

**Accommodation**

27 apartments/single cabins with shower bath.

**Container Capacity**  
(TEU 20' x 8' x 8'-6")

in holds	3.392 TEU
on deck	2.268 TEU
Total	5.660 TEU
on deck 5th tier	448 TEU
Grand total	6.108 TEU

Capacity in case of 14 t/TEU, homogeneous distribution, based on

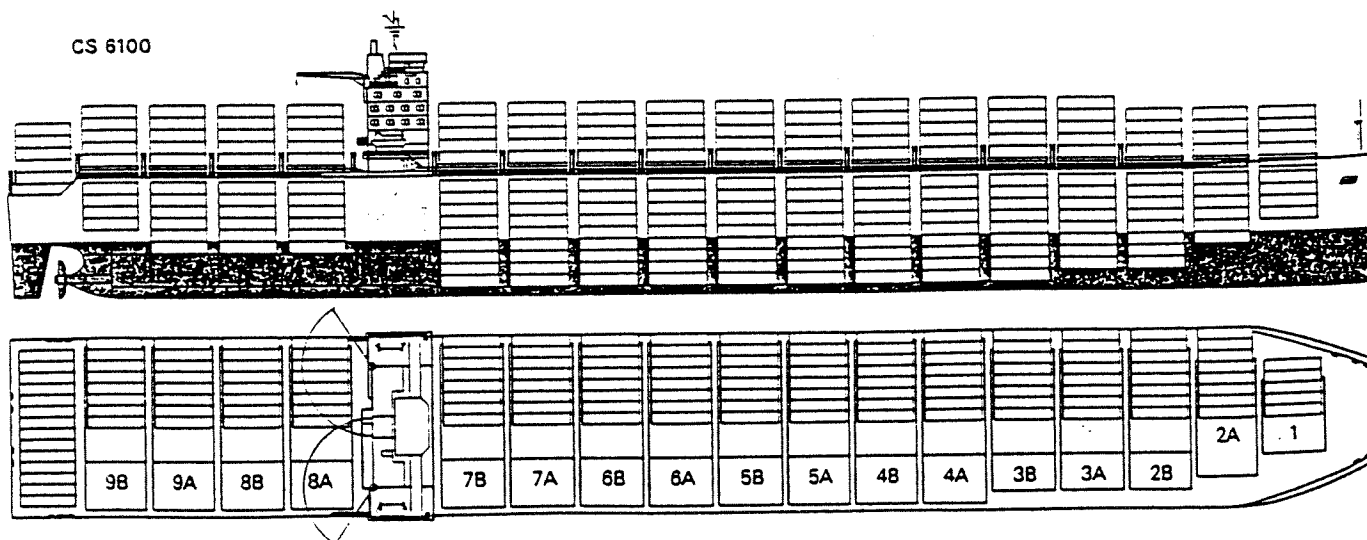
max. draught	abt. 4.900 TEU
--------------	----------------

**Speed**

Service speed at 90 % MCR	
on design draught	24.0 kn

**Main Propulsion**

1 Diesel engine	
Rating	48.840 kW





## Bijlage 4

TABLE 1  
BASIC MANOEUVRING LANE

Ship Manoeuvrability	good	moderate	poor
Basic Manoeuvring Lane, $w_{BM}$	1.3 B	1.5 B	1.8 B

TABLE 2  
ADDITIONAL WIDTHS FOR STRAIGHT CHANNEL SECTIONS

WIDTH $w_i$	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water
(a) Vessel speed (knots)		
- fast > 12	0.1 B	0.1 B
- moderate > 8 - 12	0.0	0.0
- slow 5 - 8	0.0	0.0

TABLE 3

ADDITIONAL WIDTHS FOR TWO-WAY TRAFFIC

PASSING DISTANCE $w_p$	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water
Vessel speed (knots)		
- fast > 12	2.0 B	-
- moderate > 8 - 12	1.6 B	1.4 B
- slow 5 - 8	1.2 B	1.0 B
Encounter traffic density		
- light	0.0	0.0
- moderate	0.2 B	0.2 B
- heavy	0.5 B	0.4 B

TABLE 5

CATEGORY	CARGO
Low	Dry bulk, break bulk, containers, passengers, general freight, trailer freight
Medium	Oil in bulk
High	Aviation spirit, LPG, LNG, chemicals of all classes

TABLE 4

ADDITIONAL WIDTHS FOR BANK CLEARANCE

WIDTH for BANK CLEARANCE ( $w_{Bc}$ or $w_{Bd}$ )	Vessel Speed	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water
Sloping channel edges and shoals :	fast	0.7 B	-
	moderate	0.5 B	0.5 B
	slow	0.3 B	0.3 B
Steep and hard embankments, structures :	fast	1.3 B	-
	moderate	1.0 B	1.0 B
	slow	0.5 B	0.5 B

## Bijlage 4

WIDTH $w_1$	Vessel Speed	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water
(b) Prevailing cross wind (knots) - mild $\leq 15$ ( $\leq$ Beaufort 4) - moderate $> 15 - 33$ ( $>$ Beaufort 4 - Beaufort 7) - severe $> 33 - 48$ ( $>$ Beaufort 7 - Beaufort 9)	all fast mod slow fast mod slow	0.0 0.3 B 0.4 B 0.5 B 0.6 B 0.8 B 1.0 B	0.0 - 0.4 B 0.5 B - 0.8 B 1.0 B
(c) Prevailing cross current (knots) - negligible $< 0.2$ - low $0.2 - 0.5$  - moderate $> 0.5 - 1.5$  - strong $> 1.5 - 2.0$	all fast mod slow fast mod slow fast mod slow	0.0 0.1 B 0.2 B 0.3 B 0.5 B 0.7 B 1.0 B 0.7 B 1.0 B 1.3 B	0.0 - 0.1 B 0.2 B - 0.5 B 0.8 B - - -
(d) Prevailing longitudinal current (knots) - low $\leq 1.5$ - moderate $> 1.5 - 3$  - strong $> 3$	all fast mod slow fast mod slow	0.0 0.0 0.1 B 0.2 B 0.1 B 0.2 B 0.4 B	0.0 - 0.1 B 0.2 B - 0.2 B 0.4 B
(e) Significant wave height $H_s$ and length $\lambda$ (m) - $H_s \leq 1$ and $\lambda \leq L$ - $3 > H_s > 1$ and $\lambda \approx L$  - $H_s > 3$ and $\lambda > L$	all fast mod slow fast mod slow	0.0 $\approx 2.0$ B $\approx 1.0$ B $\approx 0.5$ B $\approx 3.0$ B $\approx 2.2$ B $\approx 1.5$ B	0.0
WIDTH $w_1$	Outer Channel exposed to open water	Inner Channel protected water	
(f) Aids to Navigation - excellent with shore traffic control - good - average, visual and ship board, infrequent poor visibility - average, visual and ship board, frequent poor visibility	0.0 0.1 B 0.2 B $\geq 0.5$ B	0.0 0.1 B 0.2 B $\geq 0.5$ B	
(g) Bottom surface - if depth $\geq 1.5$ T - if depth $< 1.5$ T then - smooth and soft - smooth or sloping and hard - rough and hard	0.0 0.1 B 0.1 B 0.2 B	0.0 0.1 B 0.1 B 0.2 B	
(h) Depth of waterway - $\geq 1.5$ T - $1.5$ T - $1.25$ T - $< 1.25$ T	0.0 0.1 B 0.2 B	$\geq 1.5$ T 0.0 $< 1.5$ T - $1.15$ T 0.2 B $< 1.15$ T 0.4 B	
(i) Cargo hazard level - low - medium - high	0.0 $\geq 0.5$ B $\geq 1.0$ B	0.0 $\geq 0.4$ B $\geq 0.8$ B	

**Bijlage 5.**

De Harmonische Methode.

Dit is een analytische oplossingsmethode van de differentiaalvergelijkingen, te weten de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking. De differentiaalvergelijking dienen wel aan bepaalde eisen te voldoen. Zo dient deze bijvoorbeeld lineair te zijn. Bij een getijgolf doen zich bij het bepalen van de oplossing twee problemen voor:

- De differentiaalvergelijkingen zijn niet lineair.
- De functies hebben niet de vorm van één enkele sinus.

Er wordt verondersteld dat de differentiaalvergelijkingen lineair zijn. Dat wil zeggen dat in de vergelijkingen alle termen lineair zijn in de afhankelijke variabelen ( $h, Q$ ) en hun afgeleiden.

De differentiaalvergelijkingen die opgelost dienen te worden bij lange golf problemen hebben een duidelijk niet-lineair karakter. Het toepassen van het superpositie beginsel, de functies  $h$  en  $Q$  worden opgevat als de som van sinusvormige functies, kan daarom niet zonder complicaties worden toegepast. Daarom blijft de toepassing van de harmonische methode beperkt tot functies waarvan het verloop in de tijd kan worden benaderd met de volgende vorm ( met als voorbeeld  $h$ ):

$$h(t) = h_0(0) + h_1(0)\cos(\omega t - \varphi(0)) \quad (1)$$

Er wordt alleen gekeken naar een sterk overheersende Fourier-component in dit geval de  $M_2$  component.

Er wordt een oplossing gevonden voor de volgende vergelijkingen waarin de advectieve term buiten beschouwing blijft.

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{gA_s} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q|Q|}{C^2 A^2 R} = 0 \quad (2)$$

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

In het algemeen zal het dwarsprofiel variëren in de  $x$ -richting. Daaruit volgt dat de grootheden  $A_s$ ,  $B$  en  $R$  variëren in de  $x$ -richting. De variatie in de tijd is klein ten opzichte van de gemiddelde waarde en wordt verwaarloosd. Er wordt gebruik gemaakt van de volgende definities:

$$B = B_{gem} \quad (4)$$

$$m = \left( \frac{1}{gA_s} \right)_{gem} \quad (5)$$

De differentiaalvergelijkingen gaan dan over in het volgende stelsel:

$$w = \left( \frac{1}{C^2 A_s^2 R} \right)_{gem} \quad (6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -m \frac{\partial Q}{\partial t} - wQ|Q| \quad (7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

met  $m, w$  en  $B$  constant per vak en in de tijd.

Nu is alleen de weerstandsterm nog niet-lineair. Een analytische oplossing is alleen mogelijk wanneer de  $w$  eerstandsterm vervangen wordt door een lineaire term:

$$wQ|Q| \rightarrow kQ \quad (9)$$

De waarde van  $k$  dient nog bepaald te worden en mag in de tijd niet variëren.

De  $Q$  wordt opgevat als een enkelvoudige sinusvormige functie:

$$Q = \hat{Q} \cos(\omega t - \phi) \quad (10)$$

Dit is mogelijk als voor  $k$  de volgende uitdrukking wordt gekozen:

$$k = \frac{8}{3\pi} \left( \frac{1}{C^2 A_s^2 R} \right)_{gem} \hat{Q} \quad (11)$$

Om de eerste berekening uit te voeren moet een waarde voor de amplitude van  $Q$  worden geschat.

Na een aantal wiskundige bewerkingen zoals differentiëren naar  $x$  en  $t$  en het oplossen van de differentiaalvergelijkingen met behulp van de methode van het scheiden der variabelen, worden de volgende complexe vergelijkingen voor  $h$  en  $Q$  gevonden:

$$h_\alpha(x, t) = h_\alpha(x) e^{i\omega t} = (C_I e^{i\alpha x} + C_{II} e^{-i\alpha x}) e^{i\omega t} \quad (12)$$

$$Q_\alpha(x, t) = Q_\alpha(x) e^{i\omega t} = -\frac{B\omega i}{r} (C_I e^{i\alpha x} - C_{II} e^{-i\alpha x}) e^{i\omega t} \quad (13)$$

De reële oplossing van deze vergelijking wordt gezocht. De complexe functie moeten worden bepaald. De constante volgen uit twee randvoorwaarden.

Wanneer een open leiding als één vak met lengte  $L$  wordt beschouwd, zal het interessant zijn om te weten te komen wat het verband is tussen de waterstand en het debiet aan het begin van de leiding en aan het einde van de leiding. Hiermee kan de voortplanting van de lange golf bepaald worden. Wanneer het cijfer 1 staat voor het begin van het vak en het cijfer 2 voor het einde van het vak, de volgende relatie onstaat:

$$h_{\alpha}(2) = L_v h_{\alpha}(1) + M_v Q_{\alpha}(1) \quad (14)$$

$$Q_{\alpha}(2) = N_v h_{\alpha}(1) + O_v Q_{\alpha}(1) \quad (15)$$

Met de volgende uitdrukkingen voor de vakconstanten:

$$L_v = \cosh rL \quad (16)$$

$$M_v = -\frac{r}{B\omega i} \sinh rL \quad (17)$$

$$N_v = -\frac{B\omega i}{r} \sinh rL \quad (18)$$

$$O_v = \cosh rL \quad (19)$$

Voor de  $rL$  ( voortplantingsconstante ) geldt:

$$r_{1,2} = \pm \sqrt{-mB\omega^2 + kB\omega i} \quad (20)$$

Wanneer  $r = p + iq$  volgt na kwadrateren:

$$p^2 - q^2 + 2pqi = -mB\omega^2 + kB\omega i \quad (21)$$

Gelijkstellen van zowel reële delen als imaginaire delen geeft:

$$q = \frac{kB\omega}{2p} \quad (22)$$

De oplossingen geeft voor  $p$  (= dempingsfactor per m) en  $q$  (= faseverschuivingsfactor per m):

$$p = \pm \omega \sqrt{mB} \sqrt{\frac{1}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + \left(\frac{k}{\omega m}\right)^2} \right]} \quad (23)$$

$$q = \pm \omega \sqrt{mB} \sqrt{\frac{1}{2} \left[ +1 + \sqrt{1 + \left(\frac{k}{\omega m}\right)^2} \right]} \quad (24)$$

Wanneer  $r = p + iq$  gesubstitueerd zal worden in de algemene complexe oplossing dan zal de term  $e^{iqx}$  de faseverschuiving als functie van  $x$  weergeven en  $e^{px}$  de demping ten gevolge van weerstand en berging als functie van  $x$  weergeven.

In het geval dat het kanaal tot één vak geschematiseerd wordt, is er sprake van een randvoorwaarde die



aan het begin van het kanaal bekend is namelijk de waterstandvariatie en een randvoorwaarde die aan het einde van het kanaal bekend is namelijk het debiet. Omdat het kanaal aan een zijde is afgesloten geldt  $Q_c(0) = 0$ . De vergelijkingen met daarin de vakconstanten worden nu als volgt in het punt L het begin van het kanaal:

$$h_c(L) - L_v h_c(0) \quad (25)$$

$$Q_c(L) - N_v h_c(0) \quad (26)$$

Met behulp van deze vergelijkingen zal nu een uitdrukking opgesteld worden voor de verhouding van de beide amplituden in de punten  $x = 0$  en  $x = L$ . Met de invulling van de uitdrukking die voor  $L_v$  gevonden is volgt voor de amplitude verhouding:

$$\frac{\hat{h}(0)}{\hat{h}(L)} = \frac{1}{|\cosh rL|} \quad (27)$$

De absolute waarde van  $\cosh rL$  kan geschreven worden als:

$$|\cosh rL| = \sqrt{\cos^2 qL + \sinh^2 pL} \quad (28)$$

Hiermee wordt de verhouding tussen de amplitude van de waterstand aan het einde van het kanaal  $h(0)$  en de amplitude van de waterstand aan het begin van het kanaal  $h(L)$ , de zogenaamde versterkingsfactor, als volgt:

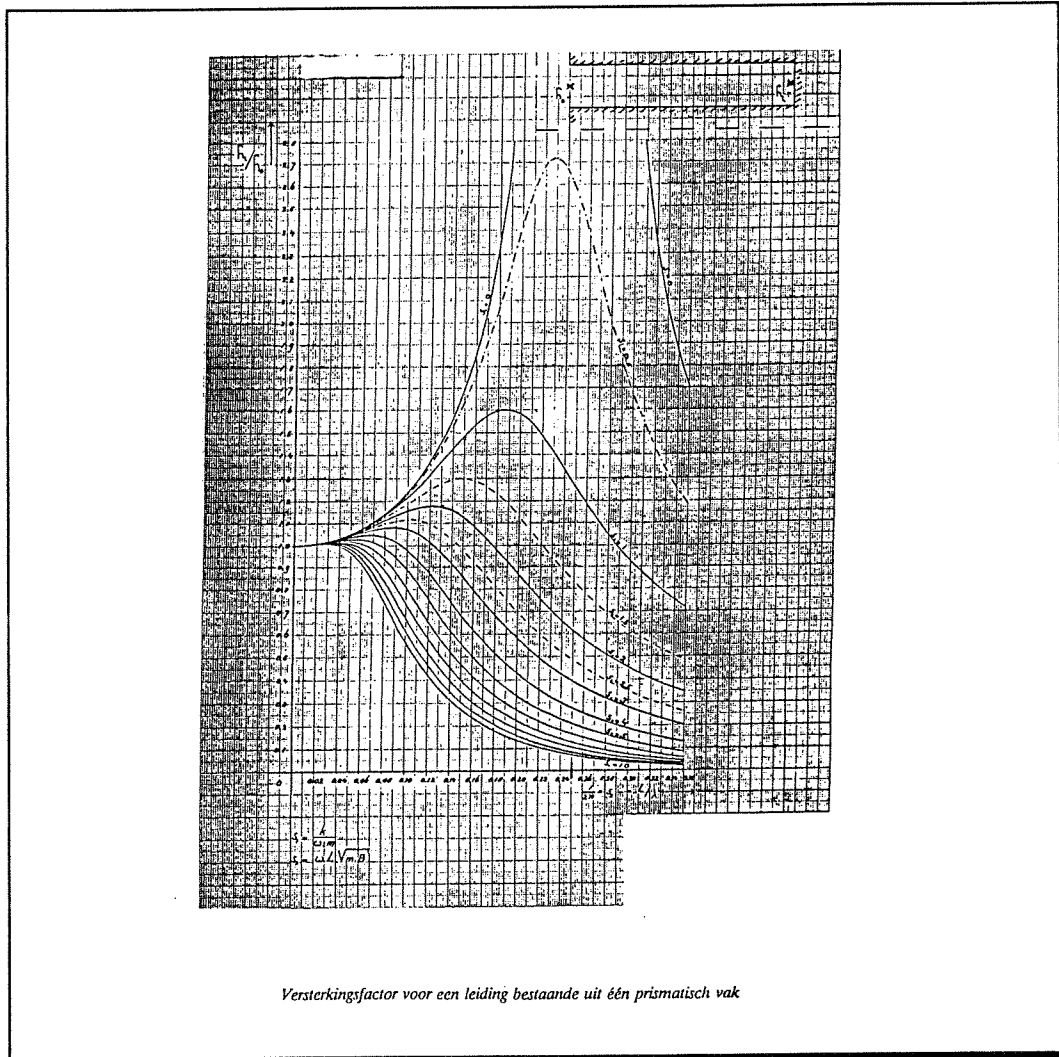
$$\frac{\hat{h}(0)}{\hat{h}(L)} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 qL + \sinh^2 pL}} \quad (29)$$

Wanneer de weerstand verwaarloosd wordt dan geldt  $k=0$  en  $p=0$ , terwijl  $q = \omega\sqrt{mB}$ . Om de invloed van de weerstand na te gaan wordt er gebruik gemaakt van de volgende dimensieloze parameters:

$$s_1 = \frac{k}{\omega m} \quad (30)$$

$$s_2 = \frac{2\pi L}{\lambda} = \frac{\omega L}{c} = \omega L\sqrt{mB} \quad (31)$$

Met de gegevens van een één sectie model kan nu de waarde van  $s_1$  en  $s_2$  berekend worden en vervolgens de versterkingsfactor. Alle oplossingen van verg(29) kan men voor verschillende waarden van  $s_1$  en  $s_2$  uitzetten in een ontwerpgrafiek.



*figuur A 1 ontwerpgrafiek*

De waarde van  $s_2$  komt overeen met  $2\pi L/\lambda$ . Grotere waarden van  $s_1$  gelden voor gevallen waarin sprake is van relatief grotere weerstand ( $k/\omega m$ ). De invloed van de weerstand komt via de amplitude van  $Q$  en via  $k$  tot uitdrukking in de waarde van  $s_1$ .

## Bijlage 6

De Kombergingsbeschouwing.

Ter plaatse van een ondoorlatende begrenzing zoals dat in dit geval de schutsluis is geldt de volgende voorwaarde  $Q = 0$  op elk tijdstip, zodat daar ook geldt  $dQ/dt = 0$ . De bewegingsvergelijking:

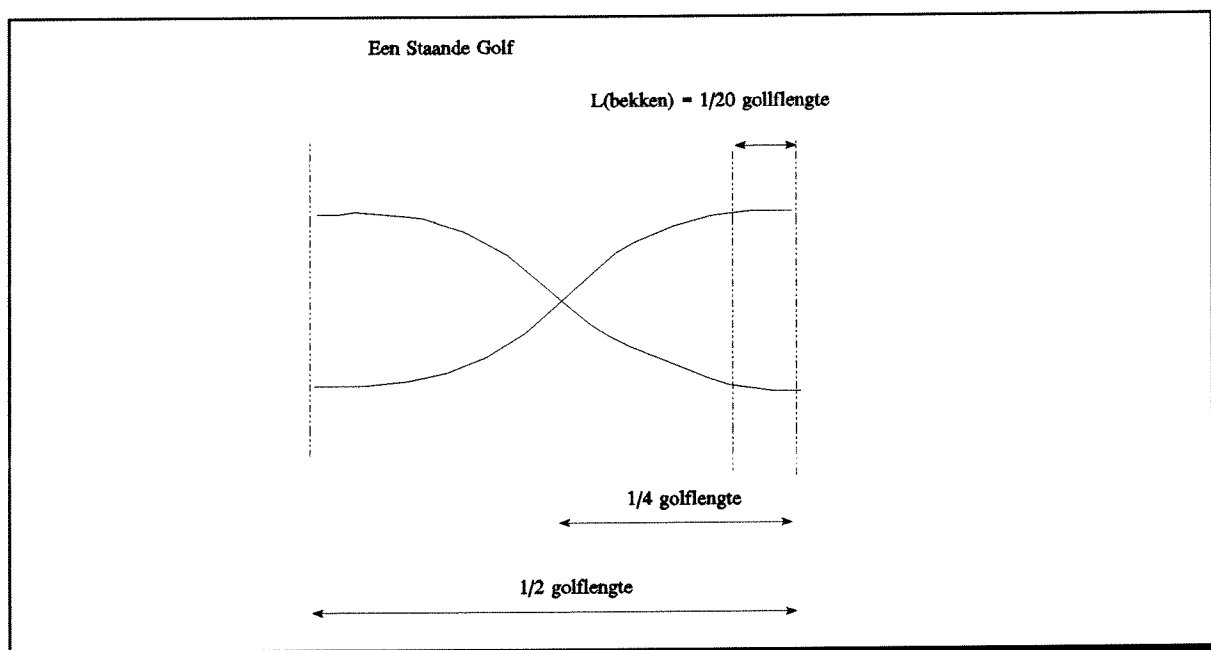
$$\frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{gA_s} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q|Q|}{C^2 A_s^2 R} + \frac{1}{gA_s} \frac{\partial}{\partial x} (Q^2/A) \quad (32)$$

wordt daarmee

$$\frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (33)$$

Deze vergelijking geldt niet alleen ter plaatse van het uiteinde van het kanaal maar ook op afstanden die klein zijn ten opzichte van de golflengte. Op ieder tijdstip wordt de waterspiegel horizontaal beschouwd in het gebied waar de vergelijking geldt. De debieten en snelheden kunnen als functie van de plaats en de tijd uit de berging van het water in het gebied.

In de onderstaande figuur is te zien waarom  $dh/dx = 0$  gesteld mag worden bij een bekken met een kleine lengte ten opzichte van de golflengte.



Figuur A 2 staande golf

Er wordt een bekken beschouwd waarvan de verhouding bekkenlengte/golflengte 1:20 is.

Overal in het bekken geldt de continuïteitsvergelijking:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (34)$$

Aan het open einde  $x = 0$  is de randvoorwaarde op ieder moment bekend, deze is  $h(0,t)$ . Daaruit volgt dat voor iedere waarde van  $x$   $dh/dt$  gelijk is aan  $dh(0,t)/dt$ . Wanneer de continuïteitsvergelijking

geïntegreerd wordt, ontstaat de volgende vergelijking:

$$Q(L,t) - Q(x,t) = -\frac{dh(0,t)}{dt} \int_{x'-x}^{x'-L} B dx' \quad (35)$$

De integraal is de momentane waarde van de kombergingsoppervlakte over de afstand L-x. Omdat  $Q(L,t) = 0$  (randvoorwaarde) volgt voor het dwarsprofiel in x:

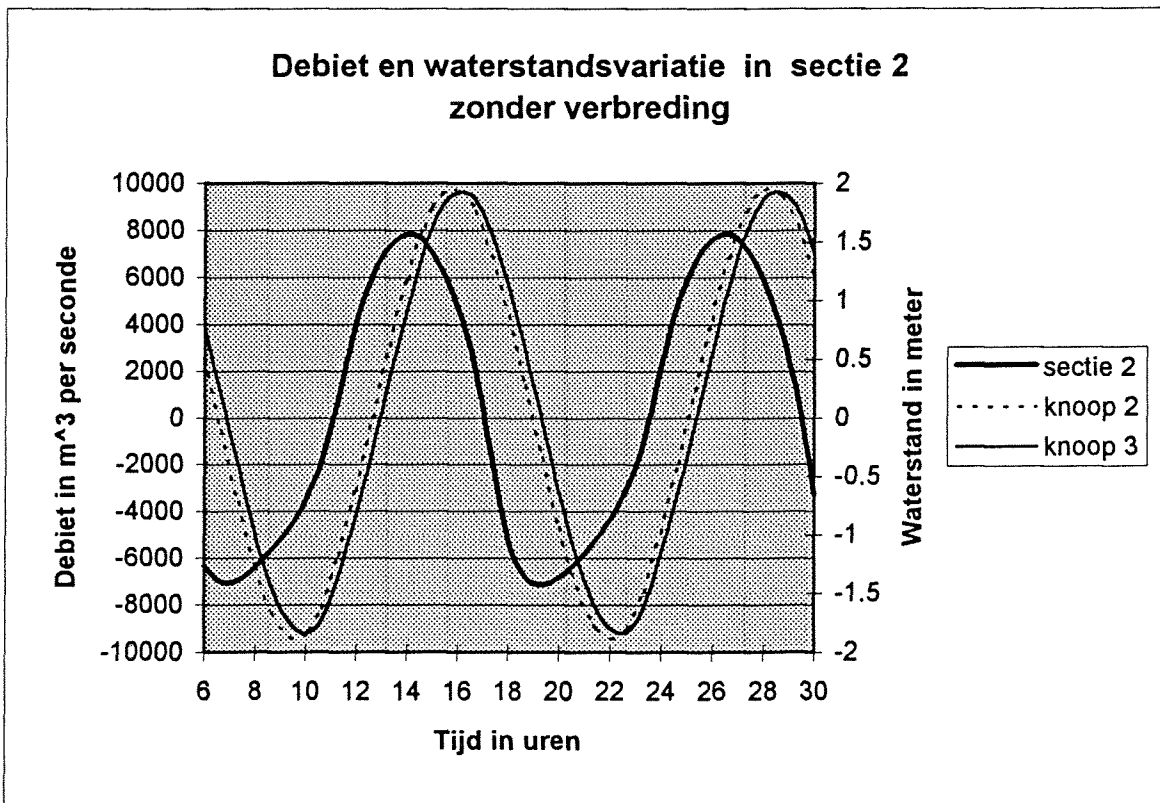
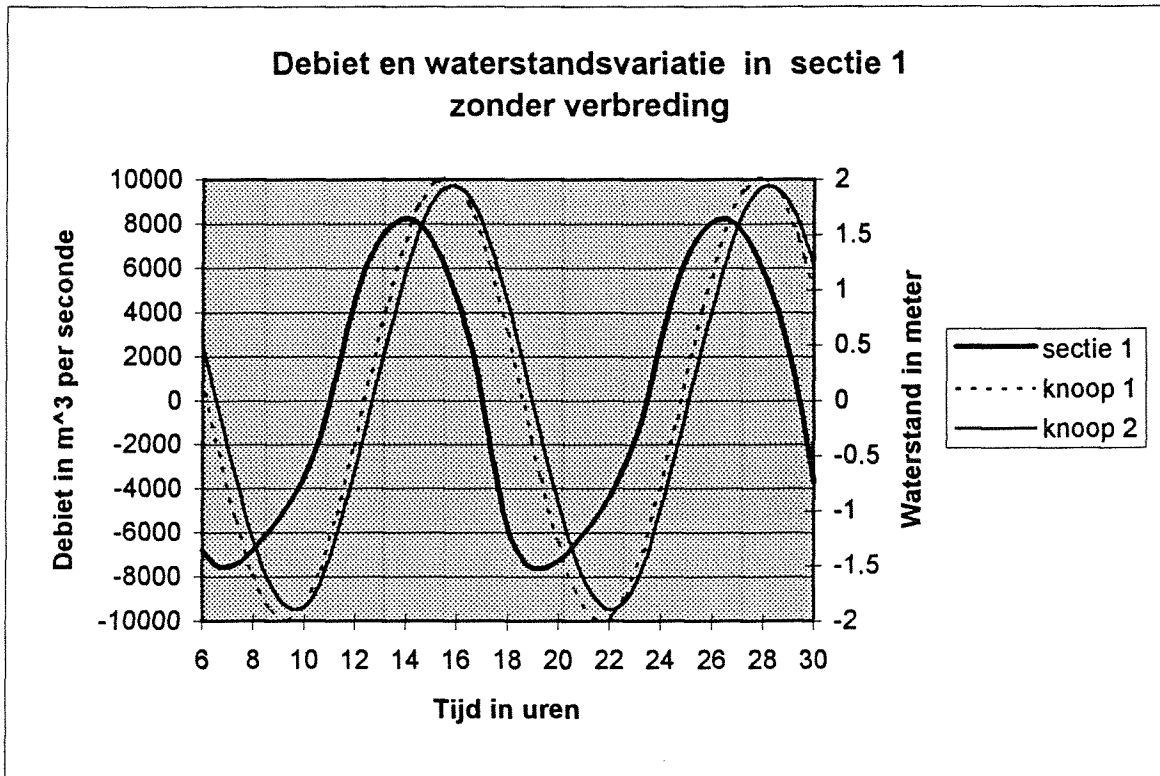
$$Q(x,t) = (\Delta F)_{L-x} \frac{dh(0,t)}{dt} \quad (36)$$

Het debiet aan de ingang van het bekken is:

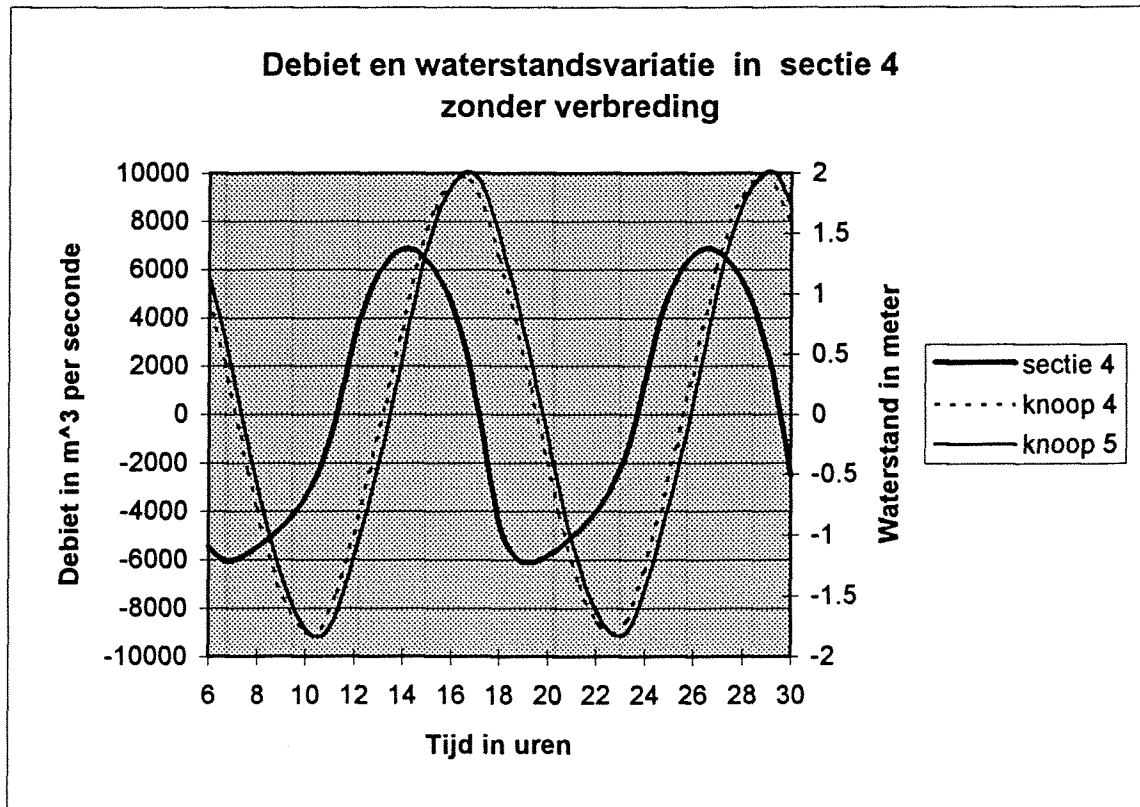
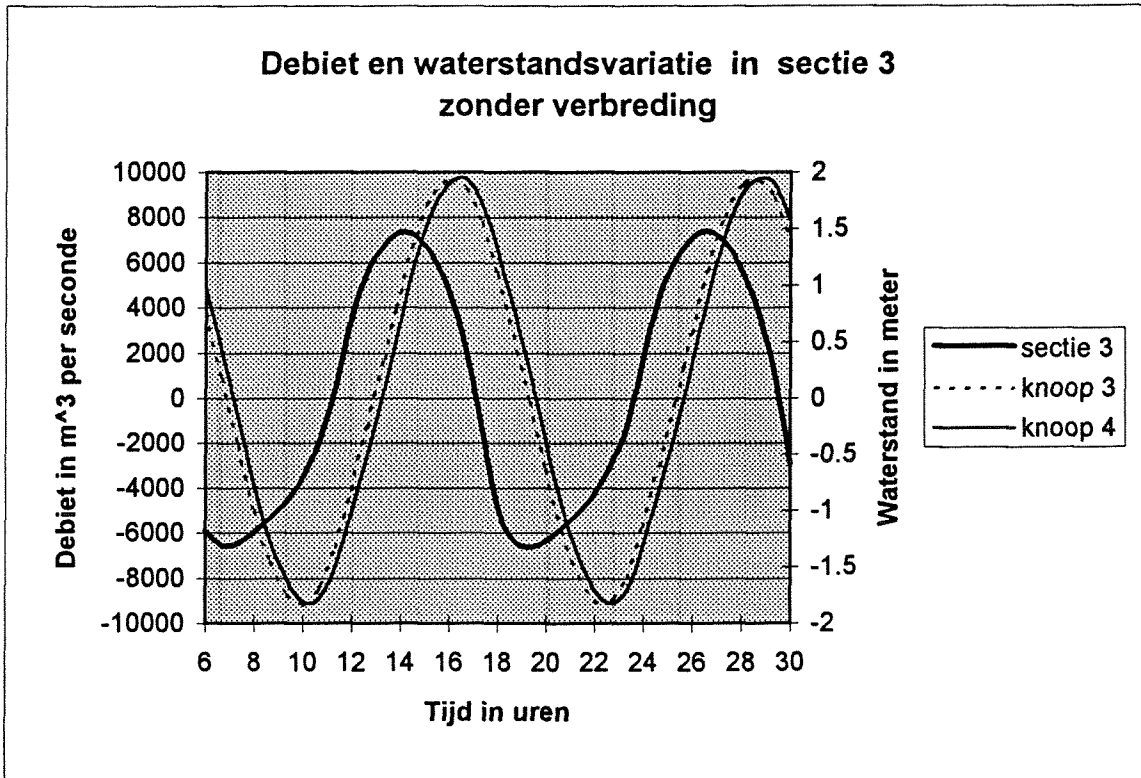
$$Q(0,t) = (\Delta F)_{\text{totaal}} \frac{dh(0,t)}{dt} \quad (37)$$

Uit het bovenstaande volgt dat het debiet overal kan worden berekend als de kombergingsoppervlakte bekend is.

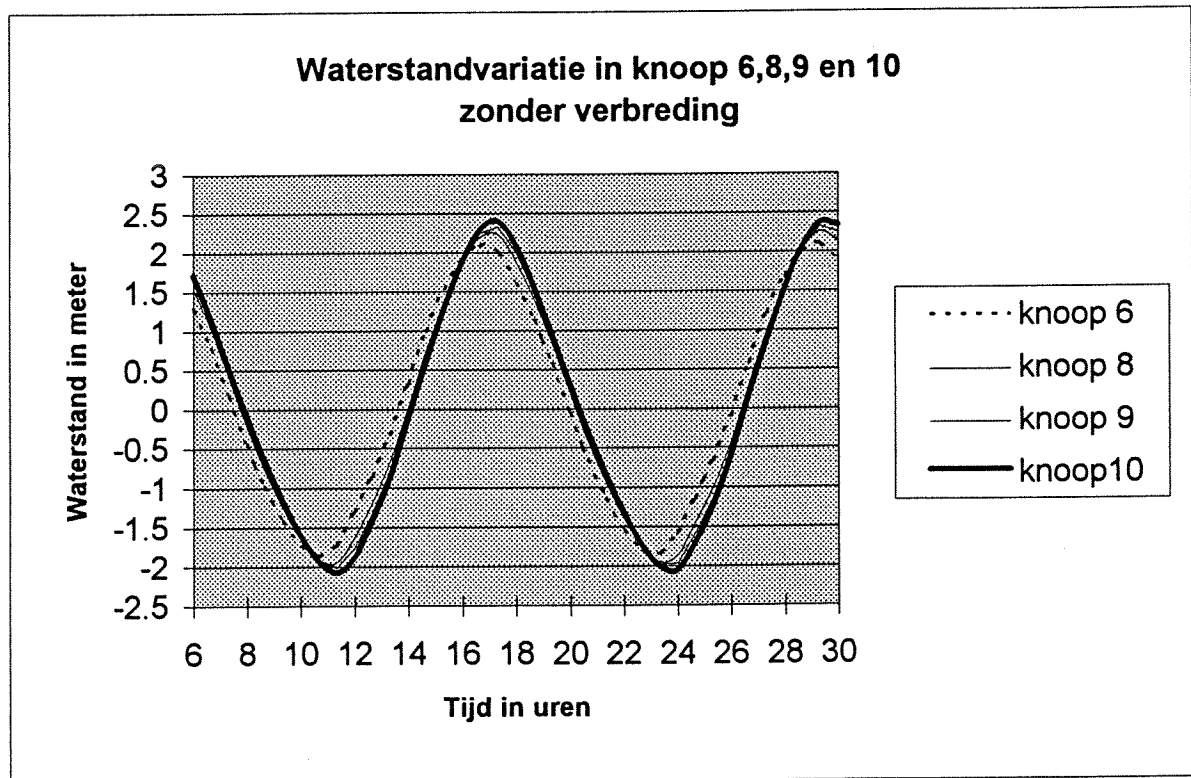
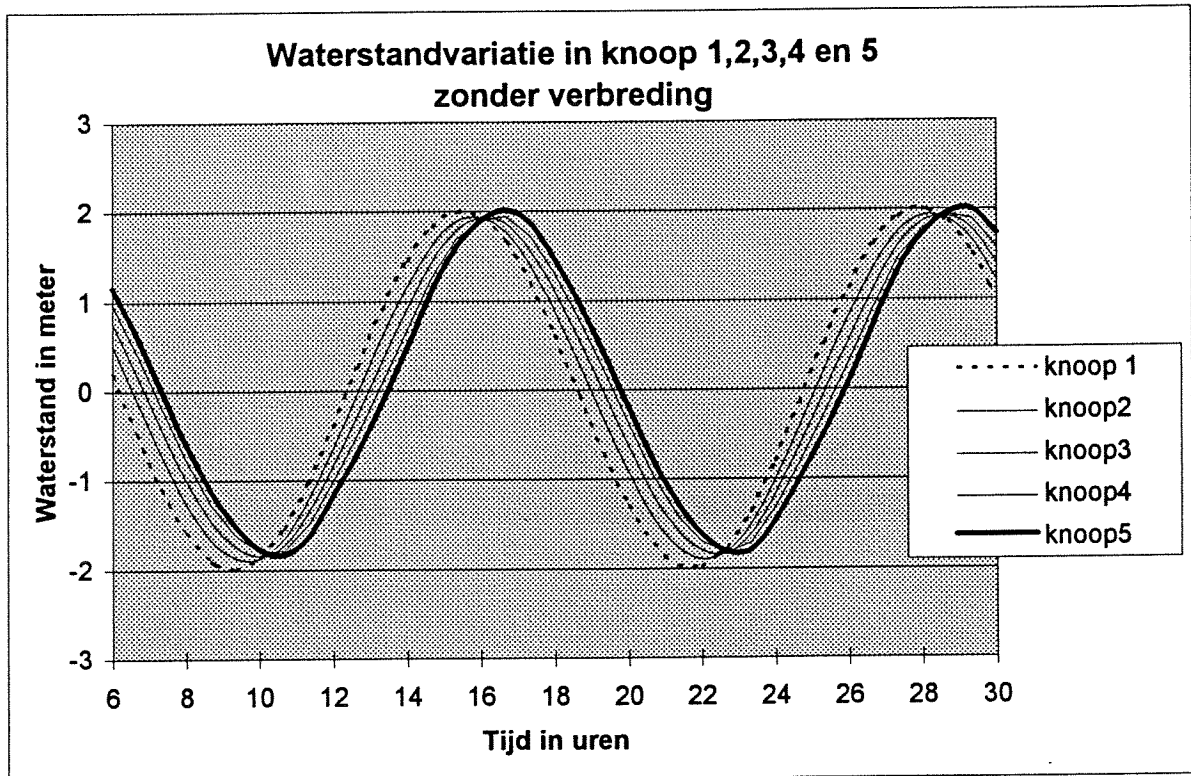
Bijlage 7



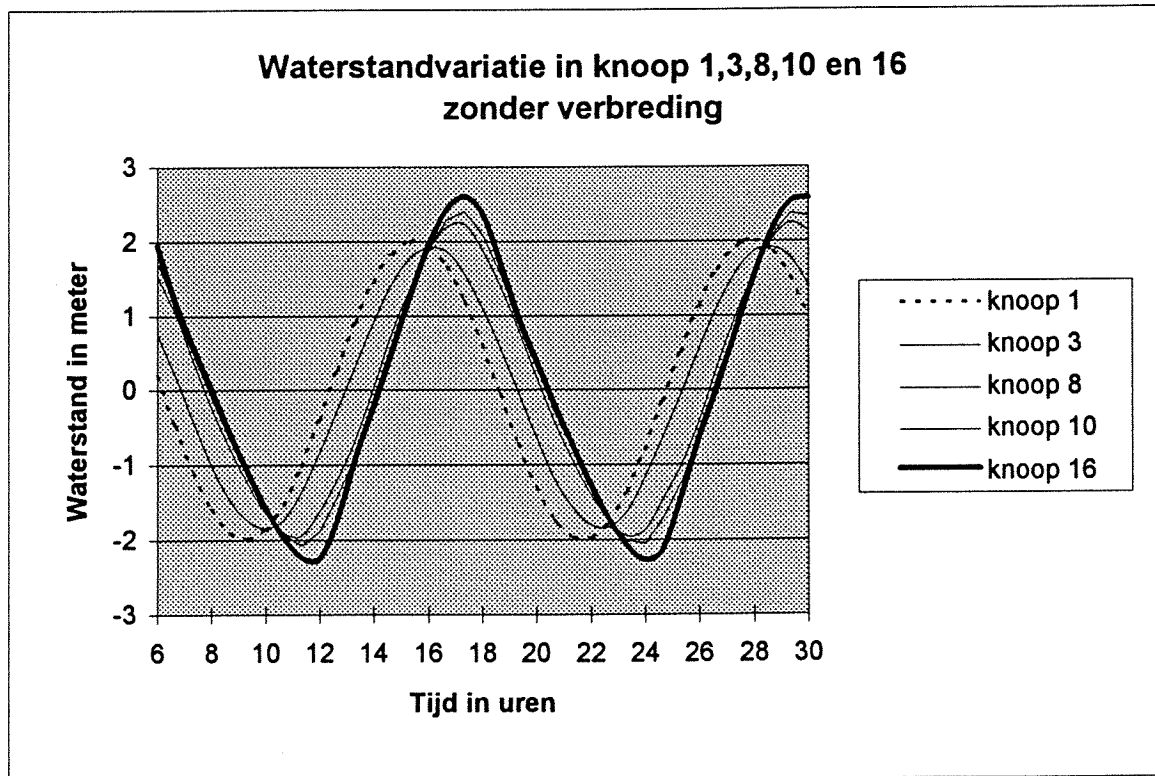
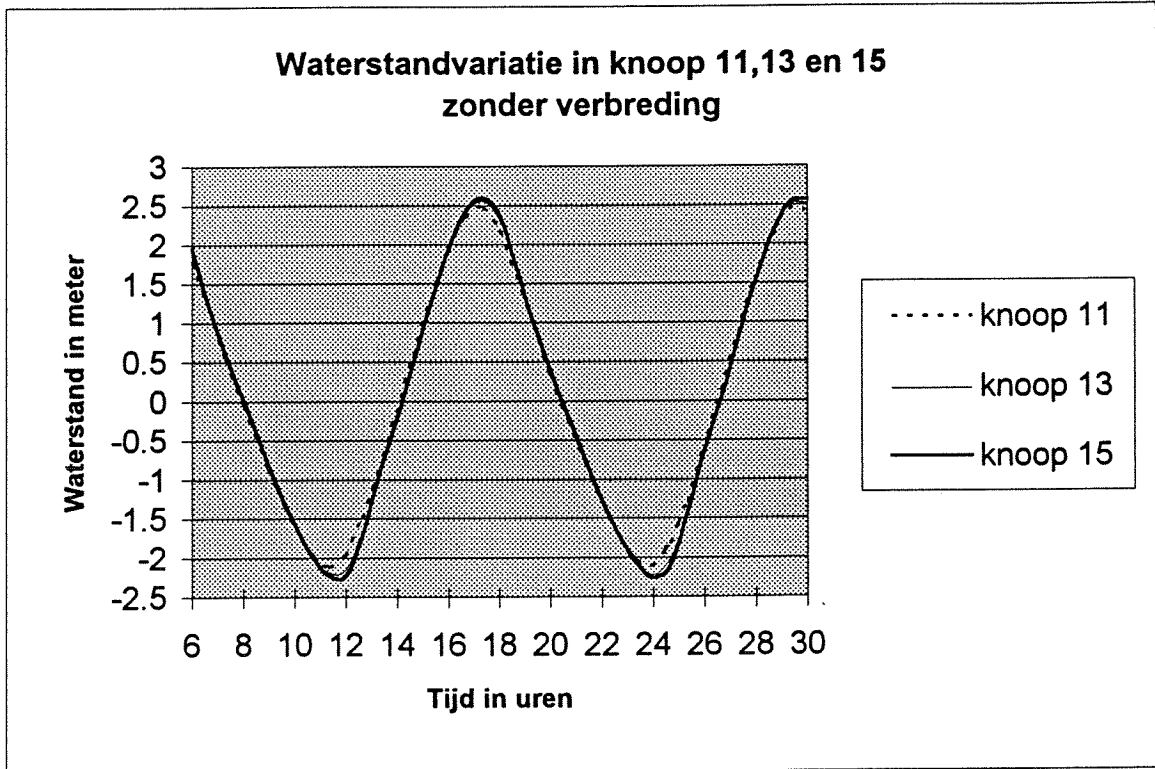
Bijlage 7



Bijlage 8

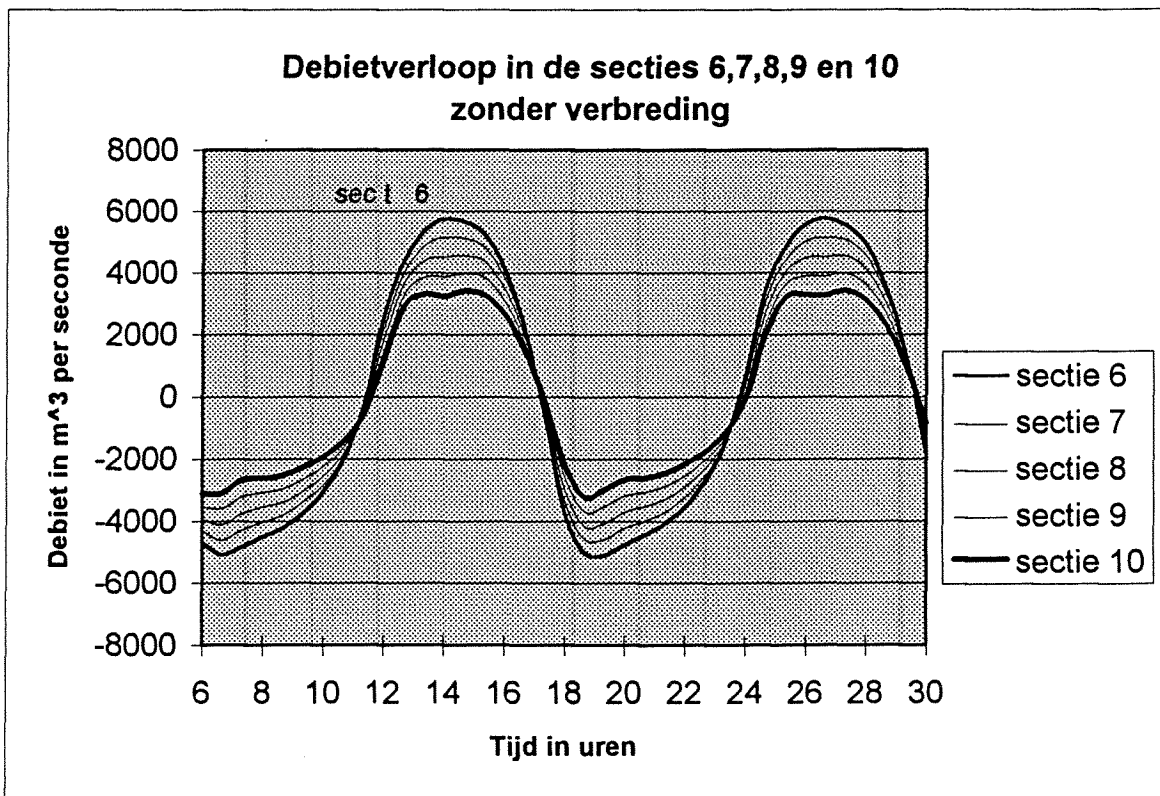
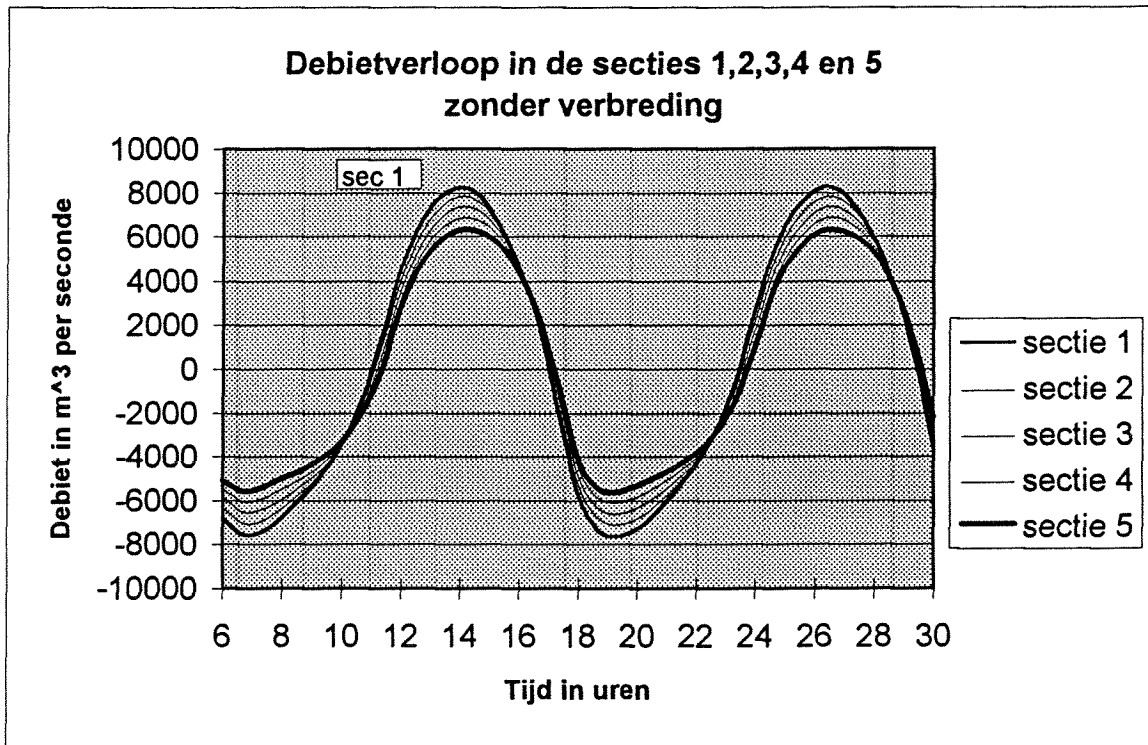


Bijlage 8

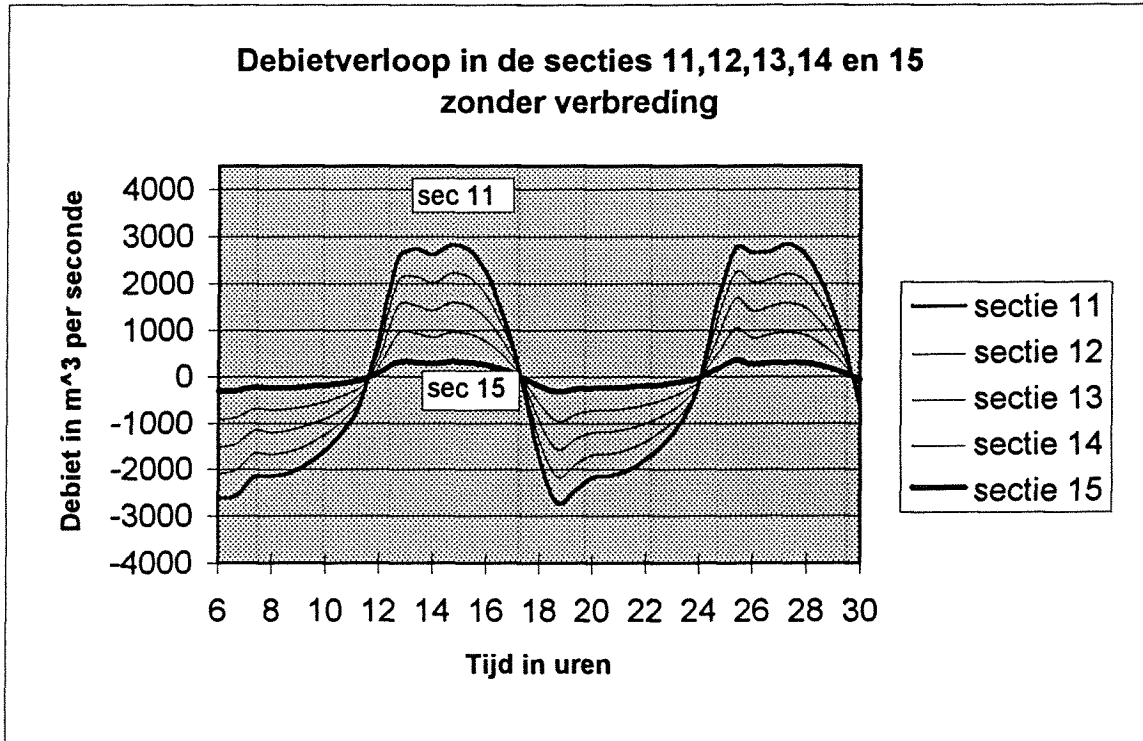




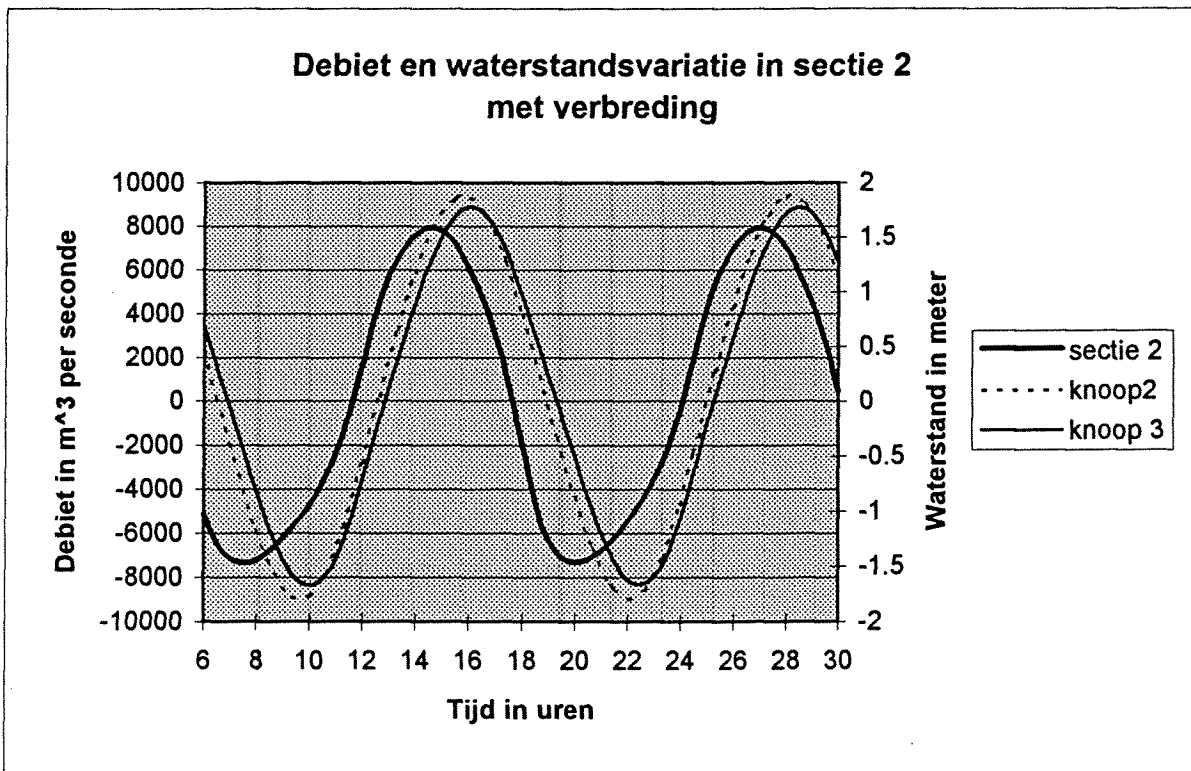
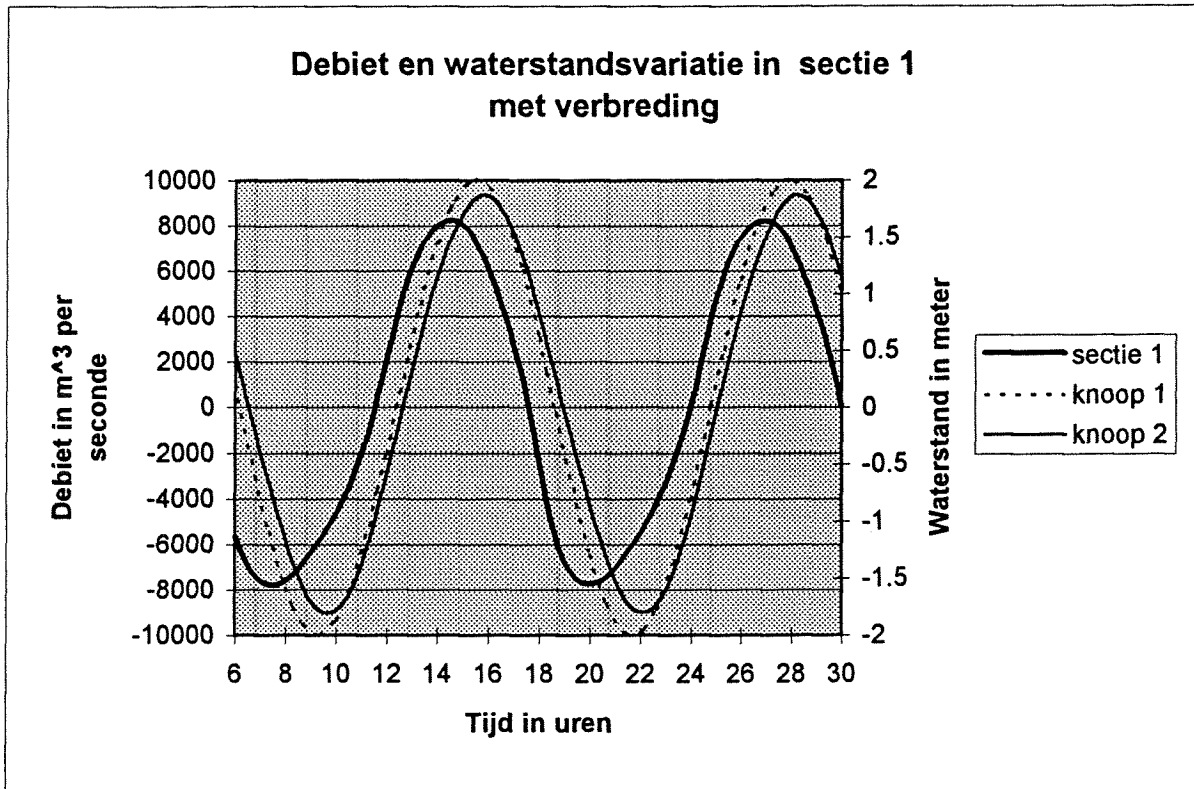
Bijlage 9



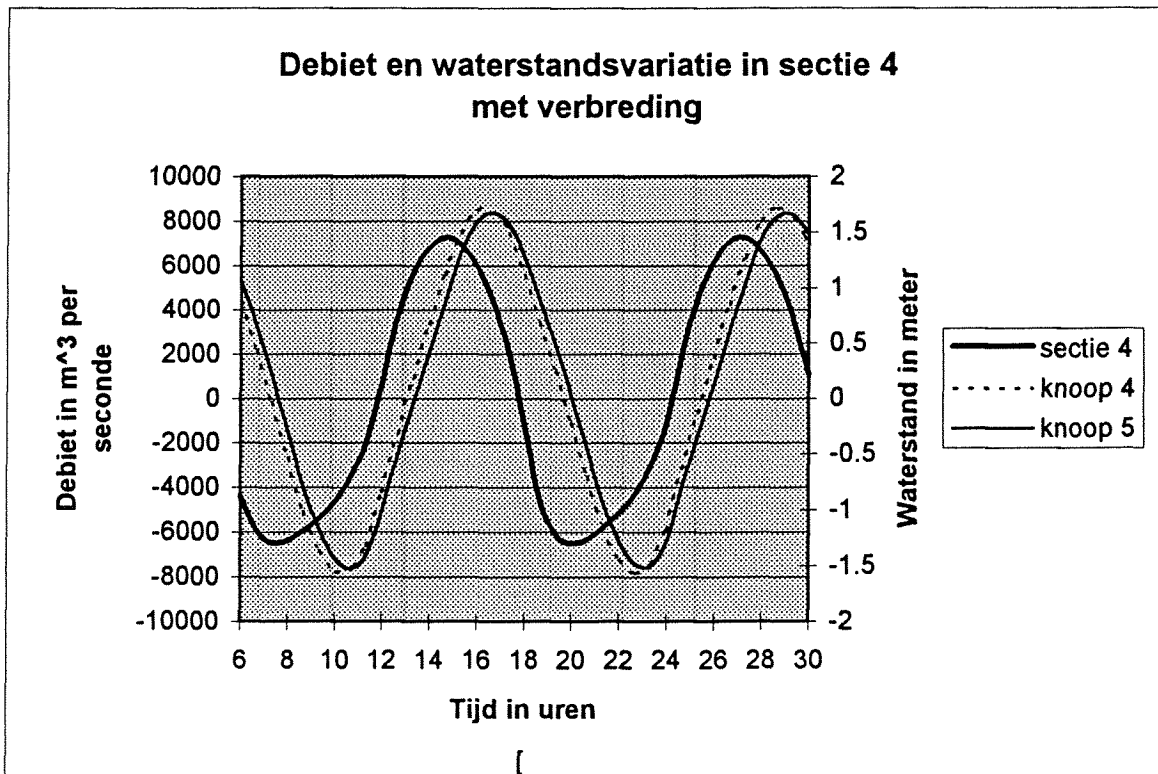
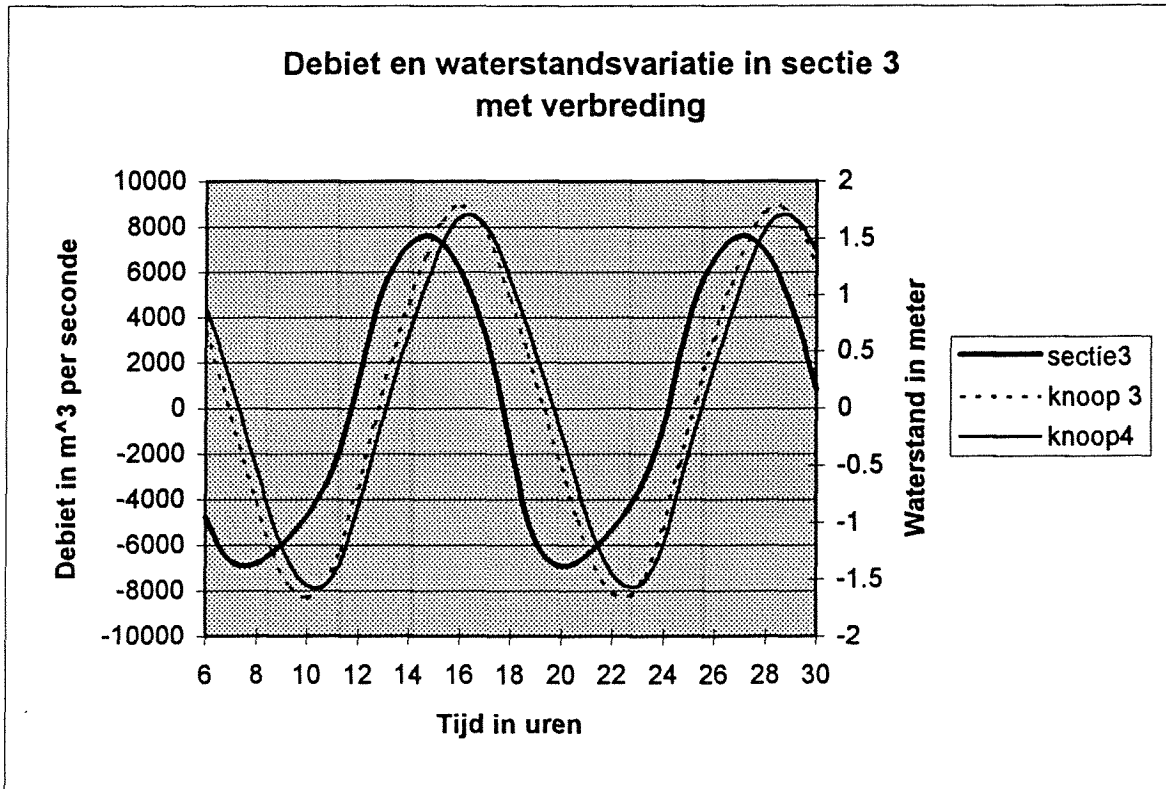
Bijlage 9



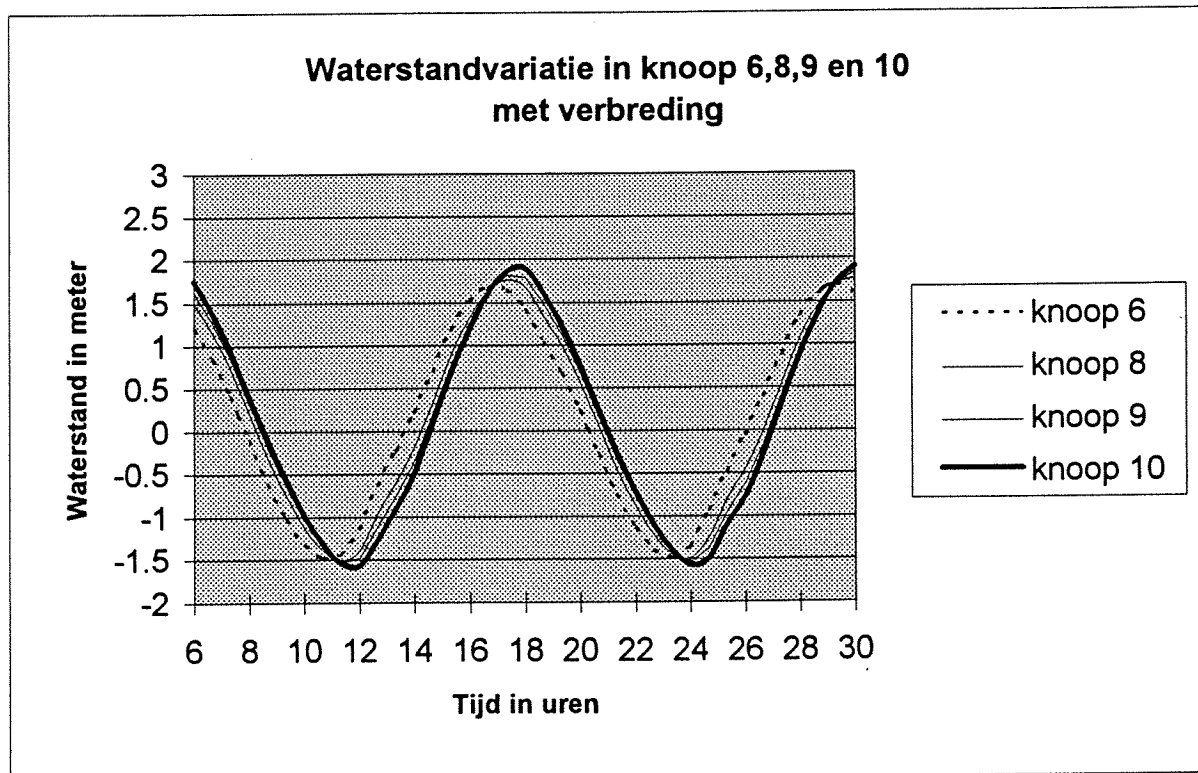
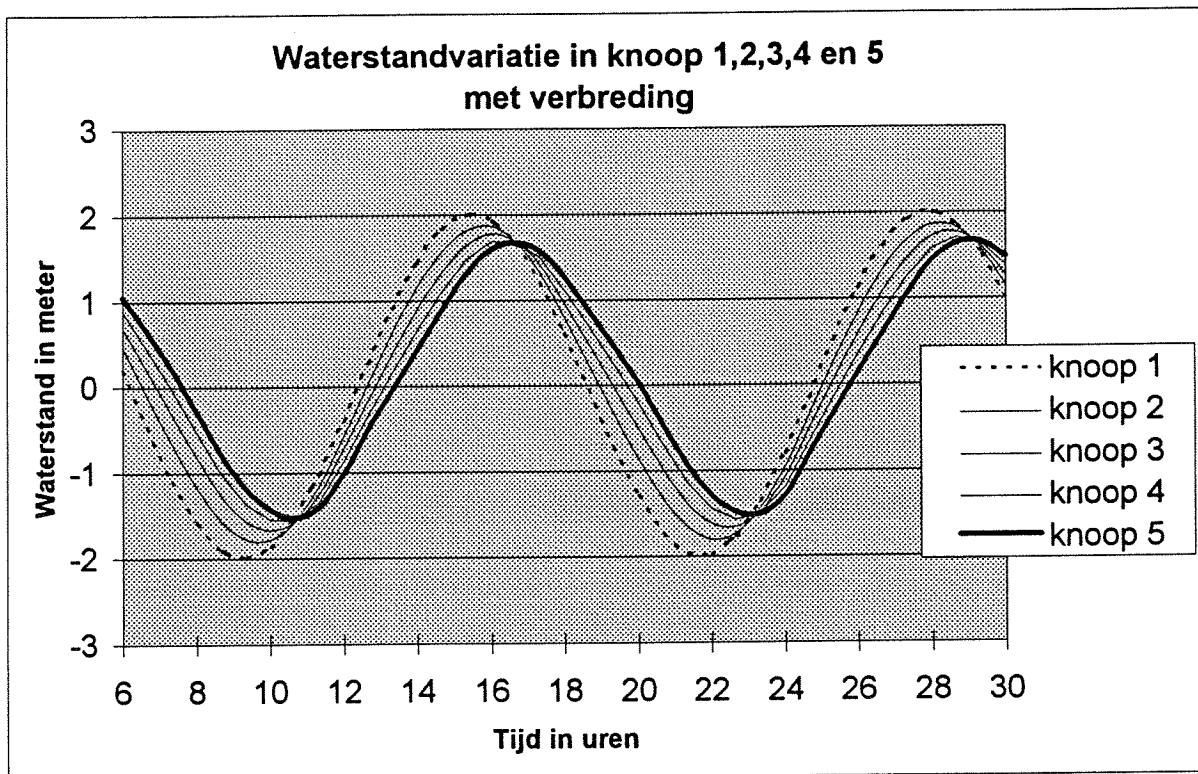
Bijlage 10



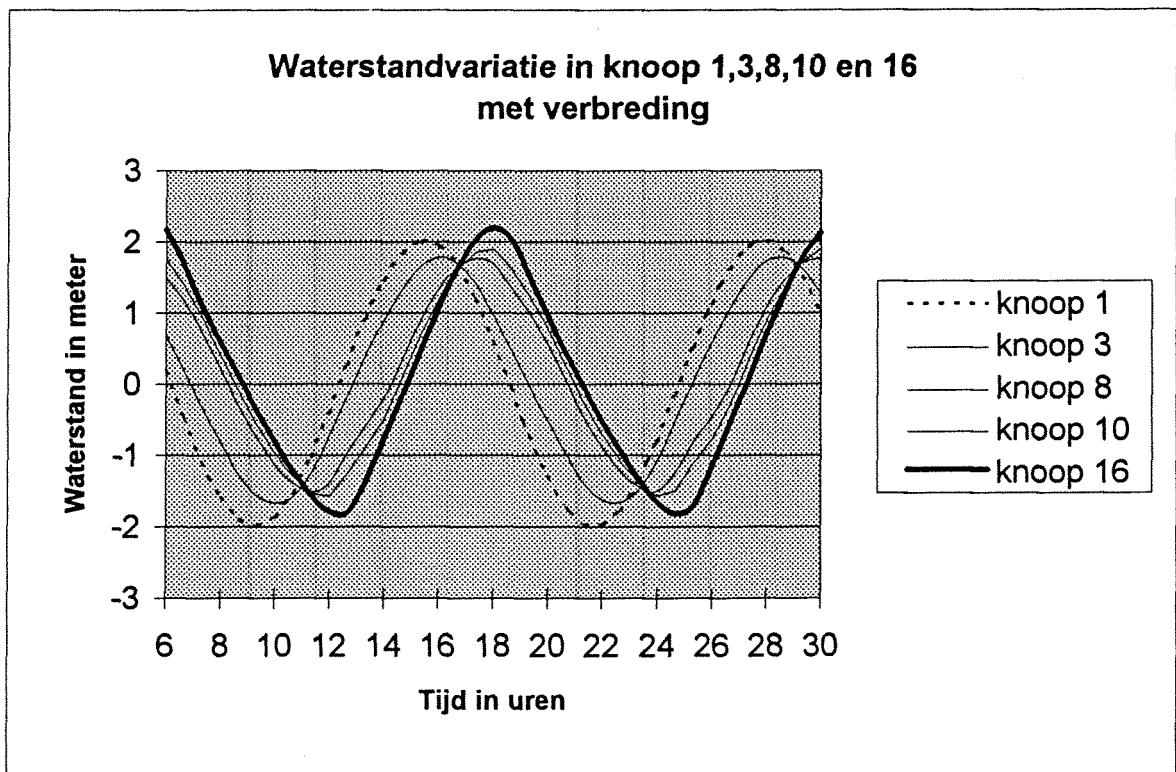
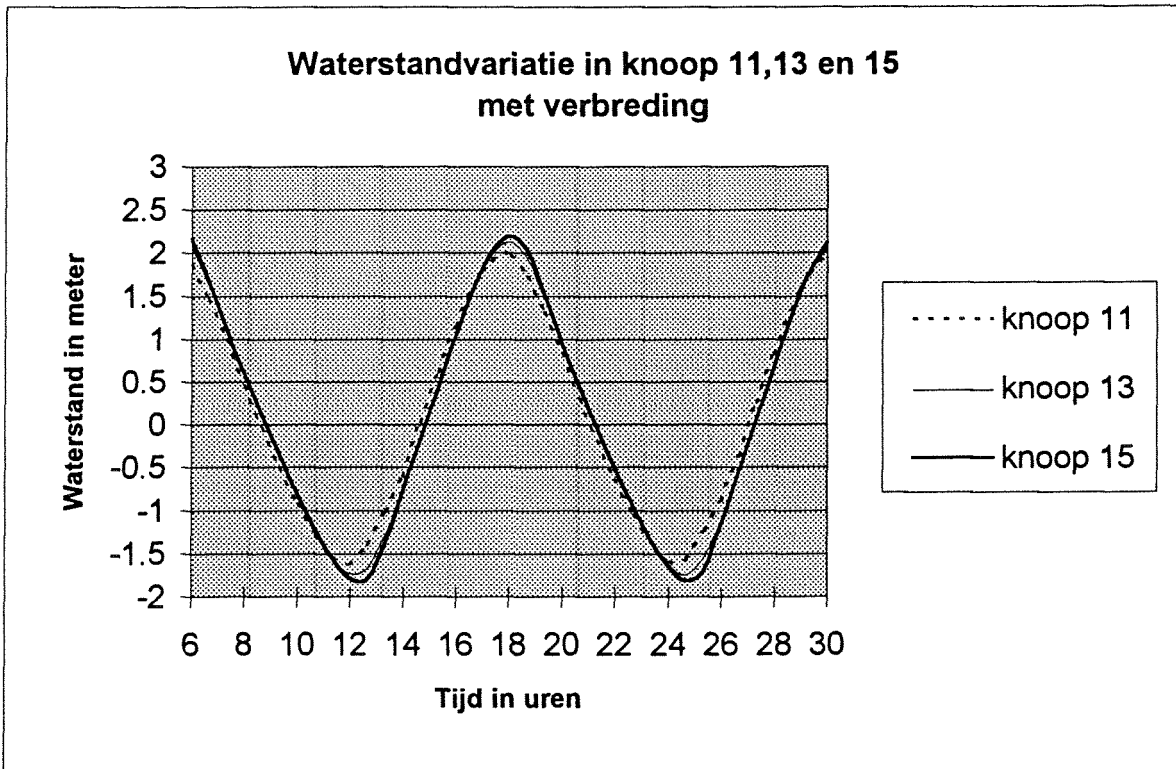
Bijlage 10



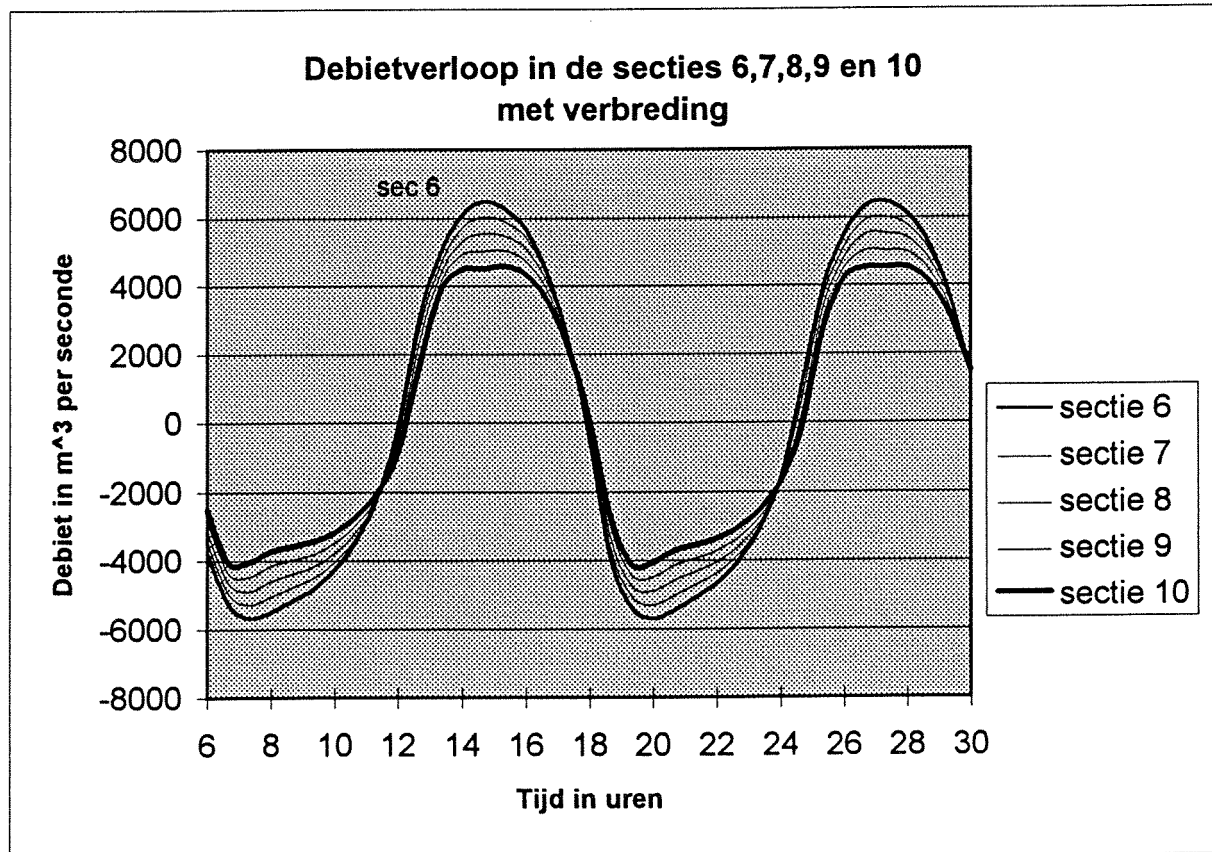
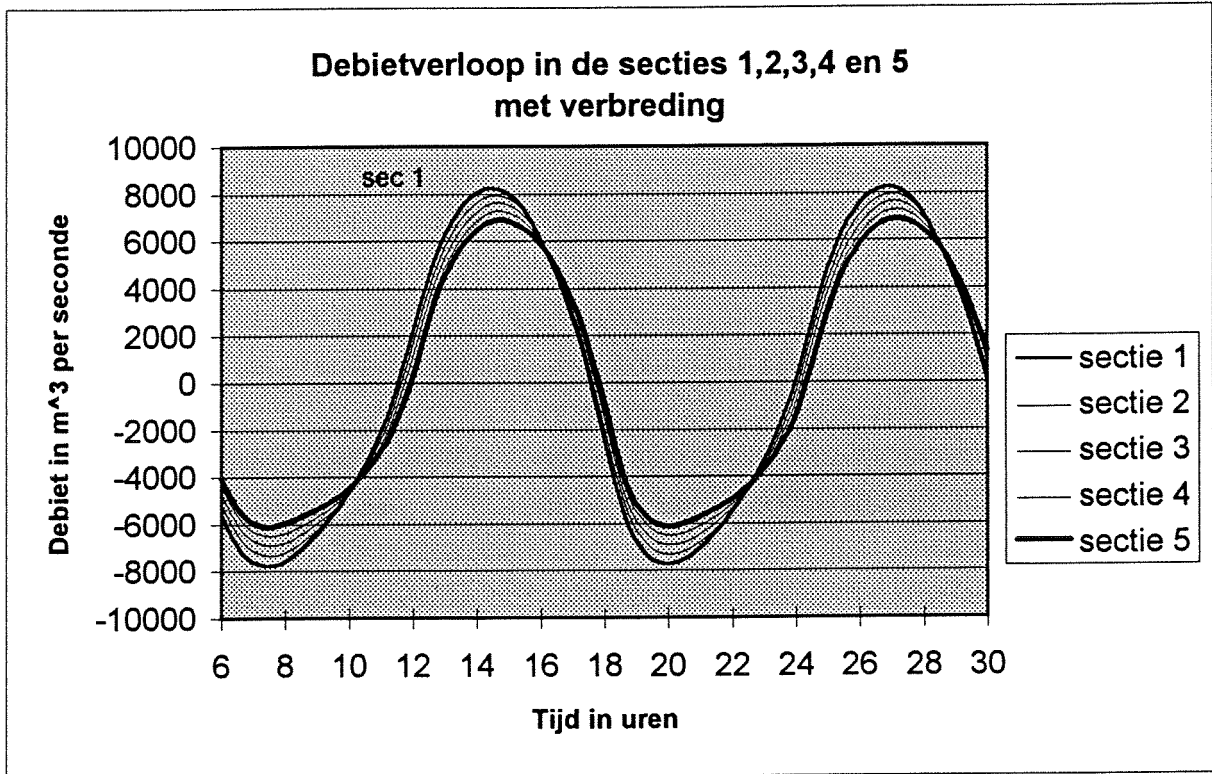
Bijlage 11



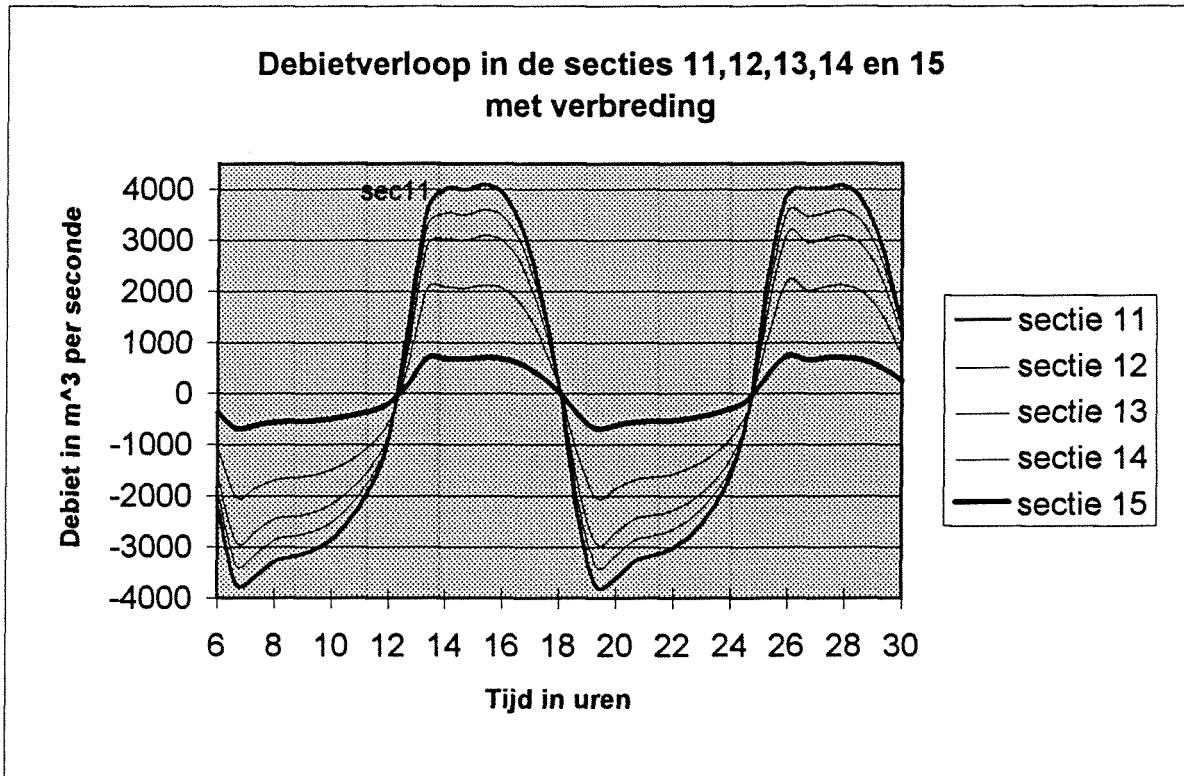
Bijlage 11



Bijlage 12



Bijlage 12





## Bijlage 13

19

Start date TRECOS session: 04-01-1996

Start time TRECOS session: 13:01:02.76

11. Parm: S 14 15

P DeltaBs 0.00E+00

V: G 16 1.25 Q 1 9000.00 Sim: G 1.22 Q 7952.90

12. Parm: S 14 15

P DeltaBb 200.00

V: G 16 1.20 Q 1 8050.00 Sim: G 1.17 Q 8024.28

13. Parm: S 14 15

P DeltaBb 100.00

V: G 16 1.20 Q 1 8000.00 Sim: G 1.19 Q 8000.33

14. Parm: S 14 15

P DeltaBb 300.00

V: G 16 1.17 Q 1 8100.00 Sim: G 1.14 Q 8042.65

15. Parm: S 14 15

P DeltaBb 500.00

V: G 16 1.15 Q 1 8300.00 Sim: G 1.08 Q 8015.55

16. Parm: S 14 15

P DeltaBb 700.00

V: G 16 1.05 Q 1 7900.00 Sim: G 1.02 Q 7963.73

End time TRECOS session: 13:38:02.79

Name: TRECOS USER User Number: 000000

Start date TRECOS session: 04-01-1996

Start time TRECOS session: 13:43:28.39

17. Parm: S 14 15

P DeltaBb 1.10E+03

V: G 16 0.90 Q 1 7900.00 Sim: G 0.94 Q 7843.52

18. Parm: S 1 2 3 4

P L 2.00

V: G 16 1.20 Q 1 6000.00 Sim: G 1.28 Q 6730.60

End time TRECOS session: 14:10:29.84

## Bijlage 14 Het prosim model

## De Define Module

COMPONENT : OMST MOESS TERMMAST1 TERMMAST2 TERMMAST3  
 TERMMAST4  
 CLASS : GENERATOR SHIP  
 QUEUE : ANCHORAGE SAILIN1 SAILIN2 BERTH BERTALLC  
 TIMEUNIT : HOUR  
 RANDOMSTREAM : INTARRT[6] SERVICET[6]  
 INPUTSTREAM : OLLIE6

## ATTRIBUTE OF MAIN:

REAL : SIMULATIETIJD  
 REAL : MBEZET[4] MBEZET1 MBEZET1TOT MBEZET2 MBEZET2TOT  
 MBEZET3 MBEZET3TOT MBEZET4 MBEZET4TOT  
 REAL : MBEZETGRAAD1 MBEZETGRAAD2 MBEZETGRAAD3  
 MBEZETGRAAD4  
 REAL : MBEZETLENGTH1 MBEZETLENGTH3 MBEZETLENGTH4  
 REAL : MBEZETGRAADLENGTH1 MBEZETGRAADLENGTH3  
 MBEZETGRAADLENGTH4  
 INTEGER : I N GENAANTAL P Q NBERTH  
 REFERENCE TO GENERATOR : GEN[6]  
 LOGICAL : BRTH[2]

## ATTRIBUTE OF SHIP:

REFERENCE TO SHIP : QSHIP  
 REAL : SHTURNARRT SHSERTIME[6] SHSERTIME1[6]  
 REAL : SHWAITT SHWAITTOT SHTOTWACHT  
 REAL : SHSAILTIME  
 INTEGER : SHTYPE SHLENGTH NRSH SHNUMBER NUMBERSH BERTHDEST  
 LOGICAL : BERTHFOUND

## ATTRIBUTE OF GENERATOR:

REAL : GENARRPAR[3] GENSERPAR[3] GENSAILTIME  
 INTEGER : GENTYPE GENLENGTH  
 REFERENCE TO SHIP : NEXTSHIP

## ATTRIBUTE OF TERMMAST1:

REFERENCE TO SHIP : TERMSHIP1  
 INTEGER : TERMTYPE1  
 REAL : TERMQUAYLENGTH1  
 REAL : TERMRESTLENGTH1

## ATTRIBUTE OF TERMMAST2:

REFERENCE TO SHIP : TERMSHIP2  
 INTEGER : TERMTYPE2  
 INTEGER : AVAILBER

## ATTRIBUTE OF TERMMAST3:

REFERENCE TO SHIP : TERMSHIP3  
 INTEGER : TERMTYPE3  
 REAL : TERMQUAYLENGTH3

ATTRIBUTE OF TERMMAST4:

REFERENCE TO SHIP : TERMSHIP4  
INTEGER : TERMTYPE4  
REAL : TERMQUAYLENGTH4  
REAL : TERMRESTLENGTH4  
  
LOGICAL : MOES NORM MOESDAG

## De main module

```
@-----@
      HOOFDPROGRAMMA
@-----@
```

```
TERMQUAYLENGTH1 ← READ FROM OLLIE6
TERMRESTLENGTH1 ← TERMQUAYLENGTH1
TERMQUAYLENGTH3 ← READ FROM OLLIE6
TERMRESTLENGTH3 ← TERMQUAYLENGTH3
TERMQUAYLENGTH4 ← READ FROM OLLIE6
TERMRESTLENGTH4 ← TERMQUAYLENGTH4
```

```
NBERTH ← 2
  FOR I ← 1 TO NBERTH
    BRTH[I] ← TRUE
  END
```

```
ACTIVATE OMST FROM OMSTANDIGHEDEN IN CONDITIONS
```

```
@-----@
      MAAK DE GENERATOREN AAN VOOR DE VERSCHILLENDE TYPE SCHEPEN
@-----@
```

```
GENAANTAL ← READ FROM OLLIE6
FOR I ← 1 TO GENAANTAL
  GEN[I] ← NEW GENERATOR
  THIS GENERATOR ← GEN[I]
  GENTYPE ← I
```

```
@ CONTAINERSCHIP 275 METER
```

```
IF I = 1
  GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])
```

```
GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[3] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION GAMMASHAPE WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) MEAN(GENSERPAR[2]) DEVIATION(GENSERPAR[3])
```

```
GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

## @ CONTAINERSCHIP 305 METER

```
IF I = 2
GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])

GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[3] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION GAMMASHAPE WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) MEAN(GENSERPAR[2]) DEVIATION(GENSERPAR[3])

GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

## @ OLIETANKER

```
IF I = 3
GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])

GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION UNIFORM WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) UB(GENSERPAR[2])
GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

## @ GRAANSCHIP 190 METER

```
IF I = 4
GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])

GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[3] ← READ FROM OLLIE6

  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION GAMMASHAPE WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) MEAN(GENSERPAR[2]) DEVIATION(GENSERPAR[3])

GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

## @ GRAANSCHIP 225 METER

```
IF I = 5
GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])

GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[3] ← READ FROM OLLIE6

  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION GAMMASHAPE WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) MEAN(GENSERPAR[2]) DEVIATION(GENSERPAR[3])

GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

## @ MULTI-PURPOSE SCHIP 180 METER

```
IF I = 6
GENARRPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE INTARRT[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION EXPONENTIAL WITH
  PARAMETER MEAN(GENARRPAR[1])

GENSERPAR[1] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[2] ← READ FROM OLLIE6
GENSERPAR[3] ← READ FROM OLLIE6
  RESHAPE SERVICET[I] AS SAMPLED FROM DISTRIBUTION GAMMASHAPE WITH
  PARAMETERS LB(GENSERPAR[1]) MEAN(GENSERPAR[2]) DEVIATION(GENSERPAR[3])

GENLENGTH ← READ FROM OLLIE6
GENSAILTIME ← READ FROM OLLIE6
ACTIVATE THIS GENERATOR FROM GENERATE IN GENPROCESS
END
```

```
END
SIMULATIETIJD ← READ FROM OLLIE6
WAIT SIMULATIETIJD

MBEZETGRAAD2 ← MBEZET2TOT/(365*24)
STORE MBEZETGRAAD2 AS "MBEZET2GR"

MBEZETLENGTH1←(MBEZET1TOT*300)
STORE MBEZETLENGTH1 AS "MBEZET1L"

MBEZETLENGTH3←(MBEZET3TOT*202.5)
STORE MBEZETLENGTH3 AS "MBEZET3L"

MBEZETLENGTH4←(MBEZET4TOT*180)
```

STORE MBEZETLENGTH4 AS "MBEZET4L"

MBEZETGRAADLENGTH1 ← (MBEZETLENGTH1)/(TERMQUAYLENGTH1\*24\*365)  
STORE MBEZETGRAADLENGTH1 AS "MBEZETGR1"

MBEZETGRAADLENGTH3 ← (MBEZETLENGTH3)/(TERMQUAYLENGTH3\*24\*365)  
STORE MBEZETGRAADLENGTH3 AS "MBEZETGR3"

MBEZETGRAADLENGTH4 ← (MBEZETLENGTH4)/(TERMQUAYLENGTH4\*24\*365)  
STORE MBEZETGRAADLENGTH4 AS "MBEZETGR4"

CANCEL ALL  
TERMINATE

**De module generator**

@-----@  
ZES VERSCHILLENDE GENERATOREN MAKEN SCHEPEN AAN OM BEPAALDE TIJD  
@-----@

GENERATE:

WAIT INTARRT[GENTYPE]  
STORE INTARRT[GENTYPE] AS "TUSTIJD1" IF GENTYPE = 1

NEXTSHIP ← NEW SHIP  
THIS SHIP ← NEXTSHIP

@-----@  
AAN IEDER SCHIP WORDEN ATTRIBUTEN TOEGEKEND  
@-----@

$N \leftarrow N + 1$   
SHNUMBER ← N  
SHTYPE ← GENTYPE  
SHLENGTH ← GENLENGTH  
SHSAILTIME ← GENSAILTIME

SHSERTIME[SHTYPE] ← SERVICET[GENTYPE]  
ACTIVATE NEXTSHIP FROM STARTSHIP IN SHIPPROCESS  
REPEAT FROM GENERATE



## De schip module

```

@-----@
    BESCHRIJVING VAN HET PROCES VAN HET SCHIP MET BINNEVAREN, TIJD
    AAN DE KADE EN WEGVAREN. ELK SCHIP DOORLOOPT DIT PROCES
@-----@

STARTSHIP:

@-----@
    PRIORITEIT VOOR CONTAINERSCHEPEN
@-----@

QSHIP ←    FIRST SHIP IN ANCHORAGE WITH (SHTYPE = 3) | (SHTYPE = 4) |
           (SHTYPE = 5) | (SHTYPE = 6)

    IF QSHIP IS NONE
        ENTER ANCHORAGE
    END

    IF QSHIP IS NOT NONE
        ENTER ANCHORAGE AND TAKE PLACE BEFORE QSHIP IF (SHTYPE = 1) |
        (SHTYPE = 2)
        ENTER ANCHORAGE IF (SHTYPE ≠ 1) & (SHTYPE ≠ 2)
    END

@-----@
    BIJ HET SCHIP BEHORENDE TERMINALMEESTER AANGEROEPEN OM BINNEN TE
    VAREN
@-----@

    IF (SHTYPE = 1) | (SHTYPE = 2)

        ACTIVATE TERMMAST1 FROM CHECK IN TERMPROCES1 IF TERM
        MAST1 IS NOT ACTIVE
        PASSIVATE

    END

    IF SHTYPE = 3

        ACTIVATE TERMMAST2 FROM CHECK IN TERMPROCES2 IF TERM
        MAST2 IS NOT ACTIVE
        PASSIVATE

    END

```

```

IF (SHTYPE = 4) | (SHTYPE = 5)

    ACTIVATE TERMMAST3 FROM CHECK IN TERMPROCES3 IF TERM
    MAST3 IS NOT ACTIVE
    PASSIVATE
END

IF SHTYPE = 6

    ACTIVATE TERMMAST4 FROM CHECK IN TERMPROCES4 IF TERM
    MAST4 IS NOT ACTIVE
    PASSIVATE
END

LEAVE ANCHORAGE

SHWAITT ← (NOW - ARRIVALTIME)
WRITE " SHWAITT ";SHWAITT WITH IMAGE A△xxxxxx.xxx
STORE SHWAITT AS "WAIT1" IF SHTYPE = 1
STORE SHWAITT AS "WAIT2" IF SHTYPE = 2
STORE SHWAITT AS "WAIT3" IF SHTYPE = 3
STORE SHWAITT AS "WAIT4" IF SHTYPE = 4
STORE SHWAITT AS "WAIT5" IF SHTYPE = 5
STORE SHWAITT AS "WAIT6" IF SHTYPE = 6

ENTER SAILIN1

    WORK 0.5 HOURS

LEAVE SAILIN1

ENTER SAILIN2

    WORK SHSAILTIME

LEAVE SAILIN2

ENTER BERTH

WRITE "NOW = "; NOW WITH IMAGE A△xxxxxx.xxx
WRITE "ARRIVALTIME = "; ARRIVALTIME WITH IMAGE A△xxxxxx.xxx
SHWAITTOT ← ((NOW - ARRIVALTIME) - SHSAILTIME)
WRITE "SHWAITTOT = "; SHWAITTOT WITH IMAGE A△xxxxxx.xx
SHSERTIME1[SHTYPE] ← (SHSERTIME[SHTYPE] - 3.7)
WRITE "SHSERTIME[SHTYPE] = "; SHSERTIME[SHTYPE] WITH IMAGE A△xxxxxx.xx
WRITE "SHSERTIME1[SHTYPE] = "; SHSERTIME1[SHTYPE] WITH IMAGE A△xxxxxx.xxx

```

WORK SHSERTIME1[SHTYPE]

```
IF (SHTYPE = 1) | (SHTYPE = 2)
  TERMRESTLENGTH1 ← (TERMRESTLENGTH1 + (SHLENGTH*1.1))
  WRITE "TERMRESTLENGTH1 ship weg = "; TERMRESTLENGTH1 WITH
  IMAGE A△xxxxxx.xxx
```

```
  ACTIVATE TERMMAST1 FROM CHECK IN TERMPROCES1 IF
  TERMMAST1 IS NOT ACTIVE
  WORK 3.7 HOUR
```

END

```
IF SHTYPE = 3
  BRTH[BERTHDEST] ← TRUE
  LEAVE BERTALLC
  ACTIVATE TERMMAST2 FROM CHECK IN TERMPROCES2 IF
  TERMMAST2 IS NOT ACTIVE
  WORK 3.7 HOUR
```

END

```
IF (SHTYPE = 4) | (SHTYPE = 5)
  TERMRESTLENGTH3 ← (TERMRESTLENGTH3 + (SHLENGTH*1.1))
  WRITE "TERMRESTLENGTH3 ship weg = "; TERMRESTLENGTH3 WITH
  IMAGE A△xxxxxx.xxx
  ACTIVATE TERMMAST3 FROM CHECK IN TERMPROCES3 IF
  TERMMAST3 IS NOT ACTIVE
  WORK 3.7 HOUR
```

END

```
IF SHTYPE = 6
  TERMRESTLENGTH4 ← (TERMRESTLENGTH4 + (SHLENGTH*1.1))
  WRITE "TERMRESTLENGTH4 ship weg = "; TERMRESTLENGTH4 WITH
  IMAGE A△xxxxxx.xxx
  ACTIVATE TERMMAST4 FROM CHECK IN TERMPROCES4 IF
  TERMMAST4 IS NOT ACTIVE
  WORK 3.7 HOUR
```

END

LEAVE BERTH

```
IF (SHTYPE = 1) | (SHTYPE = 2)
  MBEZET1 ← SHSERTIME[SHTYPE]
  STORE MBEZET1 AS "BEZET1"
  MBEZET1TOT ← MBEZET1 + MBEZET1TOT
  STORE MBEZET1TOT AS "BEZET1TOT"
```

END

```
IF SHTYPE = 3
  MBEZET2 ← SHSERTIME[SHTYPE]
  STORE MBEZET2 AS "BEZET2"
  MBEZET2TOT ← MBEZET2 + MBEZET2TOT
  STORE MBEZET2TOT AS "BEZET2TOT"
END
```

```
IF (SHTYPE = 4) | (SHTYPE = 5)
  MBEZET3 ← SHSERTIME[SHTYPE]
  STORE MBEZET3 AS "BEZET3"
  MBEZET3TOT ← MBEZET3 + MBEZET3TOT
  STORE MBEZET3TOT AS "BEZET3TOT"
END
```

```
IF SHTYPE = 6
  MBEZET4 ← SHSERTIME[SHTYPE]
  STORE MBEZET4 AS "BEZET4"
  MBEZET4TOT ← MBEZET4 + MBEZET4TOT
  STORE MBEZET4TOT AS "BEZET4TOT"
END
```

TERMINATE

**De module van terminalmeester 1**

```
@-----@
      TERMINALMEESTER BEPAALT OF HET SCHIP BEHORENDE BIJ ZIJN TERMINAL
      BINNEN MAG VAREN
@-----@
```

CHECK:

TERMSHIP1 ← FIRST SHIP IN ANCHORAGE WITH (SHTYPE = 1) | (SHTYPE = 2)

CHECKIN:

WAIT WHILE MOESDAG = TRUE

```
@-----@
@ CONTROLE OF DRAAICIRKEL VRIJ IS EN OF HET SCHIP AAN DE KADE PAST
@-----@
```

IF TERMSHIP1 IS NOT NONE

WAIT UNTIL SAILIN1 IS EMPTY

IF (TERMRESTLENGTH1 - (SHLENGTH OF TERMSHIP1\*1.1)) > 0

WRITE "TERMRESTLENGTH1 aankomst = "; TERMRESTLENGTH1 WITH IMAGE

A△xxxxxxx.xxx

TERMRESTLENGTH1 ← (TERMRESTLENGTH1 - (SHLENGTH OF TERMSHIP1\*1.1))

WRITE "SHLENGTH = "; SHLENGTH OF TERMSHIP1 WITH IMAGE A△xxxxxxx.xxx

WRITE "TERMRESTLENGTH1 na aankomst = "; TERMRESTLENGTH1 WITH IMAGE

A△xxxxxxx.xxx

STORE TERMRESTLENGTH1 AS "RESTLENG1"

ACTIVATE TERMSHIP1 IF TERMSHIP1 IS NOT ACTIVE

END

END

PASSIVATE

## De module van terminalmeester 2

```
@-----@
      TERMINALMEESTER BEPAALD OF HET BIJBEHORENDE SCHIP BINNEN KAN VAREN
@-----@
```

CHECK:

TERMSHIP2 ← FIRST SHIP IN ANCHORAGE WITH SHTYPE = 3

CHECKIN:

WAIT WHILE MOESDAG = TRUE

```
@-----@
      TERMINALMEESTER KIJKT OF ER EEN AANLEGPLAATS BESCHIKBAAR IS
@-----@
```

WAIT 1 SECOND

WAIT UNTIL SAILIN1 IS EMPTY

AVAILBER ← NBERTH - LENGTH OF BERTALLC

IF TERMSHIP2 IS NOT NONE & (AVAILBER > 0 )

REACTIVATE TERMSHIP2 IF TERMSHIP2 IS NOT ACTIVE

FOR I ← 1 TO NBERTH

IF BRTH[I] = TRUE

IF BERTHFOUND OF TERMSHIP2 = FALSE

BERTHDEST OF TERMSHIP2 ← I

BRTH[I] ← FALSE

BERTHFOUND OF TERMSHIP2 ← TRUE

JOIN TERMSHIP2 TO BERTALLC

END

END

END

END

PASSIVATE

**De module voor terminalmeester 3**

CHECK:

TERMSHIP3 ← FIRST SHIP IN ANCHORAGE WITH ((SHTYPE = 4) | (SHTYPE = 5))

CHECKIN:

WAIT WHILE MOESDAG = TRUE

IF TERMSHIP3 IS NOT NONE

WAIT 2 SECOND

WAIT UNTIL SAILIN1 IS EMPTY

IF (TERMRESTLENGTH3 - (SHLENGTH OF TERMSHIP3\*1.1)) &gt; 0

WRITE "TERMRESTLENGTH3 aankomst = "; TERMRESTLENGTH3 WITH IMAGE

A△xxxxxxxx.xxx

TERMRESTLENGTH3 ← (TERMRESTLENGTH3 - (SHLENGTH OF TERMSHIP3\*1.1))

WRITE "SHLENGTH = "; SHLENGTH OF TERMSHIP3 WITH IMAGE A△xxxxxxxx.xxx

WRITE "TERMRESTLENGTH3 na aankomst = "; TERMRESTLENGTH3 WITH IMAGE

A△xxxxxxxx.xxx

STORE TERMRESTLENGTH3 AS "RESTLENG3"

REACTIVATE TERMSHIP3 IF TERMSHIP3 IS NOT ACTIVE

END

END

PASSIVATE

**De module van terminalmeester 4**

CHECK:

TERMSHIP4 ← FIRST SHIP IN ANCHORAGE WITH SHTYPE = 6

CHECKIN:

WAIT WHILE MOESDAG = TRUE

IF TERMSHIP4 IS NOT NONE  
WAIT 3 SECOND  
WAIT UNTIL SAILIN1 IS EMPTY

IF (TERMRESTLENGTH4 - (SHLENGTH OF TERMSHIP4\*1.1)) &gt; 0

WRITE "TERMRESTLENGTH4 aankomst = "; TERMRESTLENGTH4 WITH IMAGE  
A△xxxxxxxx.xxx  
TERMRESTLENGTH4 ← (TERMRESTLENGTH4 - (SHLENGTH OF TERMSHIP4\*1.1))  
WRITE "SHLENGTH = "; SHLENGTH OF TERMSHIP4 WITH IMAGE A△xxxxxxxx.xxx  
WRITE "TERMRESTLENGTH4 na aankomst = "; TERMRESTLENGTH4 WITH IMAGE  
A△xxxxxxxx.xxx  
STORE TERMRESTLENGTH4 AS "RESTLENG4"

ACTIVATE TERMSHIP4 IF TERMSHIP4 IS NOT ACTIVE

END

END  
PASSIVATE



**De module omstandigheden**

@-----@  
HIERIN WORDT DE MOESSONPERIODE GEDEFINIEERD  
@-----@

**OMSTANDIGHEDEN:**

WAIT 243 DAYS  
NORM ← FALSE  
MOES ← TRUE  
ACTIVATE MOESS FROM MOESSONTIJD IN MOESSON  
WAIT 91 DAYS  
NORM ← TRUE  
MOES ← FALSE  
WAIT 31 DAYS  
REPEAT FROM OMSTANDIGHEDEN

**De moesson module**

@-----@  
HIERIN WORDT AANGEGEVEN WANNEER ER EEN MOESSONDAG IS  
@-----@

MOESSONTIJD:

MOESDAG ← FALSE

WAIT 300

MOESDAG ← TRUE

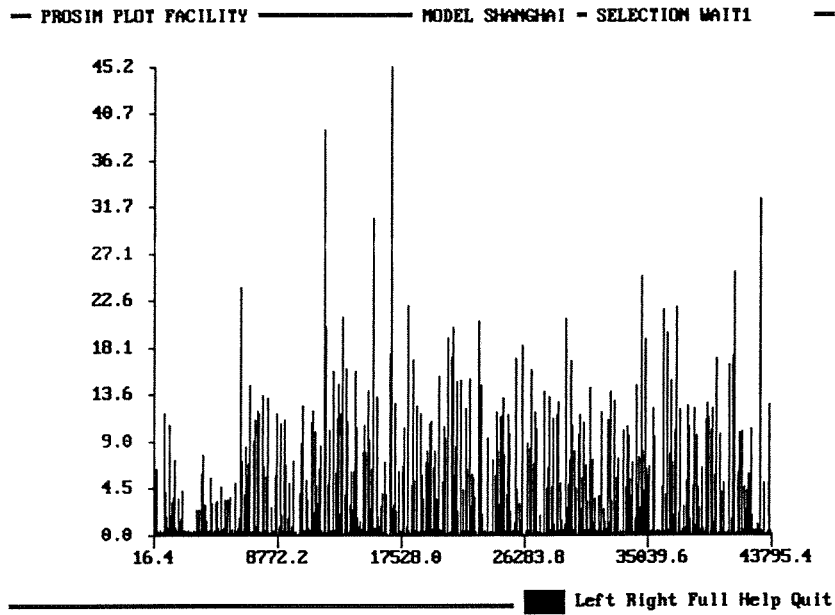
WAIT 12

REPEAT FROM MOESSONTIJD

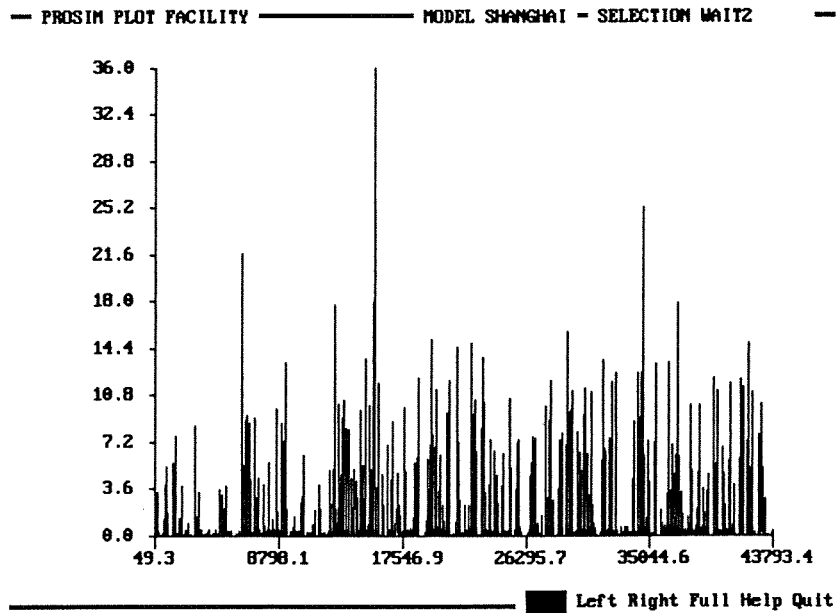
@ INVOER.....@	
@ KADELENGTE1 IN METERS	@ 2000
@ KADELENGTE3 IN METERS	@ 500
@ KADELENGTE4 IN METERS	@ 1000
@ AANTAL SOORTEN SCHEPEN	@ 6
@.....SCHIP1	@
@ INTARRT: MEAN	@ 8.1
@ SERVICETIME: LOWERBOUND MEAN DEVIATION	@ 14 20 4.2
@ LENGTE SCHIP	@ 275
@ SAILTIME	@ 3.2
@.....SCHIP2	@
@ INTARRT: MEAN	@ 24.3
@ SERVICETIME: LOWERBOUND MEAN DEVIATION	@ 12 16 2.8
@ LENGTE SCHIP	@ 305
@ SAILTIME	@ 3.2
@.....SCHIP3	@
@ INTARRT: MEAN	@ 38
@ SERVICETIME: LOWERBOUND UPPERBOUND	@ 20 30
@ LENGTE SCHIP	@ 200
@ SAILTIME	@ 3.2
@.....SCHIP4	@
@ INTARRT: MEAN	@ 156
@ SERVICETIME: LOWERBOUND MEAN DEVIATION	@ 30 40 7.1
@ LENGTE SCHIP	@ 225
@ SAILTIME	@ 3.2
@.....SCHIP5	@
@ INTARRT: MEAN	@ 156
@ SERVICETIME: LOWERBOUND MEAN DEVIATION	@ 35 48 9.2
@ LENGTE SCHIP	@ 190
@ SAILTIME	@ 3.2
@.....SCHIP6	@
@ INTARRT: MEAN	@ 4.1
@ SERVICETIME: LOWERBOUND MEAN DEVIATION	@ 10 15 3.5
@ LENGTE SCHIP	@ 180
@ SAILTIME	@ 3.2
@ SIMULATIETIJD	@ 43800

Bijlage 15

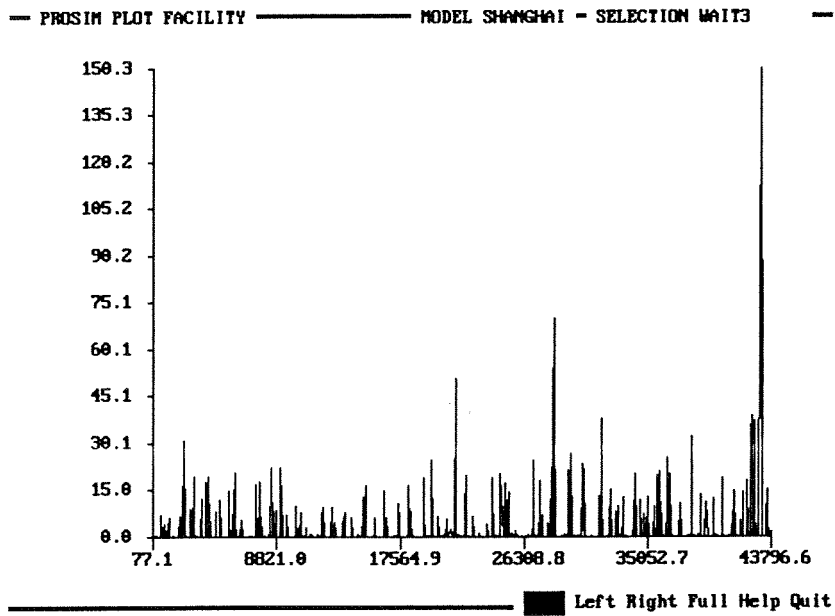
Wachttijd schepen type 1



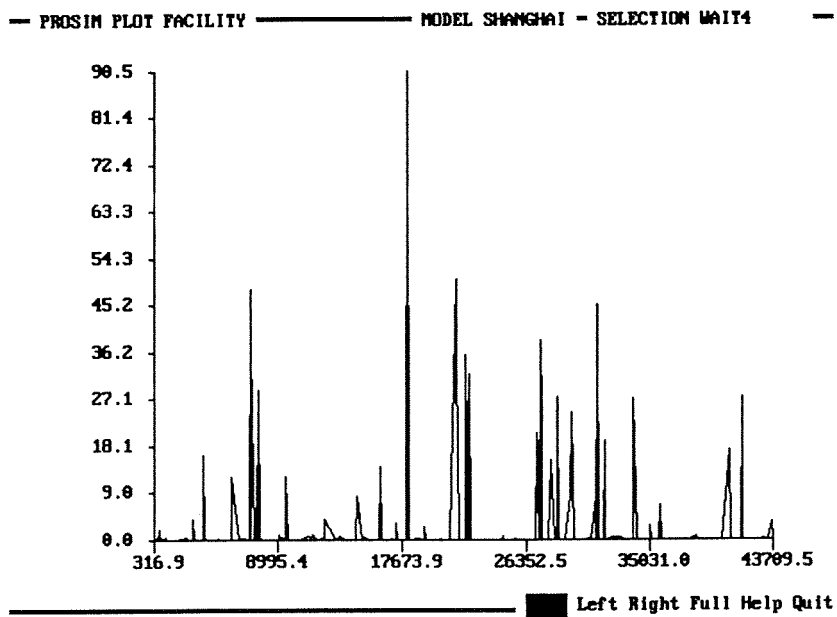
Wachttijd schepen type 2



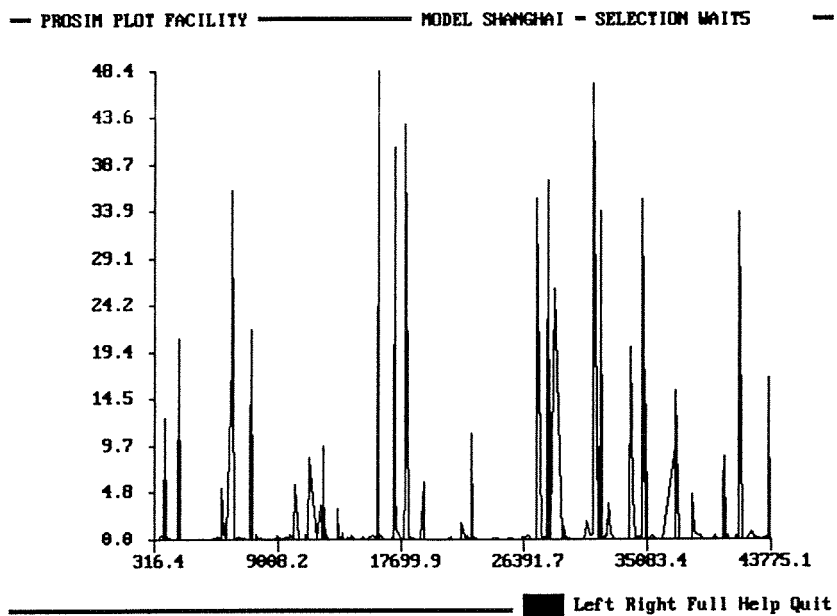
### Wachttijd schepen type 3



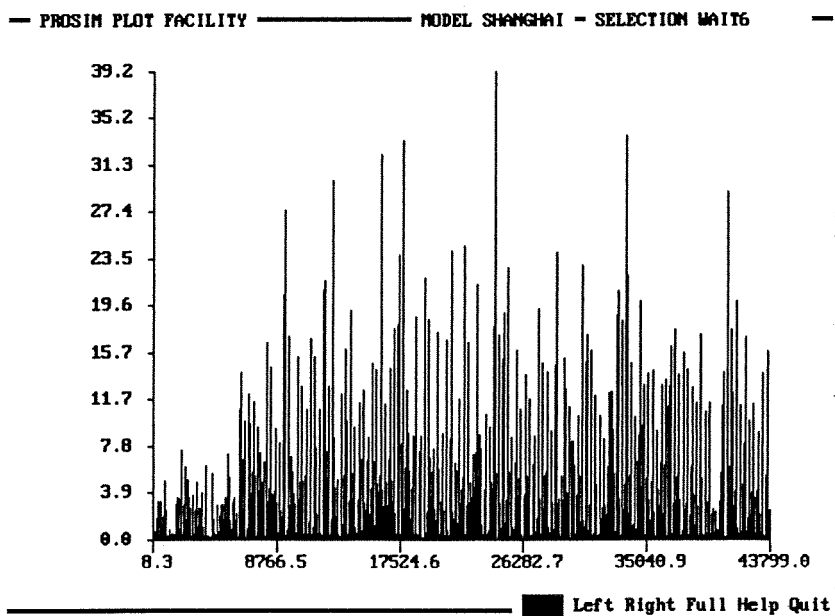
### Wachttijd schepen type 4



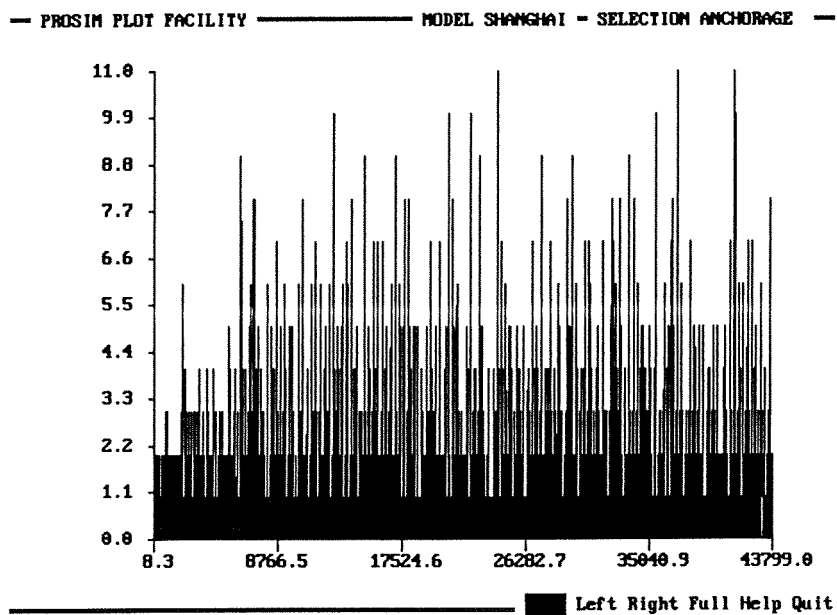
Wachttijd schepen type 5



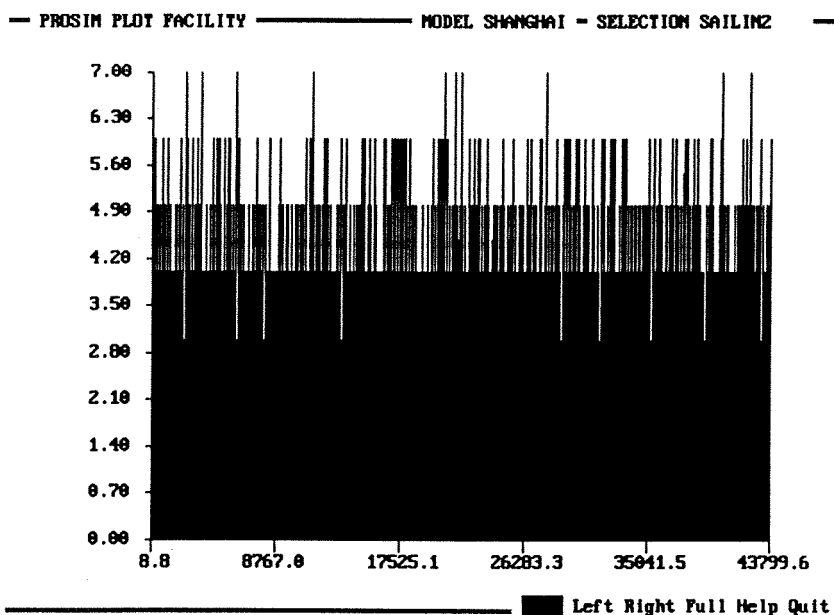
Wachttijd schepen type 6



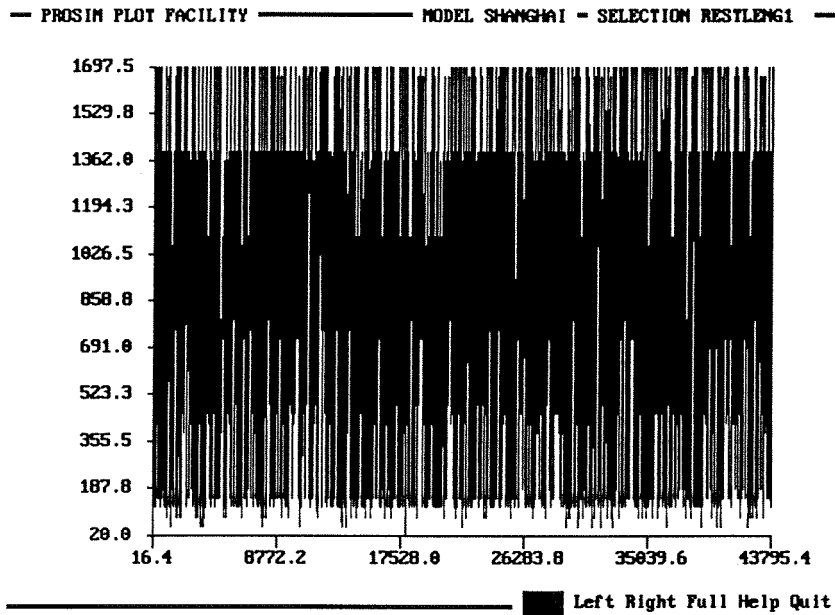
Aantal schepen in de ankerplaats



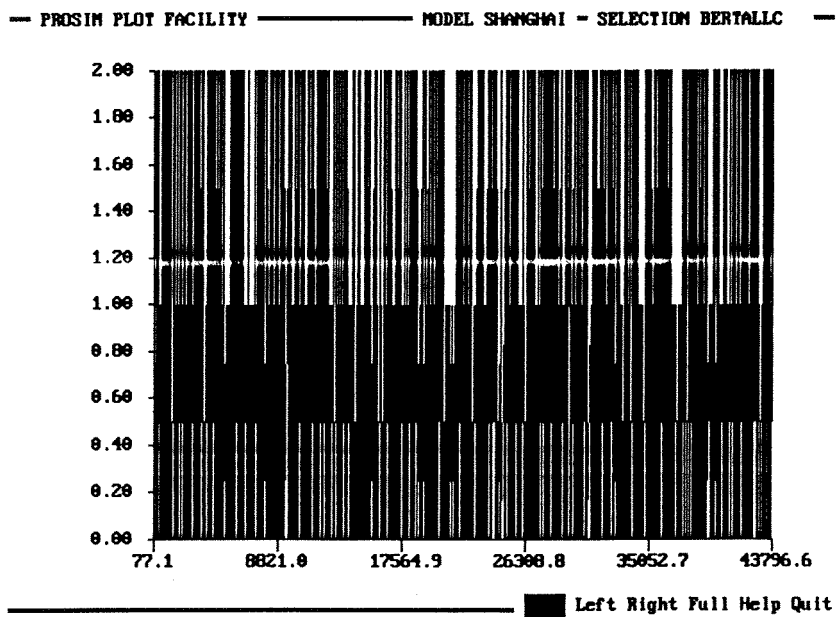
Aantal schepen in Sailin2



### Kadelengte voor containerschepen

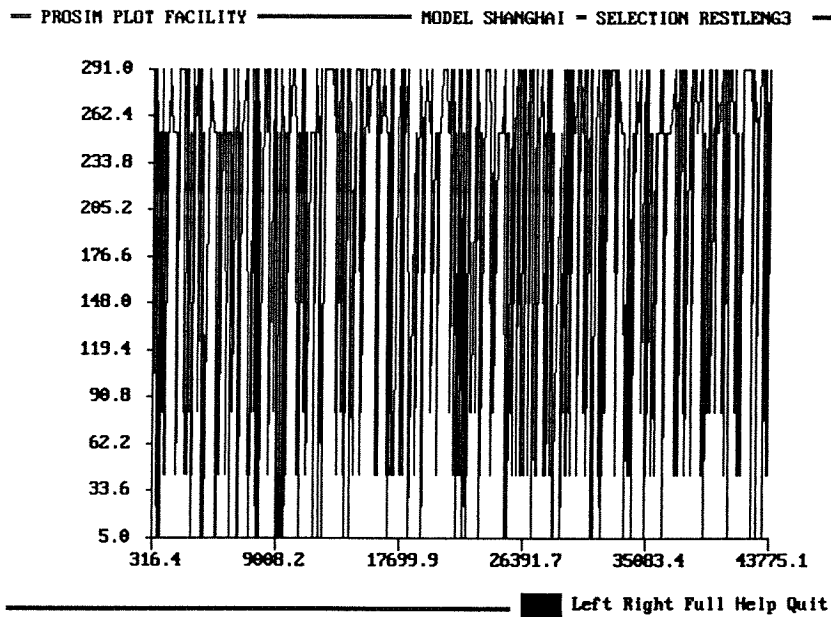


### Aantal kadeplaatsen olietankers

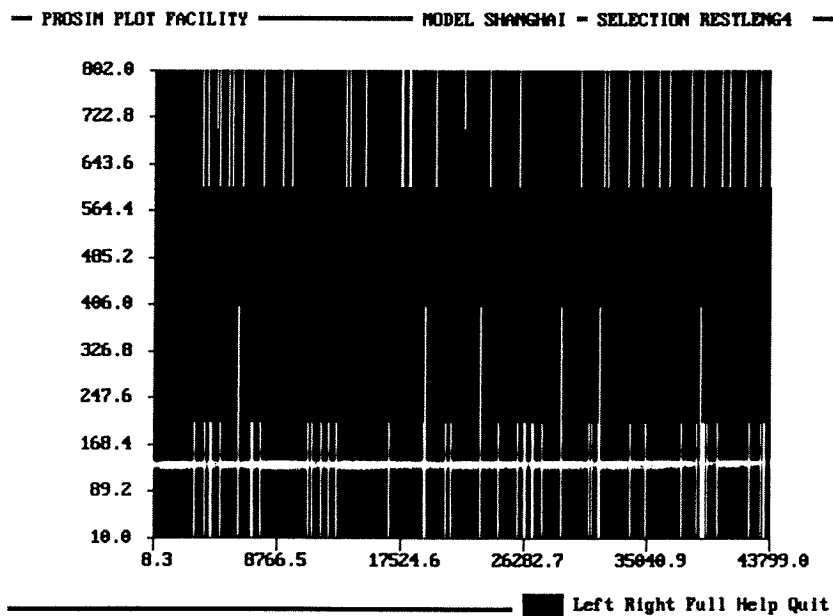


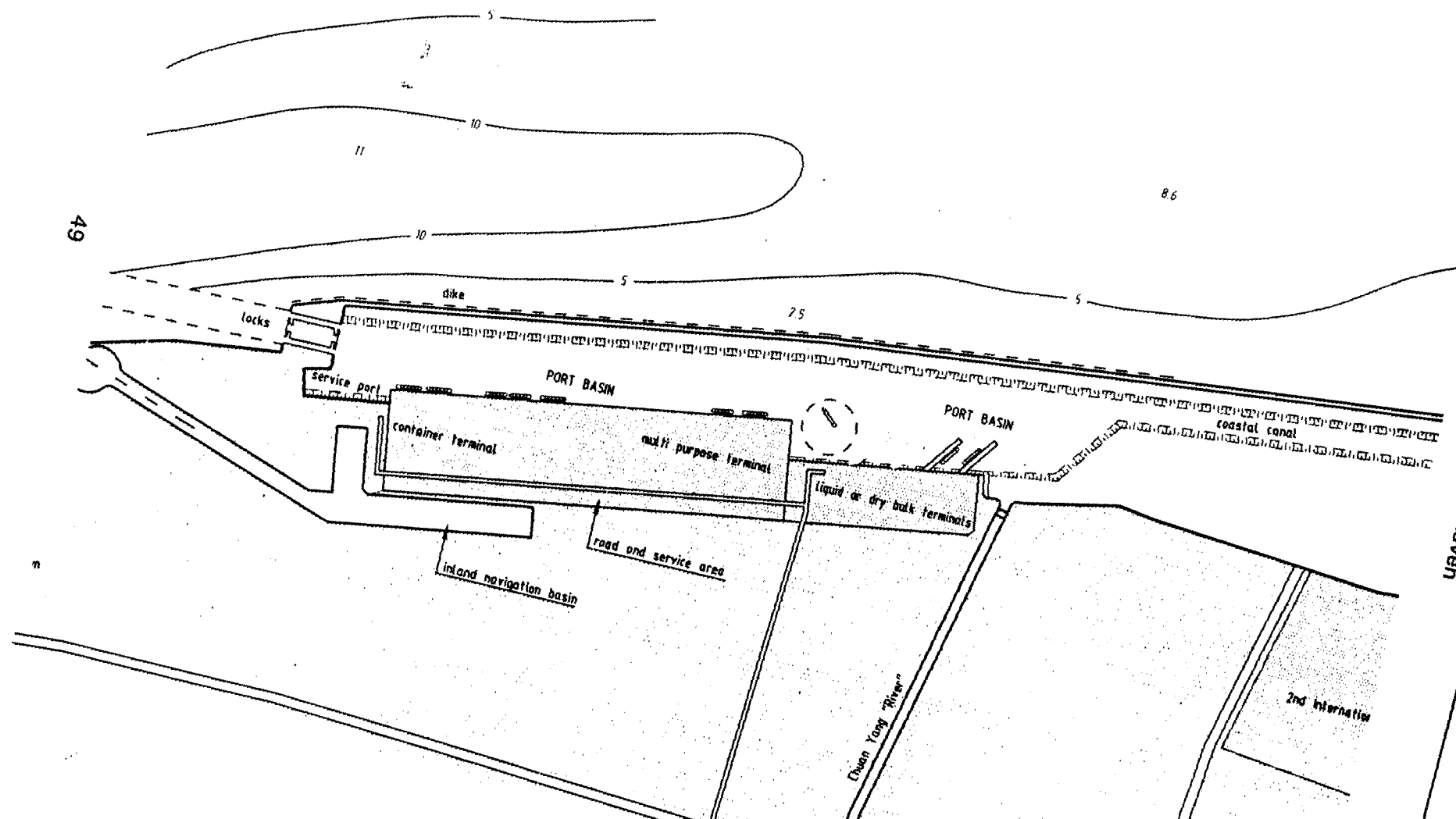


Kadelengte voor graanschepen



Kadelengte voor multi-purpose schepen



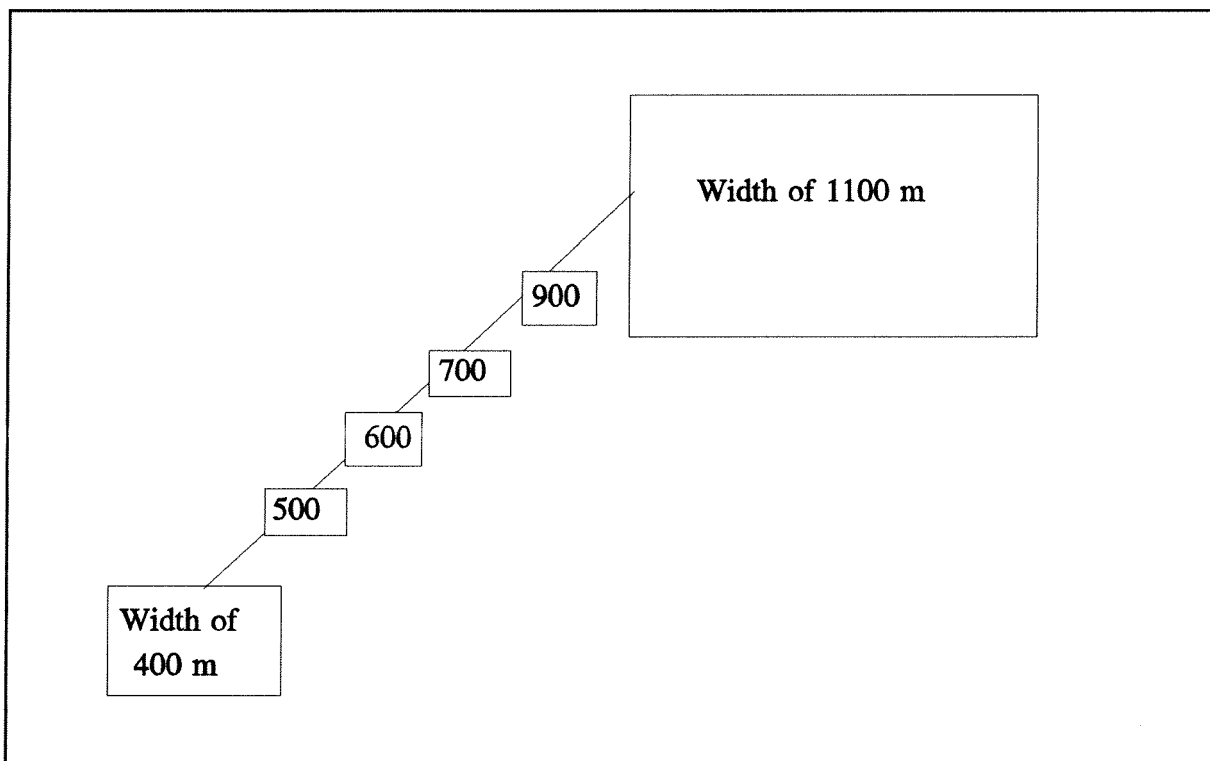


**APPENDIX**

**THE USER INTERFACE TRECOS**

# YANGTZE DELTA CHANNEL

## Problem Analysis Using



**"TRECOS WESTERN SCHELDT"**

## The USER INTERFACE

From 1926 much effort has been made in the Netherlands to describe tidal propagation problems [ref 1]. Recently some existing computer programs with regard to tidal propagation analyses (e.g. DUFLOW, PAGRAPH, HARMD, etc.) have been integrated in the User Interface "TRECOS WESTERN SCHELDT".

To solve problems with respect to tidal propagation in open channel networks the User Interface TRECOS was used here. TRECOS means Tidal propagation in Rivers and Estuaries with Computer Organized Simulations. Before using the Interface the basic solution of the computer package DUFLOW has to be perfect. In the latest version of TRECOS WESTERN SCHELDT the computer package DUFLOW is linked directly to analytical solutions by means of the Harmonic Method [ref 2]. This is done by building in the program HARMD. The analytical solutions can be used on-line during the problem analysis process without any trouble. Each problem analysis cycle (PA-cycle) exists of three phases: the change of parameters, the prediction of the waterlevels and discharges and interpretation of the results. The PA-process is described in the literature [ref 3]. One PA-cycle of prediction, simulation and interpretation will not take more time than 5 minutes. All the time it's possible to compare different analytical solutions of basic parameters versus changing parameters.

Also the independent program PAGRAPH has to be used. With this program it's possible to study the variation of the waterlevels and the discharges at the boundaries and in the middle of each section on-line during the PA-process.

Each user can choose his own strategy. For example the user of the Interface has at three points (the basic solution, the change of parameter and the previous solution) disposal of analytical solutions it's possible to combine different changes of parameters, predictions and interpretations.

Recently the new version of TRECOS was been developed to describe the specific problems with respect to dredging the Western Scheldt Estuary. Relative small changes of parameters in combination can have relative large consequences to improve the flow conditions and e.g. sediment transport.

After the investigation of the Western Scheldt Estuary [ref 4], the User Interface has been used to investigate a problem in the Yangtze Delta. Shanghai is the main port of this Delta. Because of the large sediment discharge of the river Yangtze only ships with a draft till 10 meters have access to the port of Shanghai. In the future larger ships have to enter the port of Shanghai. DHV Environment and Infrastructure solved the problem by designing a channel through the Yangtze Delta. This channel has a length of 55 kilometre. Because there is a lot of space next to the channel, it is suggested to develop a deep water port at the end of the channel.

The User Interface is used to study the Tidal Propagation in the channel and to study the variation of the waterlevels in the inland port. While the dimensions of the port and the channel has to be designed, it is important to know the effect of a lot of different changing parameters.

For better understanding the investigation of the complex problem, first was chosen to study a basic solution. The basic solution is a 75 kilometre channel with a fixed width of 400 meters. This channel is defined as a network of 15 sections of 5 kilometre each. After analyzing the basic calculation, the results described in DUFLOW and the results of HARMD the following change of parameters has been made (see figure 1):

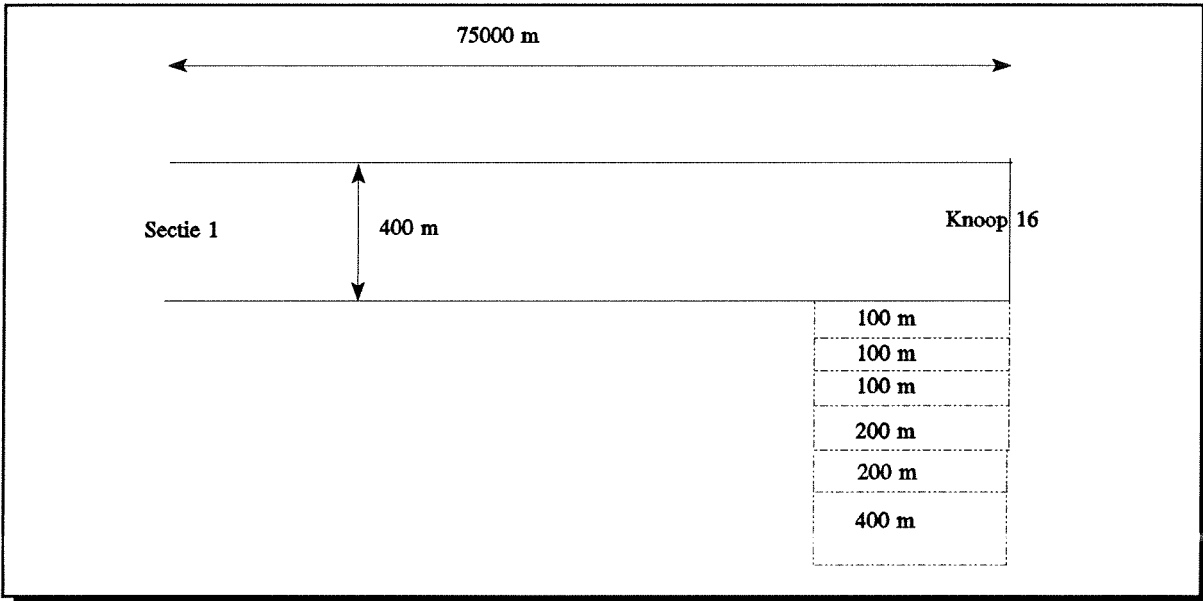


Figure 1

The last two sections (14 and 15) are widened to respectively 500 m, 600 m, 700 m, 900 m, 1100 m and 1500 meters.

The results are quite surprising and it's very interesting to analyse them in detail. By enlarging the storage area, it is expected that the discharge at the entrance of the channel will become larger. But larger discharges along the channel leads to a larger resistance. The larger resistances cause a diminished variation of the waterlevels. This causes a decrease of the discharge. So on the one hand the discharges become larger and on the other hand there is a decrease in discharge caused by dampening. By widening section 14 and 15 up to 1500 meters, the influence of the resistance has become so large that the discharge at the entrance is even smaller than that of the basic solution.

In figure 2 below the basic solution is compared with the solution for a widening in sections 14 and 15 up till 1100 meters. Therefore the change of the amplitude of the waterlevel is plotted as function of the length of the channel.

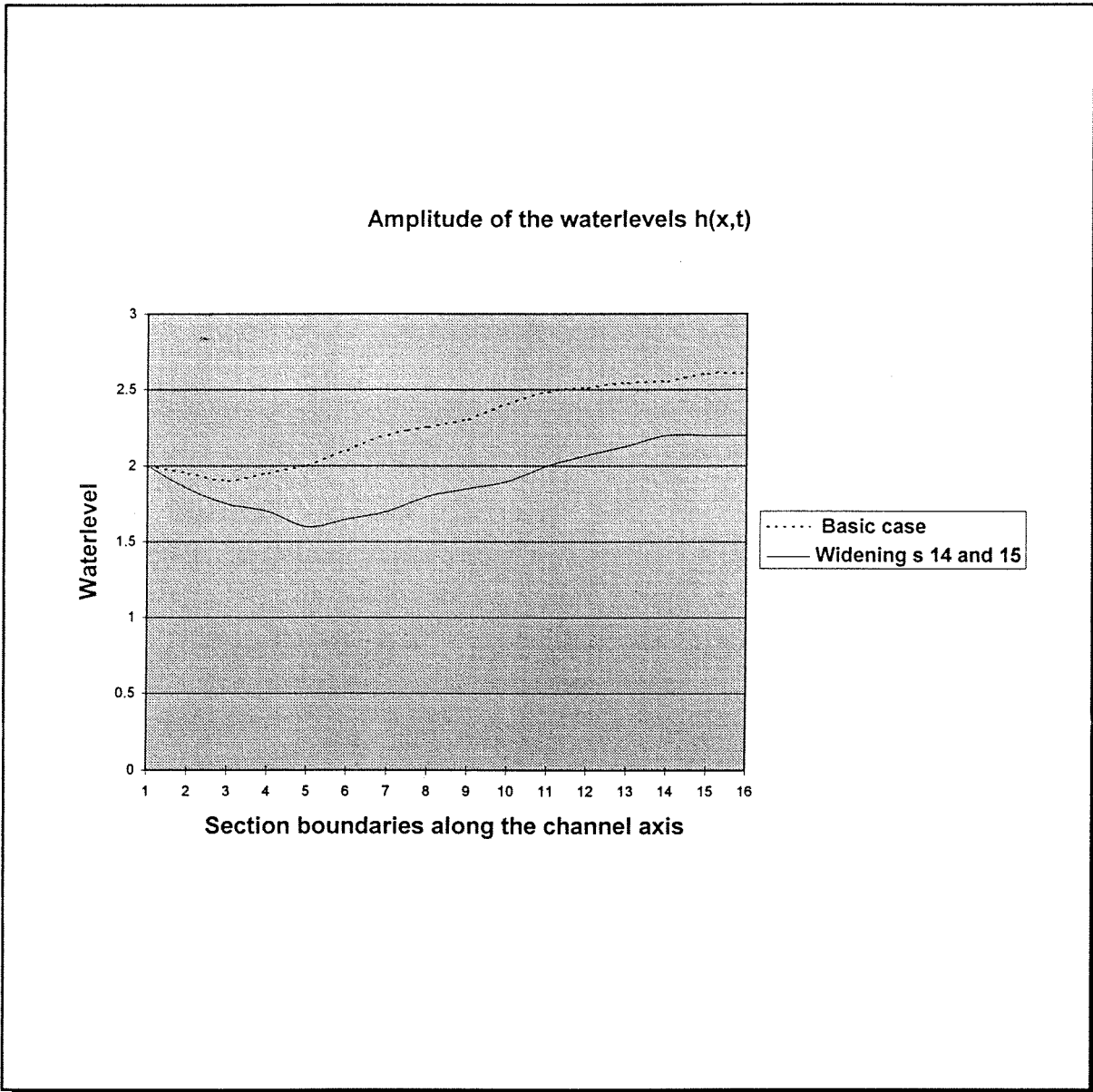


Figure 2

In figure 3 the discharge in each node along the channel as function of the length has been plotted.

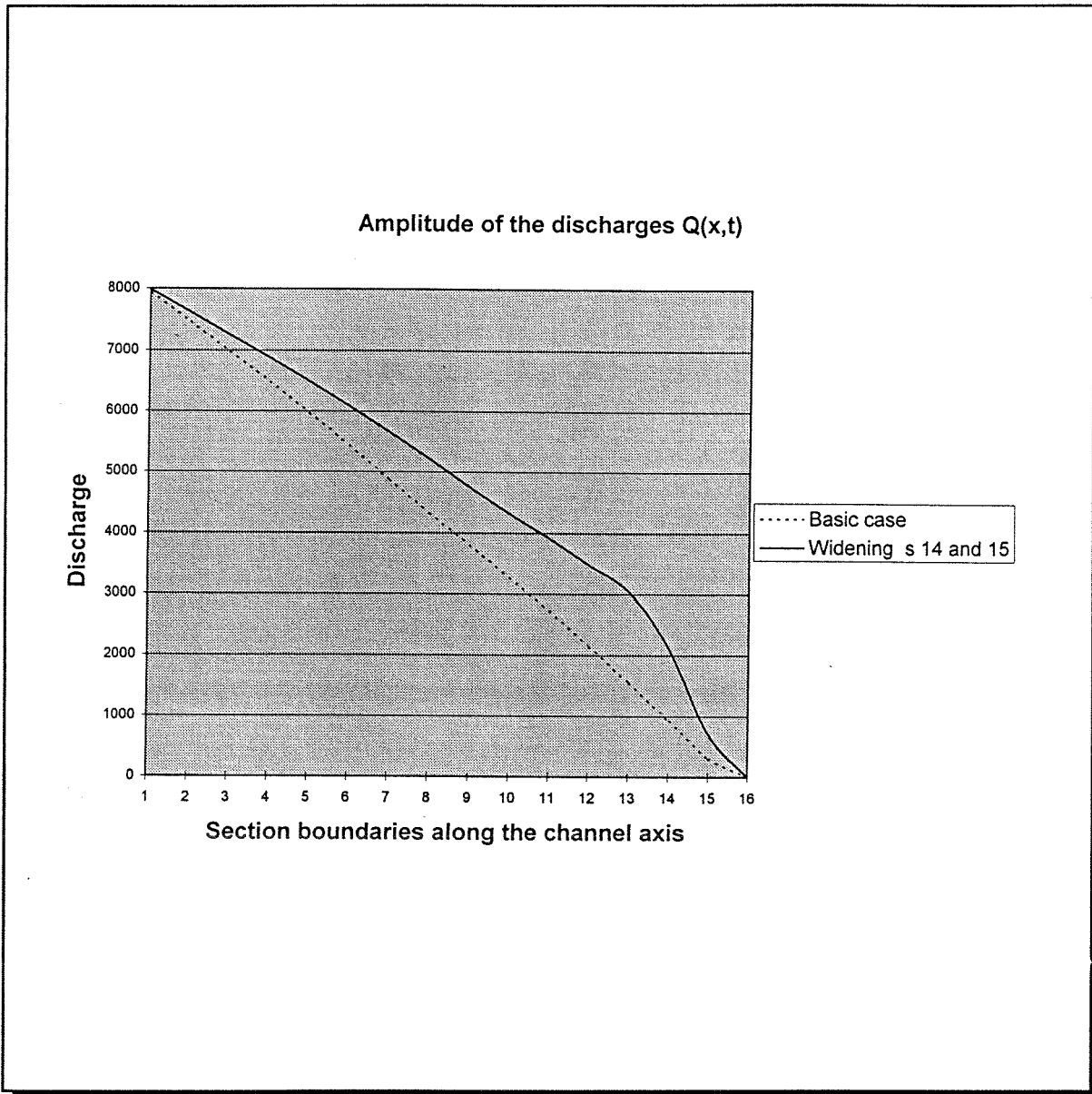


Figure 3



To analyze the problem of widening the last two sections of the channel better, the User Interface TRECOS is used. In the Interface the widening is not done in one time, but step by step. In figure 4 below the approach of the widening problem by using the interface is described.

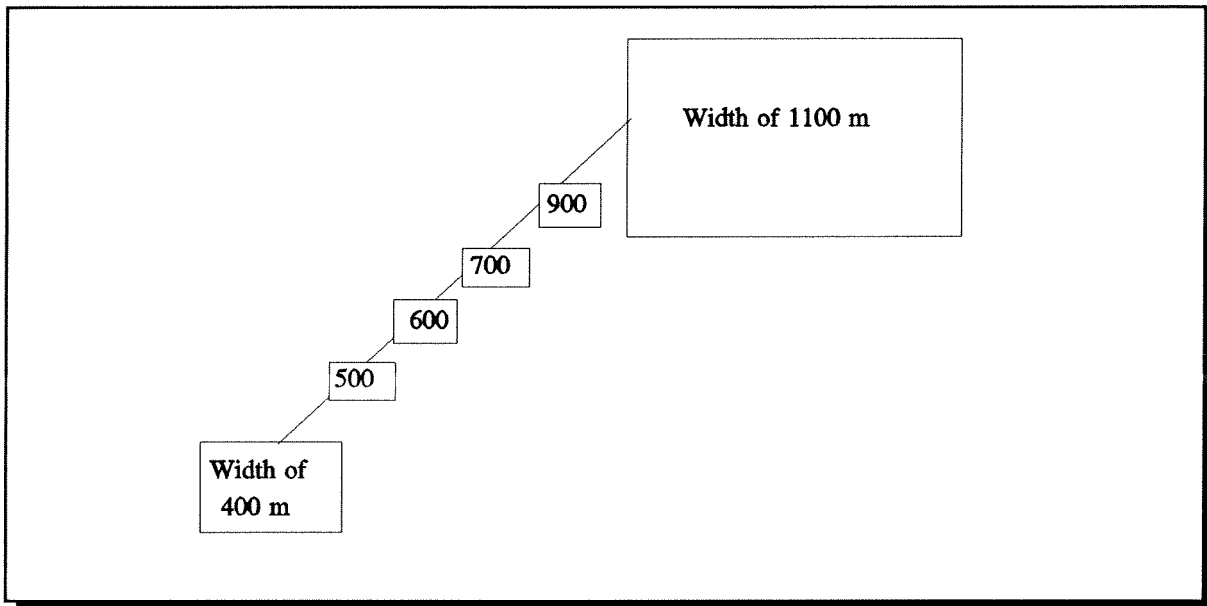


Figure 4

In table 1 the amplification factor at the end of the channel and the discharge at the entrance of the channel( this is in fact the mean discharge in section 1) for the different widenings are described. The table gives the difference between the new widening and the previous one and the basic solution. When the width of the last two sections becomes 1500 meters, one can see that the discharge in the entrance is smaller caused by the much smaller variation of the waterlevel all over the channel length.

	Amplification factor at the end of the channel	Discharge at the entrance of the channel (m <sup>3</sup> /s)	Difference with the previous solution (m <sup>3</sup> /s)	Difference with the basic solution (m <sup>3</sup> /s)
Basic solution L = 75 km en B = 400 m	1.22	7952		
Widening till 500 m (section 14 en 15)	1.19	8000	+ 48	
Widening till 600 m (section 14 en 15)	1.17	8024	+ 24	+ 72
Widening till 700 m (section 14 en 15)	1.14	8042	+ 18	+ 90
Widening till 900 m (section 14 en 15)	1.08	8015	-27	+ 63
Widening till 1100 m (section 14 en 15)	1.02	7963	-52	+ 11
Widening till 1500 m (section 14 en 15)	0.94	7843	-120	-109
L = 55 km en B = 400 m	1.28	6730		-1222
L = 55 km and widening till 700 m	1.20	7950		-2

table 1

At last the system length of the channel has been changed from 75 kilometre to 55 kilometre (the results are shown in table 1).

That means a direct change in the system length/wavelength ratio. This causes a decrease of the amplification factor and of the friction at the closed end of the channel. The decrease of storage area causes a decrease in discharge and therefore smaller, friction losses (especially in the first two or three sections of the system), decreasing the resistance in the whole system. The final result is: The tidal differences will increase.

The discharge in the entrance is almost equal to that of the basic solution in spite of a decrease of the internal storage area. This decrease also causes less resistance. Due to these facts the amplitudes of the waterlevel are less damped and the discharge becomes larger.

In figure 5 the basic solution is compared with the decreased system length (larger amplification factor). The amplitude of the variation of the waterlevel is plotted as function of the length of the channel.

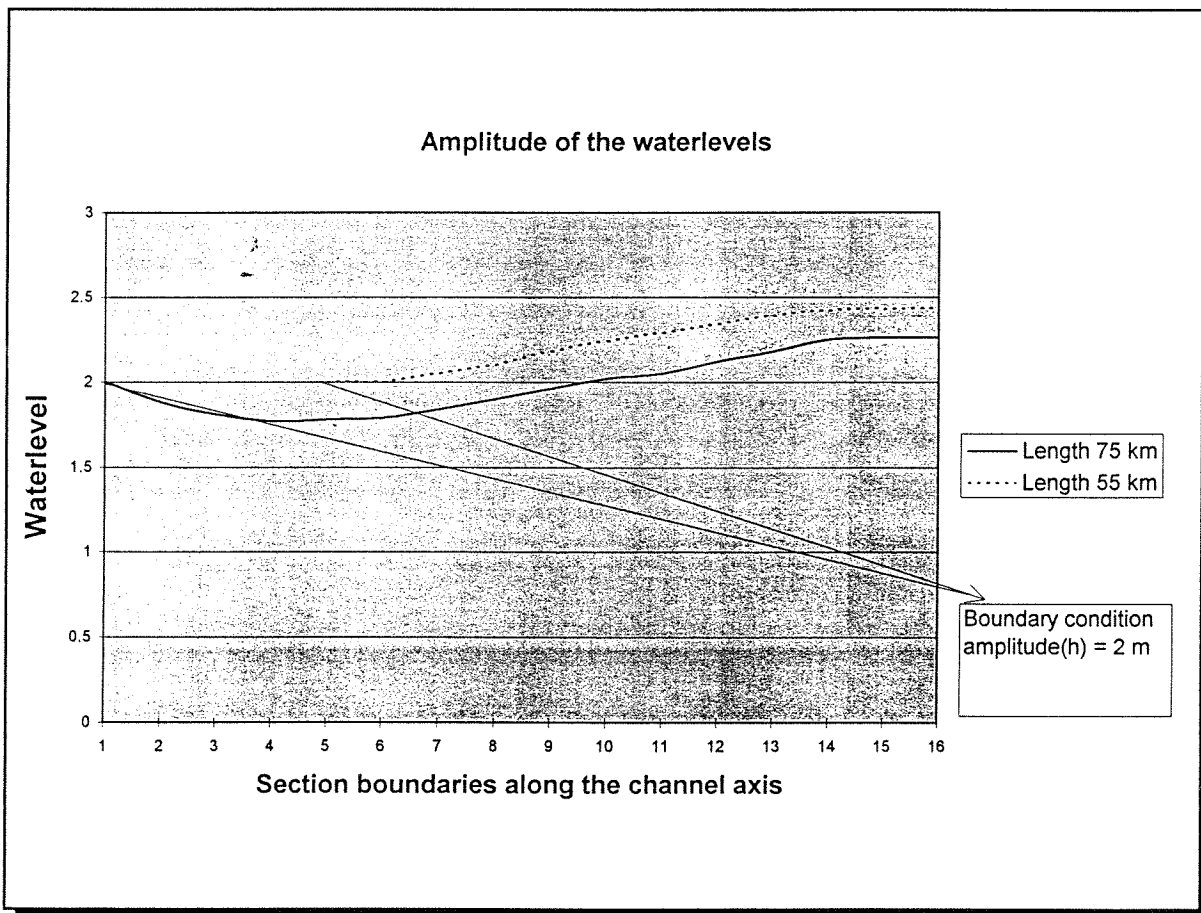


Figure 5

In figure 6 the discharge is plotted as function of the length.

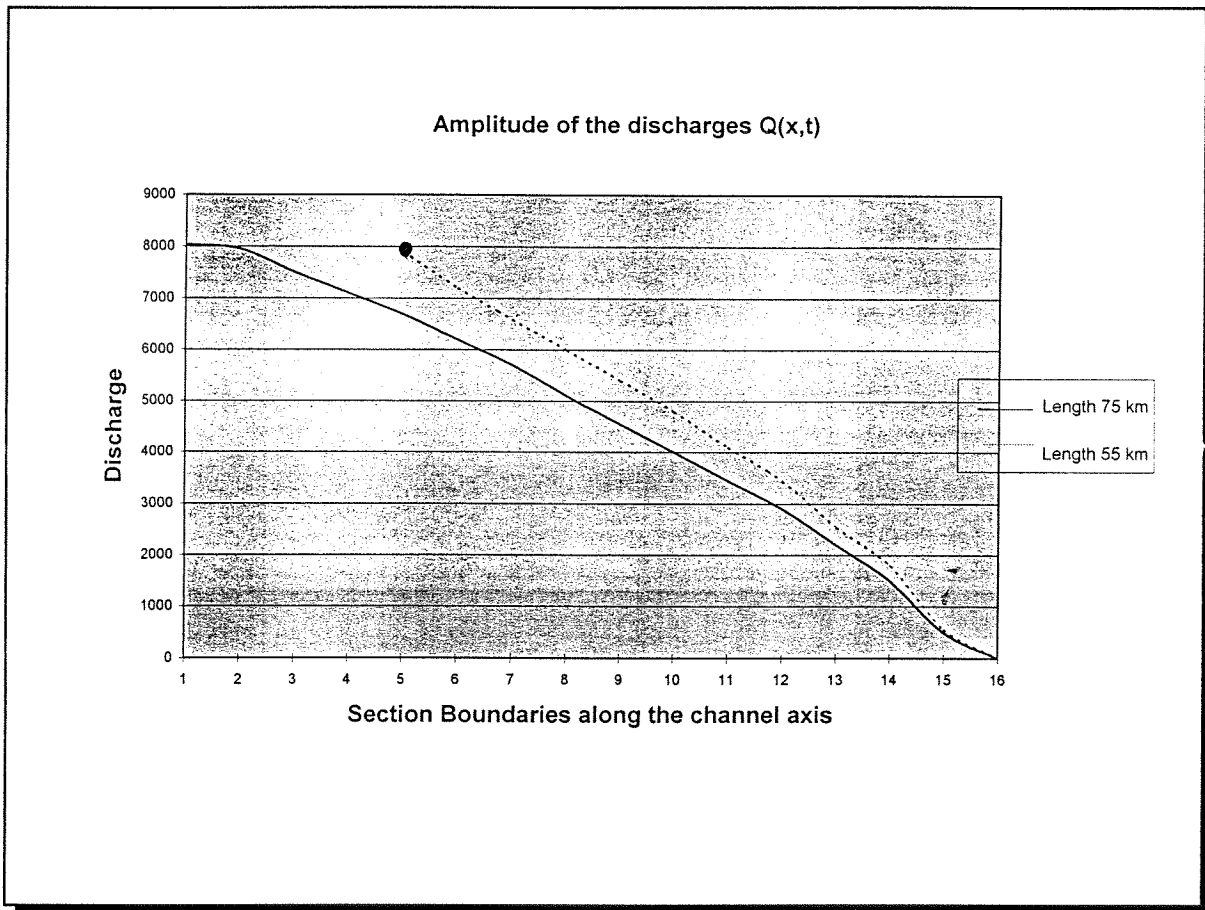


Figure 6

- [ref. 1]: In Dutch: Verslag Staatscommissie Zuiderzee 1918-1926, Prof. H.A. Lorentz, Alg. Landsdrukkerij, 's Gravenhage.
- [ref. 2]: " Tidal Computations in Rivers and Coastal Waters"; Dr. J.J. Dronkers, North Holland Publ.Cie., Amsterdam, 1964.
- [ref. 3]: User Interface PACOS; Verspuy, C and Kasbergen C.; Proceedings of the First International Conference on Hydro Informatics, Delft, the Netherlands, September 19-23 1994.  
For reference 3 see appendix A
- [ref. 4]: In Dutch: USER INTERFACE TRECOS WESTERSCHELDE, Verspuy C. en Kasbergen C.; TU Delft, augustus 1995.

# **APPENDIX A**

## **The User Interface PACOS**

# User interface PACOS

C. Verspuy & C. Kasbergen

Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Netherlands

**ABSTRACT:** A problem analysis interface called PACOS, which has been created in 1993 for educational and also engineering (design) purposes, is presented. PACOS concerns 1D tidal propagation in network systems and can be modified to get products for (tidal) wave resonance and for flood wave analysis also.

## 1. INTRODUCTION

The first numerical and analytical models for unsteady flow in network systems have been developed in the Netherlands between 1918 and 1926 (Lorentz 1926). Since that time the mathematical models have been improved (Dronkers 1964, Abbott 1979) and recently a long-lasting cooperation led to the presentation of a user-friendly PC-package DUFLOW (IHE 1989, ICIM 1992). The heart of the simulation package DUFLOW is based on a four-point implicit finite difference representation of the 1D shallow water hydrodynamic equations (ICIM 1992). DUFLOW Version 2.0 (including water quality processes, which are not discussed in this paper (ICIM 1992)) is used by about 200 teams in practice.

Caused by the modern personal computers the calculation times have been decreased enormously. That was the main reason to create a new interface, which makes it possible to use a personal computer interactively during a problem analysis design process. The project Problem Analysis with Computer Organized Simulations (PACOS), additionally sponsored by Delft University of Technology, resulted in an user interface, which was applied successfully at the end of 1993 for an effective use of simulations in education.

## 2. TIDAL PROPAGATION IN NETWORK SYSTEMS

Since 1986 special attention has been paid to the tidal propagation in lagoons and in a number of

small scale tidal irrigation systems (Lobrecht 1986, Suryadi 1987). An analog physical problem at a larger scale and including detailed measurements has been studied in the Netherlands (Verspuy 1989).

These systems have in common that a large (internal) storage area is connected (via secondary canals) with a tidal inlet (primary canal). The primary canal debouches into a wide estuary or sea in which the tidal level variations are (almost) independent of the discharge in the system.

The small scale irrigation system IRRSYS drawn in Figure 1 consists of 18 sections and represents the physical properties (see Figure 2) of the systems mentioned above. The total storage area of a large number of tertiary canals is divided and added to the storage area of sections 5 to 8, 10 to 13 and 14 to 18.

At node 1 the water level as a function of time is well known. A diurnal tide is considered, so the tidal period equals 24 hours. The mean water level equals reference level ( $h_0 = 0$ ).

The boundary conditions are:

■ node 1 :  $h_1(t) = \hat{h}_1 \cos(\omega \cdot t - \kappa_1)$  in which  
 $\hat{h}_1 = 1.00$  m,  $\kappa_1 = 0$  and  
 $\omega = 2\pi/(86400 \text{ s}) = 0.73 \cdot 10^{-4}$   
rad/s

■ node 9, 14 and 19 :  
 $Q_9(t) = Q_{14}(t) = Q_{19}(t) = 0$  .

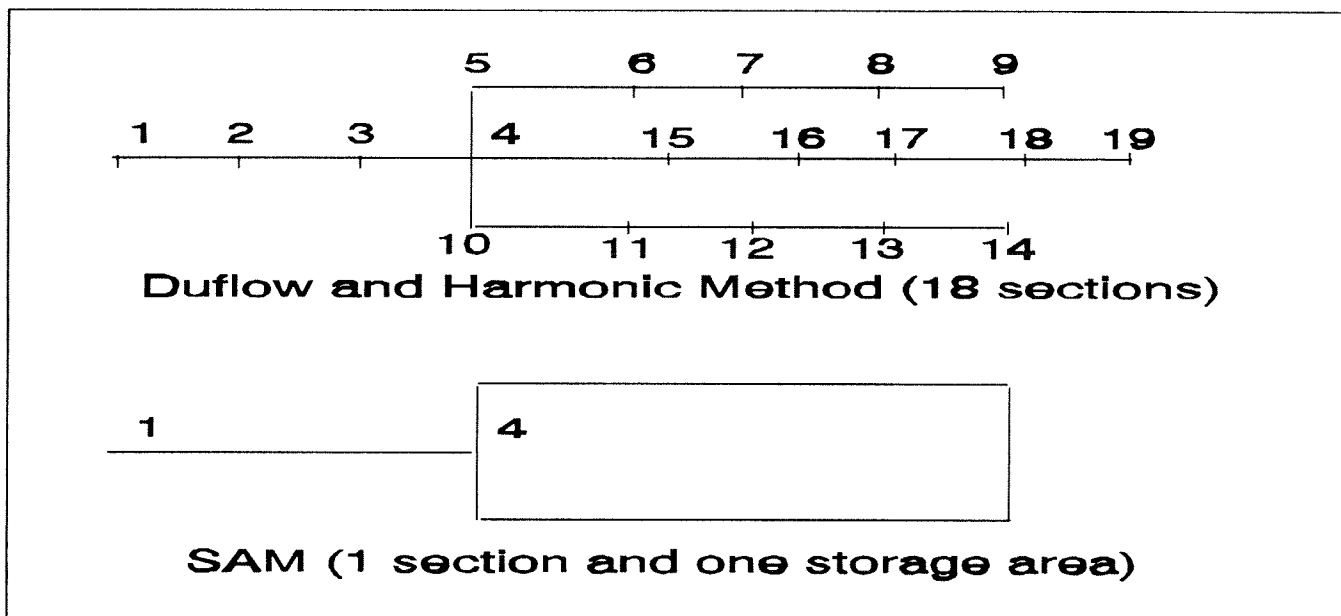


Figure 1. The different models of IRRSYS according to different calculation methods.

	Begin	End	Length (m)	Chézy ( $\sqrt{m/s}$ )	Flow width (m)	Storage width (m)	Depth (m)
1	1	2	1000	40	10	10	3
2	2	3	1000	40	10	10	3
3	3	4	1000	40	10	10	3
4	4	5	2000	40	10	10	3
5	5	6	1000	40	10	80	3
6	6	7	1000	40	10	80	3
7	7	8	1000	40	10	80	3
8	8	9	1000	40	10	80	3
9	4	10	2000	40	10	10	3
10	10	11	1000	40	10	80	3
11	11	12	1000	40	10	80	3
12	12	13	1000	40	10	80	3
13	13	14	1000	40	10	80	3
14	4	15	1000	40	10	80	3
15	15	16	1000	40	10	80	3
16	16	17	1000	40	10	80	3
17	17	18	1000	40	10	80	3
18	18	19	1000	40	10	80	3

Figure 2. Data of canal configuration IRRSYS, DUFLOW and Harmonic Method.



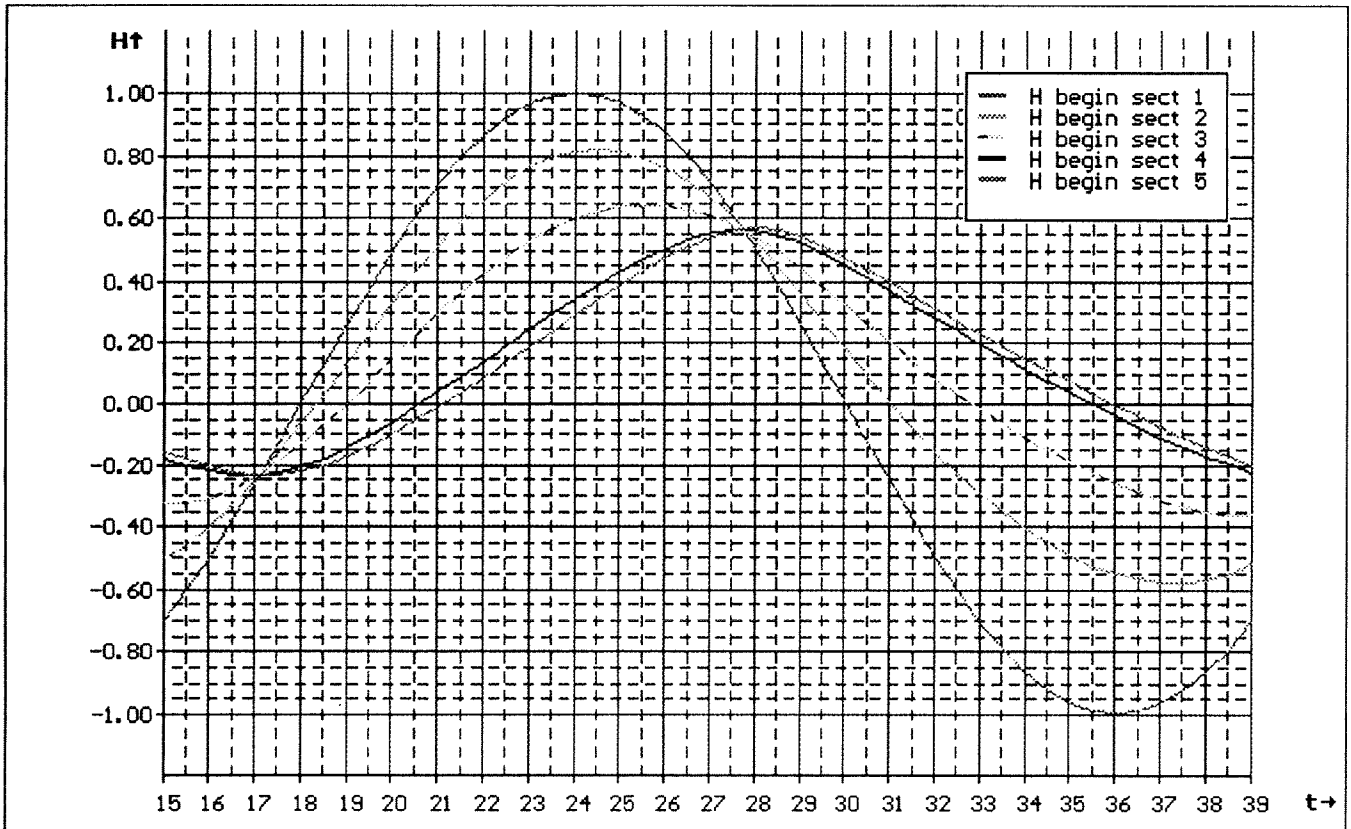


Figure 3. Water levels in five different cross-sections.

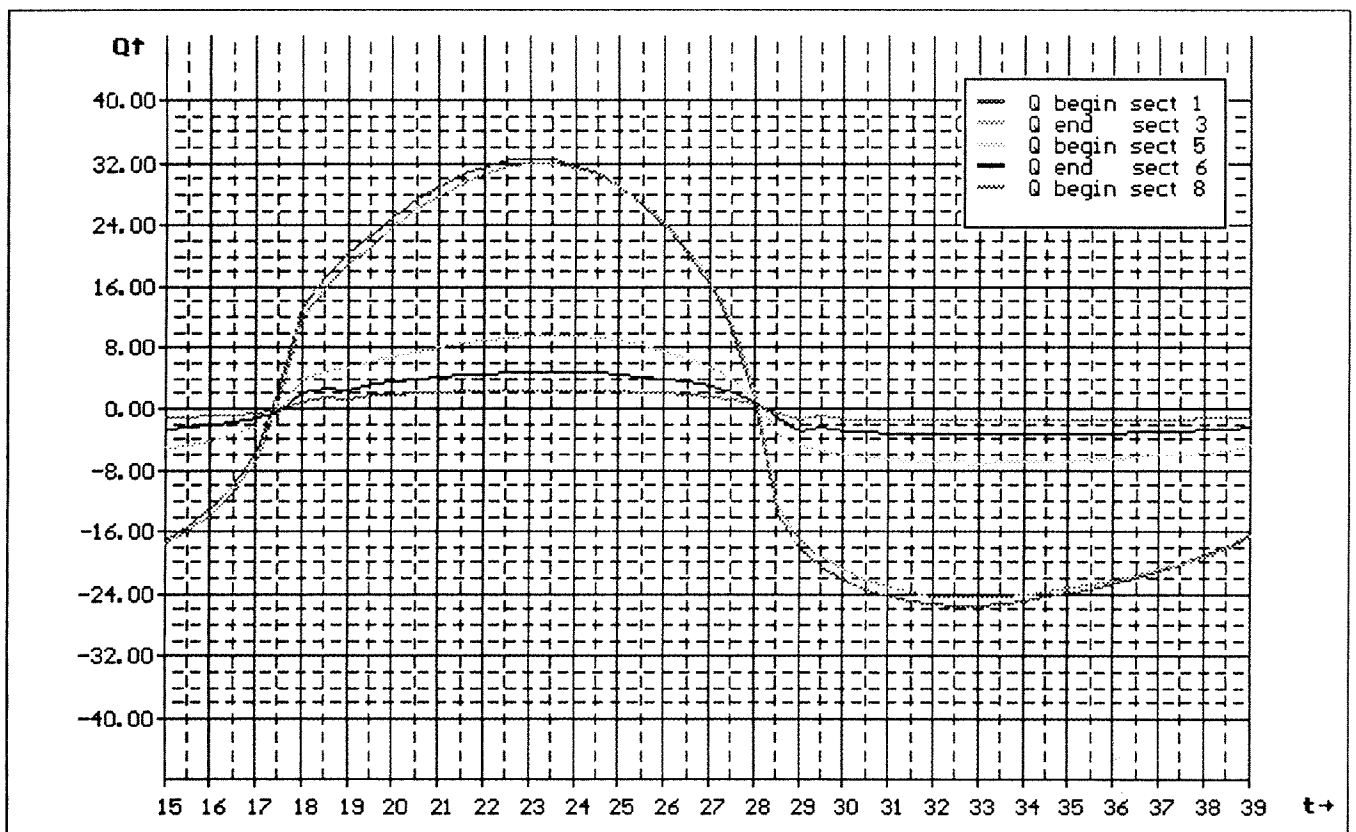


Figure 4. Discharges in five different cross-sections.

The initial conditions are:  $h(x,0) = 0, Q(x,0) = 0$ .

The water level variation in time of the periodical solution at 5 nodes of the system IRRSYS is presented in Figure 3. The tidal propagation is characterized by a large dampening and a large phase shift over the tidal inlet (section 1, 2 and 3).

In section 4 to 18 the influence of friction and acceleration is relatively small (small water level gradient).

When the internal tidal range (e.g. the difference of maximum and minimum water level at node 4) is compared with the tidal range at the boundary (node 1) we find:  $(0.84 \text{ m})/(2.00 \text{ m}) = 0.42$ . This value agrees with the results of analytical solutions (see below).

---

The amplification factor:

$$\frac{\hat{h}_4}{\hat{h}_1} = \frac{1}{\sqrt{((1-\omega^2MF)^2 + (\omega KF)^2)}}$$

The phase shift ( $\kappa_1 = 0$ ):

$$\kappa_4 = \arctan \frac{\omega KF}{1 - \omega^2 MF}$$

With

$$K = \frac{8L}{3\pi (CA)^2 R} \hat{Q}$$

$$\text{and } M = \frac{L}{gA}$$

---

Figure 5. The amplification factor and phase shift calculated with SAM.

Figure 4 gives the discharge through each of the cross-sections at 5 nodes of the network IRRSYS as a function of time.

The discharges are presented at the beginning or the end of the different sections, which have been indicated by means of "1B", "3E", etc.

The total storage area of the sections 4 to 18 is

relatively large compared with the storage area of the sections 1, 2 and 3. As a consequence the discharges in the tidal inlet are relatively large and almost constant in the x-direction.

Based on a comparison of different results, including the results of the Harmonic Method (Dronkers 1964) and of a non-linear model simulation by DUFLOW, a 'simple analytic model' (SAM) is available for stating predictions concerning IRRSYS during the problem analysis procedure (see Figures 1 and 5).

The analytical solution based on SAM can be calculated as follows:

$$\text{Take } \omega = 0.73 \cdot 10^{-4} \text{ rad/s, } L = 3000 \text{ m,} \\ d = 3 \text{ m, } A = 30 \text{ m}^2, C = 40 \sqrt{\text{m/s}}, \\ F = 108 \cdot 10^4 \text{ m}^2 \text{ and } \hat{Q} = 30 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\text{Then } K = 0.0283 \text{ s/m}^2 \text{ and } M = 10.194 \text{ s}^2/\text{m}^2;$$

$$\text{So } \hat{h}_4/\hat{h}_1 = 0.41 \text{ and } \kappa_4 = 67^\circ.$$

The predictions based on SAM (Figures 1 and 5) stated within a few minutes prove to be in good agreement with the results of excessive calculations based on detailed (non-linear) models, that contain 18 sections. The expression underlying SAM can be used successfully to predict the tidal difference in the interval nodes of the system IRRSYS after changing one, two or more of the following parameters: internal storage (F), length of the tidal inlet (L), cross-sectional area of the tidal inlet (A), hydraulic radius (R), friction forces calculated with Chézy's coefficient (C), acceleration of gravity (g), the amplitude of the discharge ( $\hat{Q}$ ) and the tidal frequency ( $\omega$ ).

Prior to starting PACOS, users have to prepare some parameter variations individually and use SAM to state predictions of the (tidal) amplification factor and the amplitude of the discharge (with  $\hat{Q}_1 \approx \hat{Q}_3 \approx F \cdot \omega \cdot \hat{h}_4$ ).

Considering sections 1, 2 and 3 of the tidal inlet (see Figure 6) and paying attention to the dominating friction, overall aspects concerning the non-linear dampening in the system are important.

An analytical solution gives an estimation of the amplification factor of about 0.40, which creates a good insight concerning the dampening caused by the main physical parameters of the system.

The results of a linear model give no information

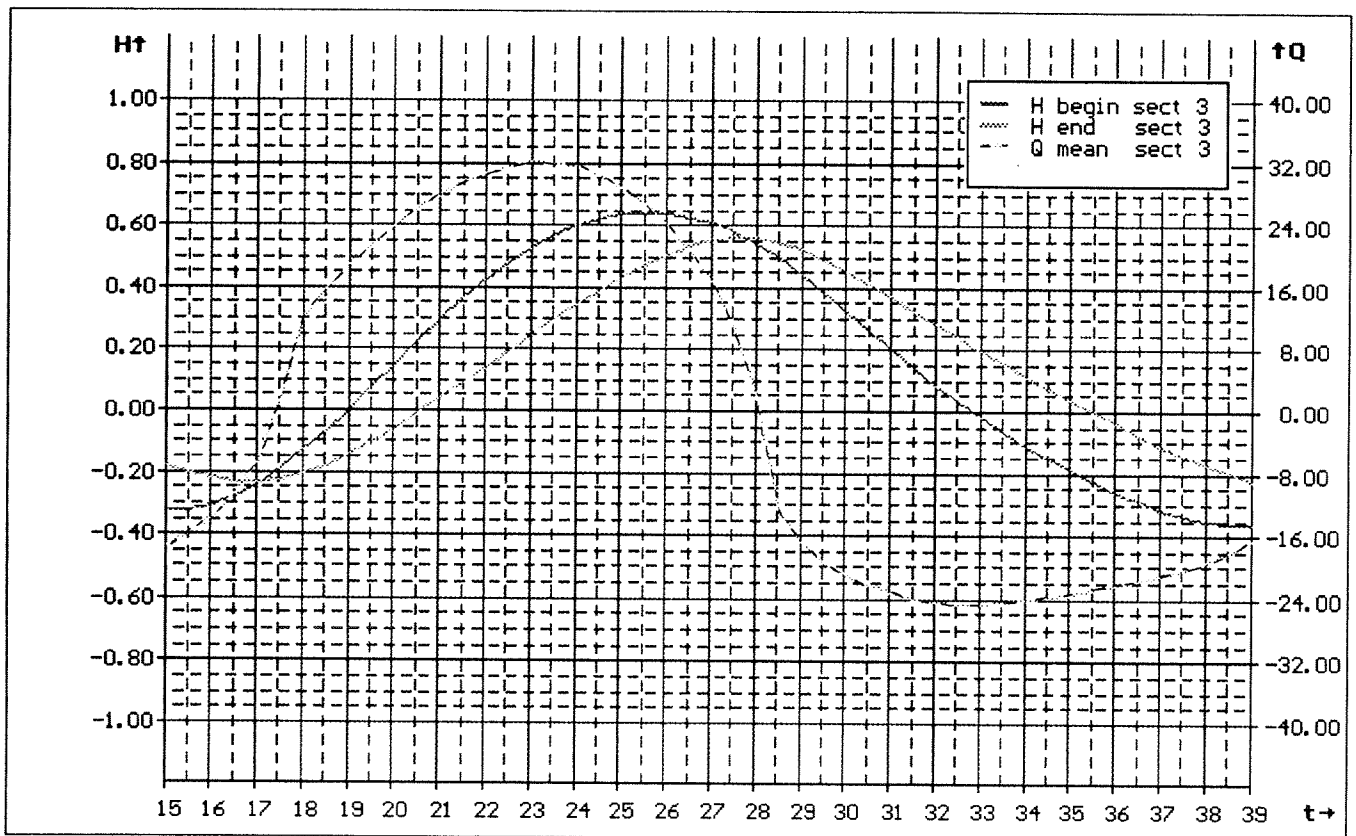


Figure 6. The waterlevels and the mean discharge in section 3.

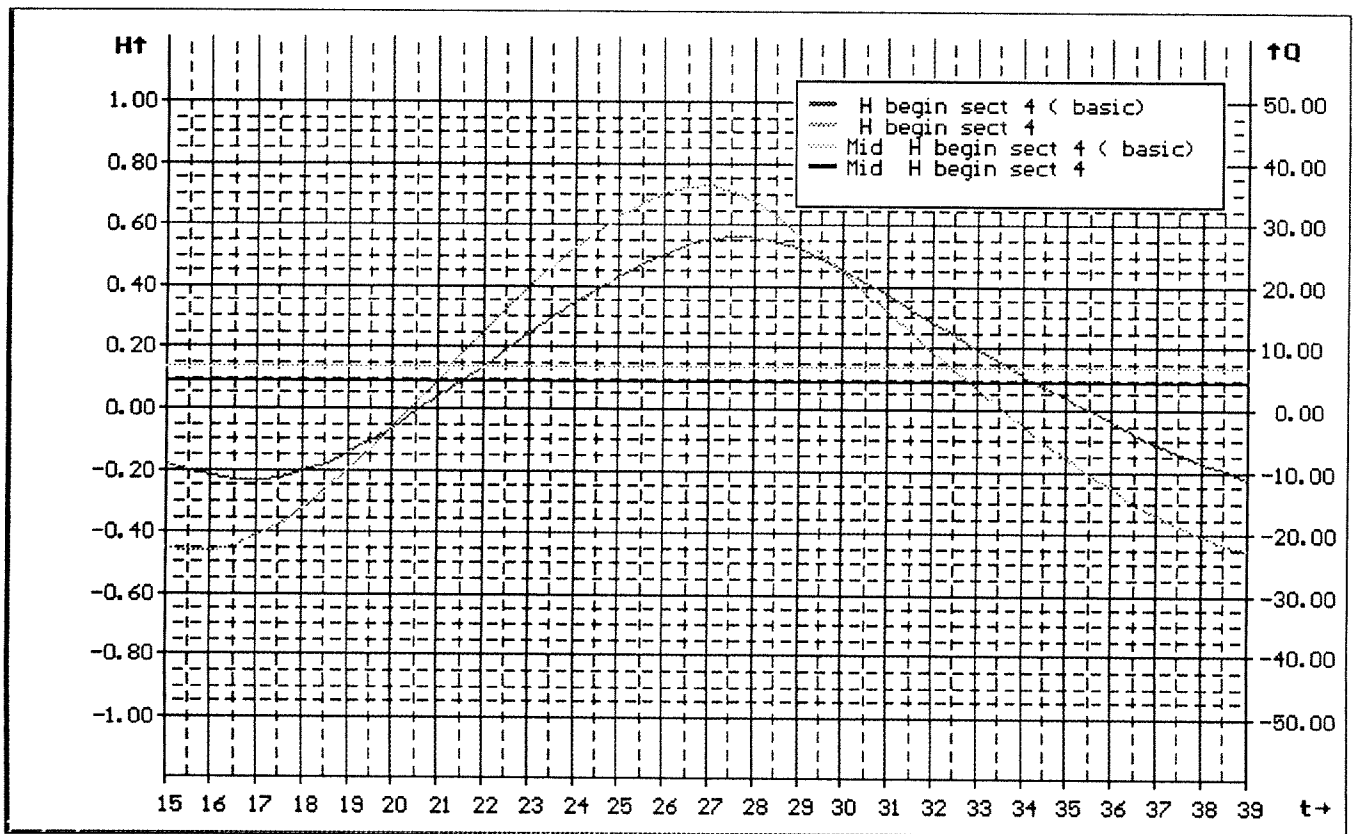


Figure 7. The distortion and the mean water level gradients in two different cases.

concerning the distortion of all functions and the mean water level gradient (which is relatively large in systems like IRRSYS) caused by non-linear influences. In Figure 7 the distortion and the mean water level gradient is presented in two different cases.

### 3. THE PACOS CONCEPT

The new idea was to stimulate the self-instruction regarding mathematical and physical aspects of the phenomena ( during the first two weeks of a course ) based upon problem analysis. In combination with lectures and assignments extra stimulus is offered by using a new form of study called Problem Analysis with Computer Organized Simulations (PACOS). Students learn to use analytical models effectively, because they are forced to give predictions before it is allowed (in the interface) to run the non-linear simulation model.

In a short period of time much attention has to be paid to predictions by means of analytical solutions and to comparisons with output data, including graphs, before and after simulations over a number of cycles (steps). Three days are available in which each of a maximum of 200 students have access to a computer for two hours. Their experiences can be discussed during the lectures at the end of the fourth week already.

Due to the PACOS concept and some extra study the following advantages have been reached:

- early experience with predictions in combinations of non-linear solutions,
- growing appreciation of analytical solutions,
- early attention towards and individual experiences with problem analysis.

### 4. USER INTERFACE PACOS

The new user interface PACOS is built upon the heart of a simulation package to support the user in four ways:

- it presents assignments to change parameters freely,
- it forces to state predictions before running a new simulation,
- it simplifies the complexity of input and output,
- it presents questions in order to interpret simulation results.

Within the user interface (see menus Figure 8) ten

cycles in total are presented as assignments. In the first 6 assignments the user is asked to think of a variation of IRRSYS by changing one parameter in one or more sections. The user is free to choose any one of the available parameters and is free to decide upon the magnitude of the change (only very extreme changes are not accepted). In assignment 7 and 8 two parameters can be changed simultaneously.

Changing the internal storage area together with the frequency and predicting the tidal range and the discharge in the tidal inlet the physical insight concerning the system is completed.

The two final assignments are of a total different nature: instead of analyzing changes in IRRSYS, the user has to construct a variation of IRRSYS that reaches a certain goal. An example of such a goal is: the velocity in the tidal inlet has to become smaller than e.g. 0.5 m/s. The values of all design parameters have been given except for one, which has to be determined before the simulation. The proposal has to be checked by means of the simulation results.

Without the user interface PACOS one single simulation takes e.g. one hour. With PACOS in only 1.5 hours a maximum of 10 coherent assignments, including design targets, can be completed.

The PACOS interface is very flexible. For example a lecturer can use a simple editor to create questions to be presented along with graphs prepared by PACOS. General questions support the user in interpreting the output, by directing his attention at interesting aspects of the graphs (see Figure 9). These graphs are illustrating a number of important physical aspects of wave propagation (e.g. distortion and other non-linear aspects).

It has been investigated whether the new user-interface was adequate, which gave positive conclusions. A large number of participants (approximately 75%) were able to complete the 10 gradually more complex assignments within the time limit of 1.5 hours. Forcing a student to state a prediction in an effective way to stimulate problem analysis was the main challenge, which has been achieved. Students reported that the way to control the PACOS user interface was clear and simple. Most of the students did appreciate the interpretation questions along with the graphs of PACOS. It has to be noted that all the participants were very grateful using the flexible programs of PACOS in 1993 and that the original ideas were implemented efficiently. The interface PACOS creates unique experiments by students in a very effective way.

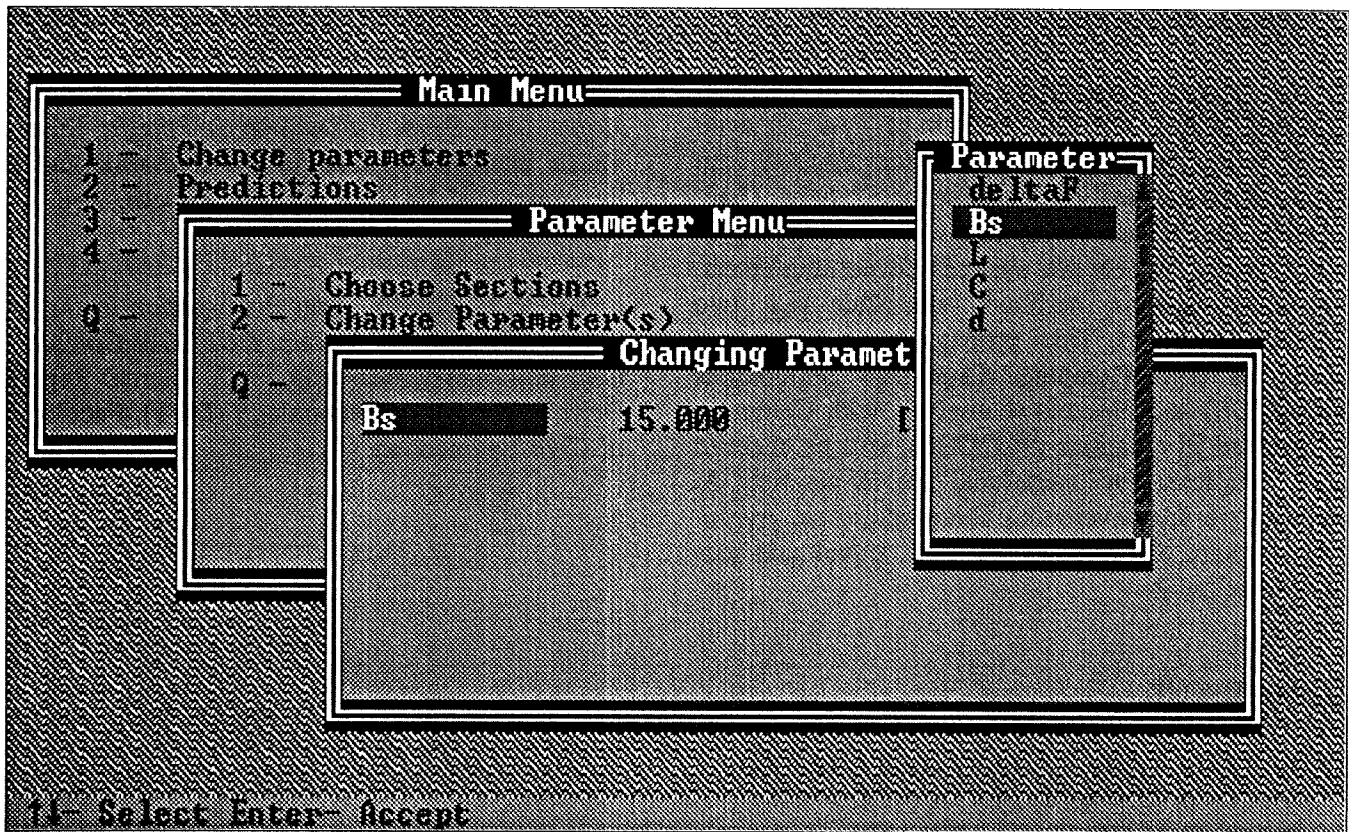


Figure 8. The layout of the PACOS User Interface.

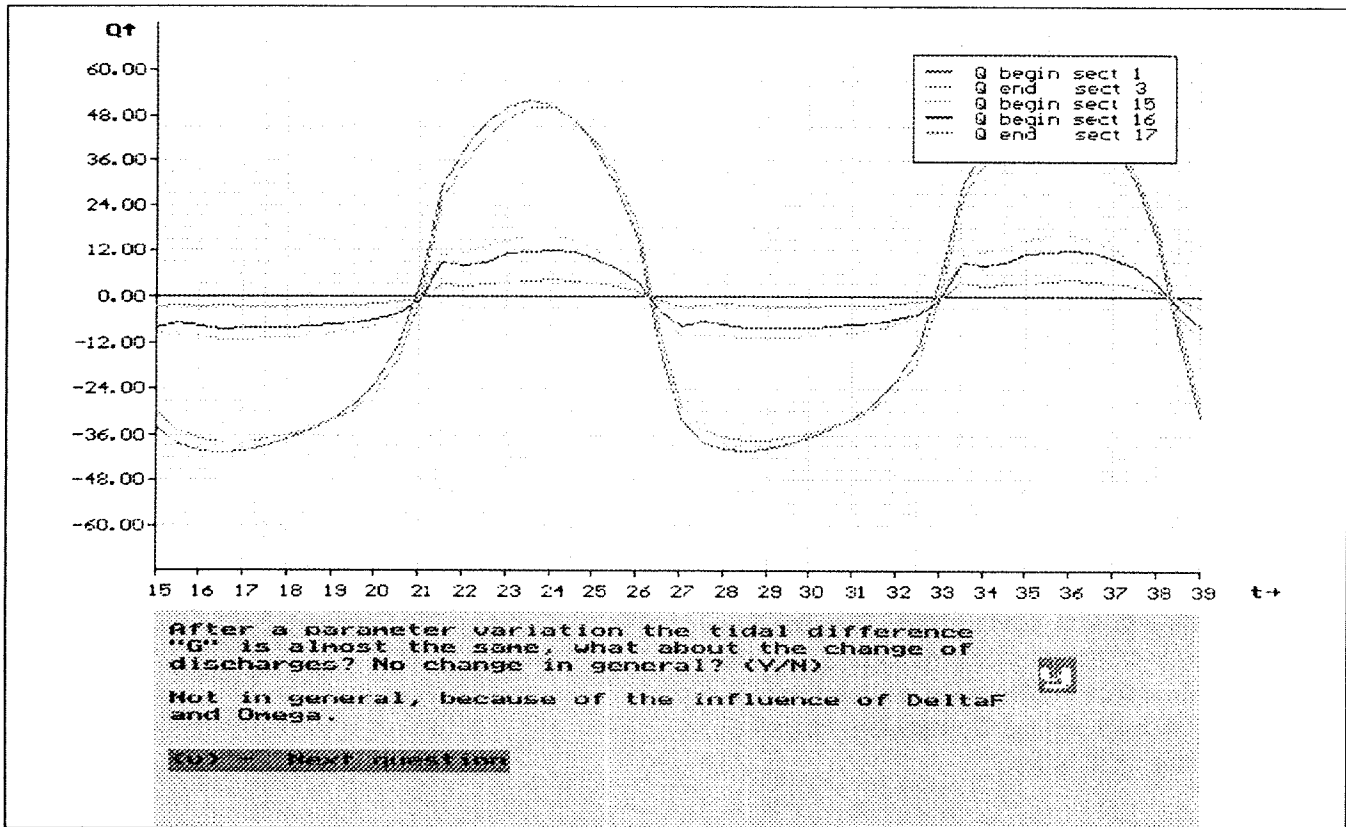


Figure 9. Interpretation questions are shown in combination with graphs.

## 5. FINAL REMARKS

In the future cooperation with different users in practice will make the concept of PACOS even more effective. The user interface PACOS can be modified to analyse harbour oscillations ("seiches"), tidal waves, flood waves etc. propagating in the sections of network systems concerning rivers, estuaries, lagoons, harbours, etc. This year two modified products, Tidal propagation in Rivers and Estuaries with Computer Organized Simulations (TRECOS) and Floodwave analysis with Computer Organized Simulations (FLOCOS), will be checked and completed for operational use in practice. At present we are developing some additional graphical software for floodwaves, tidal waves and harbour oscillations.

## REFERENCES

- Abbott, M.B. (1979). *Computational Hydraulics, Elements of the Theory of Free Surface Flows*. London: Pitman Publishing Limited.
- Dronkers, J.J. (1964). *Tidal Computations, in Rivers and Coastal Waters*. Amsterdam: North-Holland Publishing Company (New York: John Wiley & Sons).
- ICIM (1992). *User Manual DUFLOW 2.00, A Micro-Computer Package for the Simulation of One-Dimensional Unsteady Flow and Water Quality in Open Channel Systems*. Rijswijk (NL): ICIM - Informatics Centre for Civil and Environmental Engineering.
- IHE (1989). *User Manual DUFLOW 1.00, A Micro-Computer Package for the Simulation of One-Dimensional Unsteady Flow in Channel Systems*. Delft (NL): IHE - International Institute for Infrastructural, Hydraulic and Environmental Engineering.
- Lobrecht A.H., Mak W. and Verspuy C. (1986). *Tidal Propagation in Open Canal Systems, Analysis of water levels and flow rates in canal elements of Sumatran reclamation projects with an analytic computer model*. Symposium "Lowland Development in Indonesia".
- Lorentz, H.A. (1926). *Verslag Staatscommissie Zuiderzee 1918-1926*. (Report of the Government Zuiderzee Commission, in Dutch), The Hague (NL): Staatsdrukkerij.
- Suryadi, ir. F.X. (1987). *A Mathematical Modeling Study for Upgrading of Tidal Irrigation/ Drainage System of Barambai-Seluang-Belawang-Muhur Unit, South Kalimantan, Indonesia*. MSc-Thesis International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering (IHE), Delft, The Netherlands.
- Verspuy ir. C. (1989). *Tidal Propagation in the Scheldt Rhine Canal System, DUFLOW Calculations and Measurements in 1987*. Internal Report, Delft University of Technology (DUT), Faculty of Civil Engineering.