

Omgaan met onzekerheden bij het ontwerpen van bodembescherming nabij kademuren



M.Sc. Thesis
A.A. Roubos, December 2006
TU Delft
Faculty of Civil Engineering and Geosciences
Section of hydraulic structures

Thesis committee:
Ir. J.G. de Gijt
Ir. H.J. Verhagen
Ir. T. Blokland
Drs. R. Booij
Prof.drs.ir. J.K. Vrijling

Voorwoord

De scriptie die voor u ligt, is het eindresultaat van een afstudeeronderzoek in het kader van mijn masteropleiding Civiele Techniek en Geowetenschappen aan de TU Delft. Dit onderzoek heb ik uitgevoerd bij het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam. Mede voor dit bedrijf heb ik de onzekerheden in het ontwerpproces van bodembescherming nabij kademuren onderzocht.

Het hoofdrapport gaat in beperkte mate in op de technische achtergronden van de geleverde prestaties. Lezers die geïnteresseerd zijn in deze achtergronden van het onderzoek worden verwezen naar de bijlagen van deze scriptie. Is men geïnteresseerd in de probabilistische ontwerpmethod, dan is vooral hoofdstuk 5 van belang. Wie tot slot vooral belang stelt in de resultaten van dit onderzoek, kan volstaan met het lezen van de inleiding, de conclusies en de aanbevelingen.

Tenslotte dank ik iedereen die geholpen heeft bij het totstandkomen van deze scriptie. Met name mijn familie, in het bijzonder mijn vriendin Elvira en mijn vader Arie Roubos, welke keer op keer bereid waren aandacht te besteden aan mijn theorieën en mijn scriptie van commentaar wilden voorzien. Daarnaast gaat mijn dank uit naar mijn afstudeercommissie. Niet alleen voor het leveren van tijd, kennis en begeleiding omtrent de onderzoeken, maar ook voor hun eerlijke en onafhankelijke beoordeling van al mijn activiteiten gedurende mijn afstudeerperiode.

Afstudeer commissie

Ir. T. Blokland	IGWR
Drs. R. Booij	TU-Delft
Ir. J.G. de Gijt	IGWR/TU-Delft
Ir. H.J. Verhagen	TU-Delft
Prof.drs.ir. J.K.Vrijling	TU-Delft

Rotterdam, december 2006,

Alfred Roubos

Inhoudsopgave

VOORWOORD.....	III
INHOUDSOPGAVE.....	IV
SAMENVATTING.....	VIII
SUMMARY	IX
LIJST VAN SYMBOLEN	X
1 INLEIDING	1
1.1 PROBLEEMSTELLING	2
1.2 TE BEANTWOORDEN VRAGEN IN DIT RAPPORT	2
1.3 DOELSTELLING	2
1.4 BEPERKING ONDERZOEKSGBIED	2
1.5 OPBOUW VAN HET RAPPORT	3
2 ONGEWENSTE GEBEURTENIS DOOR ONTGRONDING.....	5
2.1 ZAKKING VAN HET TERREIN ACHTER DE KADEMUUR	5
2.1.1 Slotopeningen.....	5
2.1.2 Piping.....	6
2.2 DEFORMATIES VAN DE KADEMUUR.....	7
3 EVALUATIE ONTWERPFORMULES	9
3.1 BELASTING DOOR HOOFDSCHROEF	9
3.1.1 Uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef.....	9
3.1.2 Hoofdschroefstraal evenwijdig aan kade	10
3.2 BELASTING DOOR BOEGSCHROEF	11
3.2.1 Boegschroefstraal loodrecht tegen kademuur.....	11
3.3 STERKTE VAN EEN BESTORTING	13
3.3.1 Ontwerpformule	13
4 REFERENTIE KADEMUUR	15
4.1 GEGEVENS BESTORTING AMAZONEHAVEN	15
4.2 CONTROLE ONTWERP BESTORTING AMAZONEHAVEN	16
4.2.1 Bruikbaarheid grenstoestand	16
4.2.2 Uiterste grenstoestand.....	16
4.2.3 Controleberekening.....	17
4.3 GEKOZEN BESTORTING VOLDOET NIET AAN DE HUIDIGE EISEN	18
4.4 TOEKOMST VERWACHTINGEN	18
4.5 HUIDIGE SITUATIE IN DE AMAZONEHAVEN	19
4.5.1 Resultaat ontgronding door boegschroef.....	20
4.5.2 Resultaat ontgronding door hoofdschroef.....	21
4.5.3 Resultaten algemeen.....	21
5 PROBABILISTISCH MODEL EN DATA ANALYSE	23
5.1 BETROUWBAARHEIDSFUNCTIE.....	23
5.2 MONTE CARLO BOEGSCHROEF MODEL	25
5.2.1 Afhangelijkheid tussen variabelen boegschroef.....	25
5.2.2 Onafhankelijke variabelen boegschroef.....	26
5.2.3 Niveau-II-methode.....	27
5.3 MONTE CARLO MODEL HOOFDSCHROEF	27
5.3.1 Afhangelijkheid tussen variabelen hoofdschroef.....	27
5.3.2 Onafhankelijke variabelen hoofdschroef.....	27
6 BOEGSCHROEF MODEL	29
6.1 KEUZE CONSTANTEN C_1 EN C_3	29

6.2	BEPALEN MOBILITEITSCOËFFICIËNT.....	30
6.3	KANS OP GERING TRANSPORT BREUKSTEEN 10-60KG	31
6.4	VEILIGHEID HUIDIGE ONTWERP METHODIEK	33
6.5	CONCLUSIE BOEGSCHROEF MODEL	35
6.6	AANBEVELINGEN BOEGSCHROEF BESTORTING	35
7	HOOFDSCHROEF MODEL	37
7.1	AANGEWEND VERMOGEN MET CONSTANTEN C_1 C_2 EN $\beta_{isb}=1,65$	38
7.2	AANPASSING CONSTANTEN C_1 C_2	39
7.3	VEILIGHEID HUIDIGE ONTWERPMETHODIEK.....	40
7.4	CONCLUSIE HOOFDSCHROEF MODEL	43
7.5	AANBEVELINGEN	43
8	KANS OP ONTGRONDING	45
8.1	OPSTELLEN FOUTENBOOM	46
8.2	ONTGRONDING DOOR DE BOEGSCHROEF	47
8.2.1	<i>Kans op niet vinden.....</i>	48
8.2.2	<i>Direct een ontgrondingskuil groter dan de laagdikte</i>	48
8.2.3	<i>Ontgrondingskuil door aanbrengfouten.....</i>	49
8.2.4	<i>Ontgrondingskuil en ontwerpfouten.....</i>	49
8.3	ONTGRONDING DOOR DE HOOFDSCHROEF	49
8.4	RISICOANALYSE ZONDER INVLOED KADEMUUR	51
8.4.1	<i>Aantal ontgrondingskuilen in 50 jaar</i>	51
8.4.2	<i>Benodigde rekenresultaten.....</i>	52
8.4.3	<i>Kosten per ontgrondingskuil</i>	53
8.4.4	<i>Vaststellen en evalueren van het risico</i>	54
9	NIET BESCHIKBAARHEID KADEMUUR.....	55
9.1	DEFORMATIES KADEMUUR TEN GEVOLGE VAN EEN ONTGRONDINGSKUIL	55
9.1.1	<i>Geometrie en invoer PLAXIS</i>	56
9.1.2	<i>Resultaten ontgrondingskuil van 3,5m en terreinbelasting</i>	60
9.1.3	<i>Conclusies en aanbevelingen</i>	61
9.2	ZAKKINGEN ACHTERLAND	62
9.2.1	<i>Opbarsten en piping</i>	62
9.2.2	<i>Heave</i>	66
9.3	RISICOANALYSE MET INVLOED KADEMUUR	69
9.3.1	<i>Benodigde rekenresultaten.....</i>	69
9.3.2	<i>Herstellkosten niet beschikbaarheid kademuur.....</i>	70
9.3.3	<i>Vaststellen en evalueren van het risico</i>	70
10	CONCLUSIE	73
10.1	TE BEANTWOORDEN VRAAG IN DIT RAPPORT	73
10.2	DOELSTELLING	73
10.3	CONCLUSIE ALGEMEEN.....	73
10.3.1	<i>Boegschroefstraal belasting</i>	74
10.3.2	<i>Hoofdschroefstraal belasting</i>	76
11	AANBEVELINGEN.....	79
11.1	ONDERZOEKERS EN ONTWERP FORMULES	79
11.2	CONSTRUCTEURS VAN ADVIES- EN INGENIEURSBUREAUBUREAUS.....	80
11.2.1	<i>Boegschroef ontwerpformule.....</i>	80
11.2.2	<i>Hoofdschroef ontwerpformule.....</i>	81
11.3	TOEZICHTHOUDERS EN DIRECTIEVOERDERS	81
11.4	BEHEERDERS	81
	REFERENTIES	83
	LIJST VAN FIGUREN	89

LIJST VAN TABELLEN	91
BIJLAGE A: DATA ANALYSE.....	93
A.1 METHODE DER KLEINSTE KWADRATEN	93
A.2 COVARIANTIE EN CORRELATIE	94
A.3 SCATTERPLOTS EN REGRESSIELIJNEN	95
BIJLAGE B: EVALUATIE HUIDIGE ONTWERP FORMULES.....	103
B.1 BELASTING DOOR HOOFDSCHROEF	103
B.2 BELASTING DOOR BOEGSCHROEF.....	116
BIJLAGE C: DIMENSIONEREN STEEN BESTORTING	119
C.1 HUIDIGE ONTWERP FORMULE	119
C.2 TURBULENTIE EN ISBASH	119
C.3 KRITISCHE STABILITEITSCOËFFICIËNT EN LITERATUUR.....	124
BIJLAGE D: 3D STROMING ROND EEN AFVAREND SCHIP.....	127
BIJLAGE E: ANALYSE LODINGEN AMAZONEHAVEN FASE 1A	135
E.1 ONDUIDELIJKE SITUATIE IN 1998	135
E.2 CONCLUSIE BETREFFENDE ONZEKERHEDEN	136
E.3 ONDERHOUD DOOR HET HAVENBEDRIJF	136
E.4 PERIODE MAART 1998- JULI 1999	136
E.5 PERIODE JULI 1999-JULI 2000	137
E.6 PERIODE JULI 2000-OKTOBER 2002	138
E.7 PERIODE OKTOBER 2002- JUNI 2006	138
E.8 CONCLUSIE	139
BIJLAGE F: MANOEUVREREN NABIJ KADEMUREN	145
F.1 INVLOED WIND EN STROOM.....	145
F.2 SLEEPDIENSTEN	146
F.3 MANOEUVREREN MET EEN BOEGSCHROEF	146
F.4 MANOEUVREREN MET EEN HOOFDSCHROEF	146
F.5 AFMEERPROCEDURE ZONDER SLEEPDIENSTEN	147
F.6 AFVAARMANOEUVRE ZONDER SLEEPDIENSTEN	148
BIJLAGE G: REGISTRATIES.....	151
G.1 AANKOMST	151
G.2 VERTREK.....	154
G.3 EVALUATIE/CONCLUSIES	157
BIJLAGE H: “GERING TRANSPORT” BOEGSCHROEF MODEL	161
BIJLAGE I: “GERING TRANSPORT” HOOFDSCHROEF MODEL.....	165
BIJLAGE J: INGEVULDE FOUTENBOMEN	167
BIJLAGE K: MATLAB CODE.....	175
K.1 BOEGSCHROEF MODEL	175
K.2 HOOFDSCHROEF MODEL.....	179
K.3 OPBARSTEN PIPING EN HEAVE	183

Samenvatting

Gedurende het ontwerpproces van bodembescherming nabij kademuren krijgt de constructeur te maken met diverse onzekerheden. Hij moet zowel rekening houden met toekomstige schaalvergroting van de scheepvaart, ontwerpformules die maar in beperkte mate aan de praktijk zijn getoetst en veiligheidseisen die aan een de kademuur worden gesteld. Belangrijk is dat de constructeur inzicht heeft in de te kiezen invoervariabelen van de ontwerpformules, zodat een weloverwogen ontwerp gemaakt kan worden.

Om dit benodigde inzicht te vergroten worden de ontwerpformules en belangrijker de keuze van de invoervariabelen vergeleken met een probabilistische ontwerpmethodologie voor een bodembescherming van een referentie kademuur. Door diverse bodembeschermingen nabij kademuren te toetsen aan de deterministische ontwerpformules werd een bodembescherming gevonden die niet meer aan de huidige eisen van de ontwerpformules voldoet. Een studie naar de lodingen wees uit dat de bestorting van deze referentiekade niet in een stabiele toestand verkeerde gedurende de periodieke belasting door de scheepvaart.

Het vergelijken van de referentie kade met de probabilistische benadering verliep niet geheel soepel. Een eerste probabilistische benadering wees uit dat veel correlatie bestaat tussen een aantal invoervariabelen. Dit wil zeggen dat een groter type schip ook een grotere schroef heeft en hierdoor een grotere schroefstraal belasting kan veroorzaken. Diverse relaties tussen de invoervariabelen zijn opgesteld wat resulteerde in een tweede benadering. Volgens deze benadering is er een grote verschilfactor tussen “begin van bewegen” en het daadwerkelijke “transport” van stenen. Dit wil zeggen dat een bepaald type schip de stenen wel kan laten bewegen maar nog niet voor een grote ontgrondingskuil kan zorgen. Hierdoor bestaat de mogelijkheid te ontwerpen met een mobiliteitscoëfficiënt, zodat bodembescherming zo kan worden ontworpen dat een bepaalde toestand ongewenst is en enige beweging van stenen acceptabel is.

Wanneer een bodembescherming nabij een kademuur ontworpen wordt, is een integrale aanpak gewenst. De ongewenste gebeurtenissen ten gevolge van een ontgrondingskuil naast een kademuur kunnen ervoor zorgen dat de kademuur bezwijkt of tijdelijk niet beschikbaar is. Deze gebeurtenissen kunnen enerzijds leiden tot grote herstelkosten aan de bodembescherming en de kademuur. Anderzijds worden er grote economische verliezen verwacht voor de terminal. Een eerste benadering van de ongewenste gebeurtenissen en de gevolgen hiervan heeft uitgewezen dat de bodembescherming ontworpen moet worden voor een geringe kans op de toestand “begin van beweging”. Dit kan vertaald worden naar: “frequente ontgrondingskuilen naast de kademuur zijn ongewenst”.

Wellicht kan het toepassen van het probabilistische model in combinatie met het doelgericht uitvoeren van lodingen leiden tot het oplossen van de onzekerheden in de ontwerpformules en leiden tot optimalisatie van het aantal lodingen. Enerzijds kan wanneer het aantal lodingen geoptimaliseerd wordt, besparing van kosten worden verkregen. Anderzijds kunnen de ongewenste effecten van schaalvergroting worden verminderd. Door de tijdsperiode tussen een loding en het ontstaan van een ontgrondingskuil te verkorten, blijven de veiligheidseisen, gesteld aan de kademuur, gewaarborgd.

Summary

During the design process of bottom protection near quay walls a civil engineer has to deal with several uncertainties. For example he must take into account the future scaling up of vessels, limited available practical tests to relate the current design formulas to practical applications and the demands for guarantying the safety of the quay wall. It is important that the engineer will get more insight in the choice of the input variables in the design formulas. Only then a well considered design for bottom protection can be made.

To enlarge this insight in the design formulas and more important the choice of the input variables in these formulas, a probabilistic approach is compared to a reference bottom protection near a quay wall. Therefore several bottom protections near quay walls have been investigated with the deterministic design formulas. One bottom protection didn't satisfy the demands of stability required to guarantee a stable bottom protection. A study with soundings of the bottom level indicated that this bottom protection isn't stable at all during the periodic loads caused by vessels.

The comparing of these results didn't went easy. A first probabilistic approach indicated that a strong correlation exists between a number of input variables. This means that a larger ship also has a larger propeller and therefore a larger load will occur. Several relations between the import variables have been established, this resulted in a second approach. According to this approach a large difference was found between the "threshold of movement" and the truly "transport" of stones. This means that a certain type of vessels can cause "stone movement", but still not a large scour hole. Now the possibility exists to introduce a mobility parameter to a bottom protection. In this way a bottom protection can be designed which can be related to a certain undesirable condition and for example "some movement" of stones is acceptable.

When a bottom protection near a quay wall has to be designed an integrated design is highly recommended, because the undesirable events of a scour hole besides a quay wall can lead to failure or temporarily unavailability of the quay wall. These events can lead on one hand to large reparation costs to bottom protection and the quay wall. On the other hand large economic losses are expected for the terminal. A first approach of the undesirable events has shown the impact of a scour hole beside a quay wall. To guaranty safety, the design must satisfy a small probability of the condition "threshold of motion" of stones in the bottom protection. This can be translated to: the frequently occurrences of scour holes are undesirable besides a quay wall.

A possibility to combine the application of the probabilistic model with a targeted implementation of bottom depth soundings can lead to solving the uncertainties in the design formulas and to optimisation of the total number of soundings. On the one hand it is possible to reduce the costs by reducing the number of soundings. On the other hand it is possible to reduce undesirable impact of the scaling up of vessels. In fact this means, by shortening the time period between a sounding and the occurrence of a scour hole. So the safety demands to the quay wall remains guaranteed.

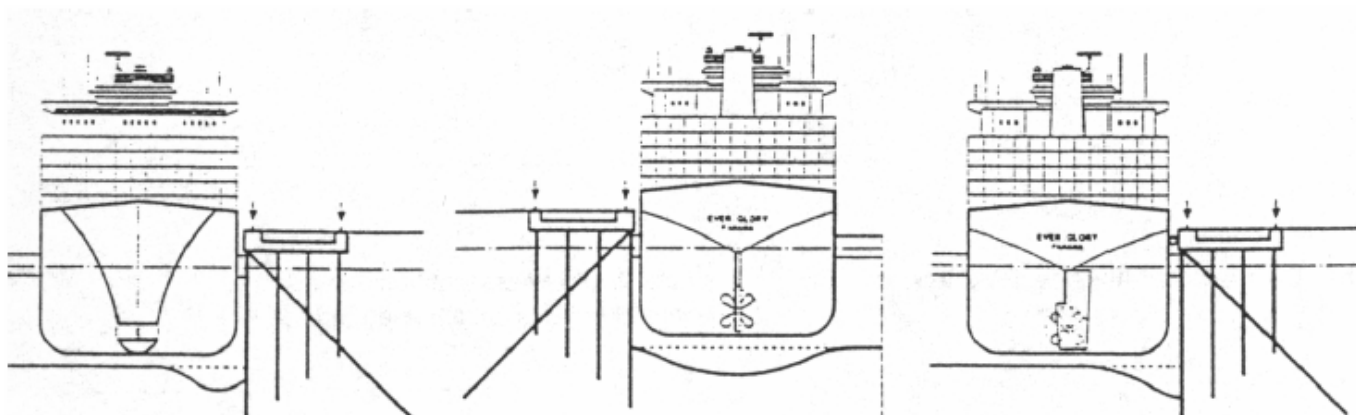
Lijst van symbolen

$\hat{a}$	factor bepaald door methode der kleinste kwadraten [-]
$\hat{b}$	constante bepaald door methode der kleinste kwadraten
B	stabiliteitscoëfficiënt Isbash zonder invloed turbulentie [-]
B_s	breedte van een schip [m]
C_1	factor voor de uitstroomsnelheid [-]
C_2	factor maximale bodemsnelheid hoofdschroef [-]
C_3	factor maximale bodemsnelheid boegschroef [-]
d	diepgang van een schip [m]
D_0	diameter van de straal kort achter de schroef [m]
D_{50}	mediane steen diameter [m]
$d_{\max}$	maximale diepgang van een schip [-]
D_s	diameter van de schroef [m]
$d_{\text{werkelijk}}$	werkelijke diepgang van een schip [-]
f	aangewend percentage moter vermogen[-]
f	correctiefactor die de toename van de stroomsnelheid in rekening brengt [-]
g	valversnelling [m/s^2]
h_b	bodemniveau [m+NAP]
h_{pb}	hoogte van de schroefas boven de bodem [m]
h_w	waterstand [m+NAP]
J	voortschrijdingcoëfficiënt [-]
k	hoogte van de schroefas boven de kiel [m]
k	aantal ontgrondingskuilen [-]
k	kinetische turbulentie energie [m^2/s^2]
K_Q	schroefaskoppelcoëfficiënt [-]
K_T	stuwkrachtcoëfficiënt [-]
L_H	horizontale afstand van de turbulentie invloed [m]
L_y	verticale afstand van de turbulentie invloed [m]
n	aantal coördinaten [-]
n	aantal manoeuvres [-]
n	toerental [1/s]
p	factor overschrijdingsfrequentie van een normaalverdeling [-]
P	aangewend motorvermogen per schroef [W]
$P(f)$	kans op onderschreiding [-]
Q	schroefaskoppel [Nm]
R	sterkte betrouwbaarheidsfunctie
r_u	relatieve turbulentie intensiteit [-]

S	belasting betrouwbaarheidsfunctie
β	stabiliteitscoëfficiënt [-]
$\beta_{ls,cr}$	kritische stabiliteitscoëfficiënt [-]
β_{isb}	mobilitetsscoëfficiënt [-]
T	stuwkracht [kN]
U'	turbulente snelheids fluctuatie[m/s]
U_0	stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
U_A	intreesnelheid voor de schroef [m/s]
$U_{b,max}$	maximale snelheid boven de bodem [m/s]
$U_{b,max, enkel}$	$U_{b,max}$ in de situatie van één enkele schroef [m/s]
$U_{bmax,gem}$	gemiddelde maximale snelheid boven de bodem [m/s]
U_{gem}	maximale snelheid boven de bodem [m/s]
$U_{gem;berekend}$	tijdsgemiddelde maximale snelheid boven de bodem [m/s]
U_{mom}	momentane snelheid [m/s]
v	opwaartse stroomsnelheid boven de bodem [m/s]
x_i	x-coördinaat data analyse
X_i	invoervariabele betrouwbaarheidsfunctie
x_{pk}	afstand van de schroef tot de kademuur [m].
y_i	y-coördinaat data analyse
Z	betrouwbaarheidsfunctie
ε	dissipatie van turbulentie [-]
ρ_s	dichtheid van bestorting [kg/m ³]
ρ_w	dichtheid van water [kg/m ³]
Δ	relatieve dichtheid stortsteen[-]
μ_x	gemiddeldewaard variabele x
σ_x	standaarddeviatie variabele x
ψ	mobilitetsscoëfficiënt uniforme stroming[-]
ψ_c	kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld Shields [-]
ψ_{LHc}	kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld door Hoffland [-]
ψ_{WLc}	kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld door WL/Delft Hydraulics [-]
ϕ_E	coëfficiënt voor meevoering [-]

1 Inleiding

De laatste jaren is er sprake van een toename van de belasting op de havenbodem. Deze toename wordt uitgeoefend door de schroefstralen van afvarende en afmerende containerschepen. In de eerste plaats is dit het gevolg van de schaalvergroting in de scheepvaart, dat wil zeggen de komst van schepen met grotere diepgang, grotere schroefdiameters en groter schroefvermogen. Een andere belangrijke oorzaak is de toename van de manoeuvreerbaarheid van de schepen, doordat zij beschikken over een boeg- en/of hekschroef. Schepen die voorheen begeleid werden door sleepboten varen nu onder gunstige omstandigheden op eigen kracht de haven binnen. De toegenomen belastingen, dat wil zeggen de hogere stroomsnelheden boven de bodem, kunnen eerder leiden tot ontgrondingen, aangezien er grotere hoeveelheden bodemmateriaal getransporteerd kunnen worden.



Figuur 1.1: Ontgronding door boegschroef, hoofdschroef en combinatie hoofdschroef roer

De bovenstaande figuur geeft een overzicht van de belastingssituaties waarbij een schip op eigenkracht de kade kan verlaten. Omdat de lengte van een schip in het algemeen aanzienlijk groter is dan de diepgang, is in de situatie met sleepboten de stroming tussen de kademuur en het schip grotendeels tweedimensionaal. Wanneer het schip afvaart, stroomt het water overwegend loodrecht naar de kade tussen de onderzijde van het schip en de havenbodem. Een vergroting van de diepgang van de schepen zal dan leiden tot hogere snelheden boven de bodem. Echter bij schepen die beschikken over boeg- en hekschroeven is de stroming meer geconcentreerd waardoor de stroomsnelheden aan de voet van de kademuur in deze situatie aanzienlijk hoger zijn en meer driedimensionaal. De straal uit de boeg- of hekschroef staat vaak loodrecht op de kade, bevindt zich op enige afstand boven de bodem en wordt gedeeltelijk naar de bodem afgebogen. Op de plaats waar de afgebogen straal de bodem treft, treedt de meeste erosie op. Toch is het moeilijk om een goede schatting te geven van de stroomsnelheden en de ontgrondingen naast de kademuur. Dit is in de eerste plaats het gevolg van de beperkingen van de huidige ontwerpformules omdat deze nog onvoldoende aan de praktijk zijn getoetst. Voor de schatting van de maximale diepte van de ontgrondingen zijn zelfs geen betrouwbare formules beschikbaar. In de tweede plaats zijn vaak de waarden toegekend aan de invoervariabelen, die vaak onzeker of onbekend zijn. Voorbeelden hiervan zijn het ingeschakelde schroefvermogen, scheepsdiepgang, schroefdiameter en de stabiliteitscoëfficiënt.

1.1 Probleemstelling

Momenteel bestaat er veel onduidelijkheid over de betrouwbaarheid van de huidige ontwerpformules van bodembescherming nabij kademuuren. In het bijzonder zijn de waarden van de invoervariabelen, tot op heden, niet duidelijk gedefinieerd. De gevolgen komen tot uiting in de fase onderhoud en beheer van een kademuur. De waarborging van de veiligheidseisen die gesteld worden aan de kademuur maken het noodzakelijk de bodembescherming integraal te ontwerpen met de kademuur.

1.2 Te beantwoorden vragen in dit rapport

De hoofdvraag luidt:

- *“Hoe betrouwbaar zijn de ontwerpformules van bodembescherming nabij kademuuren?”*

De subvragen luiden:

- *“Komt het feitelijke stabiliteitsniveau van een bodembescherming nabij een kademuur overeen met het stabiliteitsniveau at wordt berekend met de huidige ontwerpformules?”*
- *“Wat zijn de meest kritieke invoervariabelen in de huidige ontwerpformules?”*
- *“Hoe verhouden de faalcondities van de kademuur zich tot de ontwerpformules voor bodembescherming nabij kademuuren?”*

1.3 Doelstelling

Door het opstellen van een probabilistisch model wordt inzicht verkregen in de invloed van elke invoervariabele. De uitvoer van het probabilistische model geeft inzicht in de veiligheid van de huidige ontwerpformules. Een eerste interactie tussen bodembescherming en de kademuur wordt gemaakt. Op basis van een risicoanalyse wordt naar een oplossing gezocht voor de te kiezen ontwerpstrategie.

1.4 Beperking onderzoeksgebied

Door de verwerving van registraties van manoeuvrerende containerschepen kan meer inzicht worden verkregen in de invoervariabelen van de ontwerpformules. Daarom staat centraal bij de keuze van een bodembescherming dat een probabilistische benadering gemaakt wordt voor een bestorting nabij een kademuur ten behoeve van containeroverslag.

1.5 Opbouw van het rapport

Om de bovenstaande doelstelling te bereiken en antwoorden te verkrijgen op de hoofdvragen in dit rapport, worden allereerst in hoofdstuk 2 beschreven waarom een bodembescherming noodzakelijk is. Om een bestaande bodembescherming te kiezen en te controleren wordt in hoofdstuk 3 eerst inzicht verkregen in de ontwerpformules voor het dimensioneren van een bestorting. Om een probabilistische benadering te maken voor een bestaande bodembescherming wordt een referentie kademuur gekozen in hoofdstuk 4. Voor deze referentiekade wordt een studie gedaan naar de toestand waarin de bestorting momenteel verkeerd. Het opstellen van de probabilistische modellen vindt plaats in hoofdstuk 5. De rekenresultaten van de het model voor de boegschroef en de hoofdschroef worden besproken in respectievelijk hoofdstuk 6 en 7. Hoofdstuk 8 zal ingaan op de kans op een ontgroning en de keuze van het type bestorting. De gevolgen van een ontgrondingskuil worden beschreven in hoofdstuk 9. Op basis van de voorgaande hoofdstukken worden conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan.

2 Ongewenste gebeurtenis door ontgronding

Wanneer de stroomsnelheid boven de aangebrachte bestorting een zogenaamde kritieke waarde overschrijdt, wordt de bodembescherming lokaal door de schroefstaal belasting veroorzaakte stroming meegevoerd. Dit transport leidt tot een ontgronding. De diepte van de ontgronding wordt groter naarmate de stroomsnelheden hoger zijn en de stroming langer duurt. Bij gelijkblijvende stroomsnelheden tegen de kade neemt de toename van de ontgrondingsdiepte in de tijd echter af, omdat het bodemmateriaal uit de ontgronding tegen de helling van de kuil op moet worden getransporteerd. Daarnaast worden de stroomsnelheden op de bodem als gevolg van de ontgronding, afhankelijk van de grootte van de ontgronding, mogelijk verlaagd. Ontgrondingen kunnen leiden tot de volgende ongewenste gebeurtenissen:

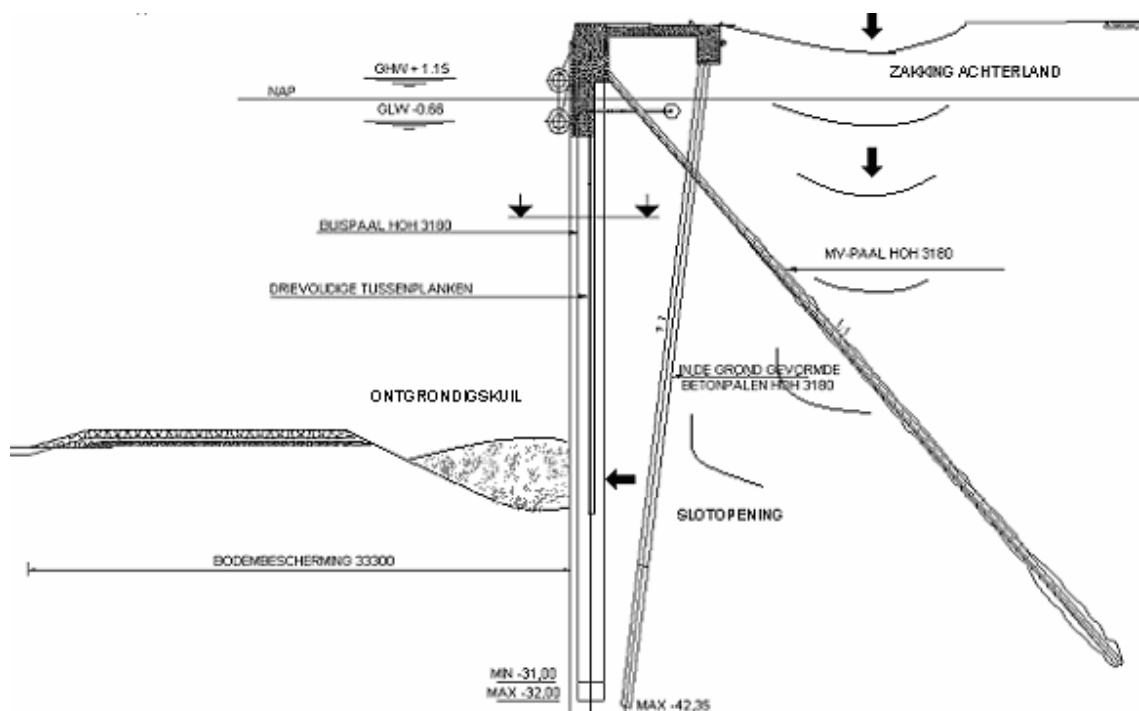
- Zakkingen van het terrein achter de kademuur;
- Deformaties van de kademuur.

2.1 Zakking van het terrein achter de kademuur

Zakking van het terrein achter de kademuur ten gevolge van een ontgronding kan worden veroorzaakt door slotopeningen en door piping.

2.1.1 Slotopeningen

In het algemeen bestaat de kademuurconstructie gedeeltelijk uit een scherm van stalen damwandplanken. Bij de bouw van de kade, tijdens het inbrengen van de damwanden (heien of trillen), kunnen deze damwandplanken plaatselijk uit het slot lopen. Dit wil zeggen dat in de wand spleten kunnen ontstaan.



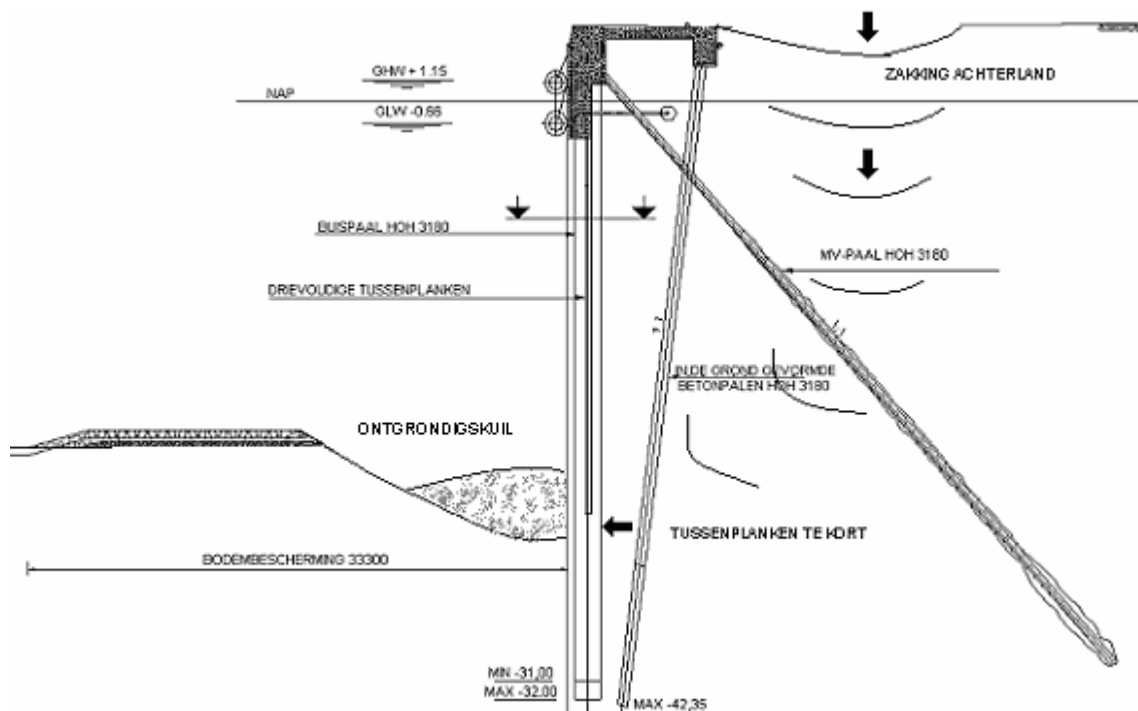
Figuur 2.1: Wegstromen van zand bij uit het slot gelopen damwand

In de praktijk wordt een damwand op slotopeningen geïnspecteerd, meestal tot aan de vrijgebaggerde bodem. Voor meer informatie over slotopeningen wordt verwezen naar Elprama [15]. Aangetroffen slotopeningen worden gerepareerd tot circa 1 m onder de constructiediepte van de kademuur. Een spleet, die zich beneden de havenbodem bevindt, wordt echter niet opgemerkt. Deze spleet komt bloot te liggen, wanneer ter hoogte van de spleet een ontgronding ontstaat. De ontgronding heeft tot gevolg dat grond van achter de damwand kan toestromen. Het nazakken van de grond achter de damwand kan leiden tot zakking van het terrein achter de kademuur, zoals weergegeven in de vorige figuur.

Het zakken van het terrein kan enige tijd worden tegengehouden door een stabilisatielaag of een samenhangende toplaag, waardoor achter de kademuur een gewelf ontstaat. Wanneer dit gewelf inzakt, zal het terrein plotseling bezwijken en zijn de negatieve gevolgen voor de activiteiten op het terrein groter dan wanneer geen gewelf ontstaat en het terrein geleidelijk nazakt.

2.1.2 Piping

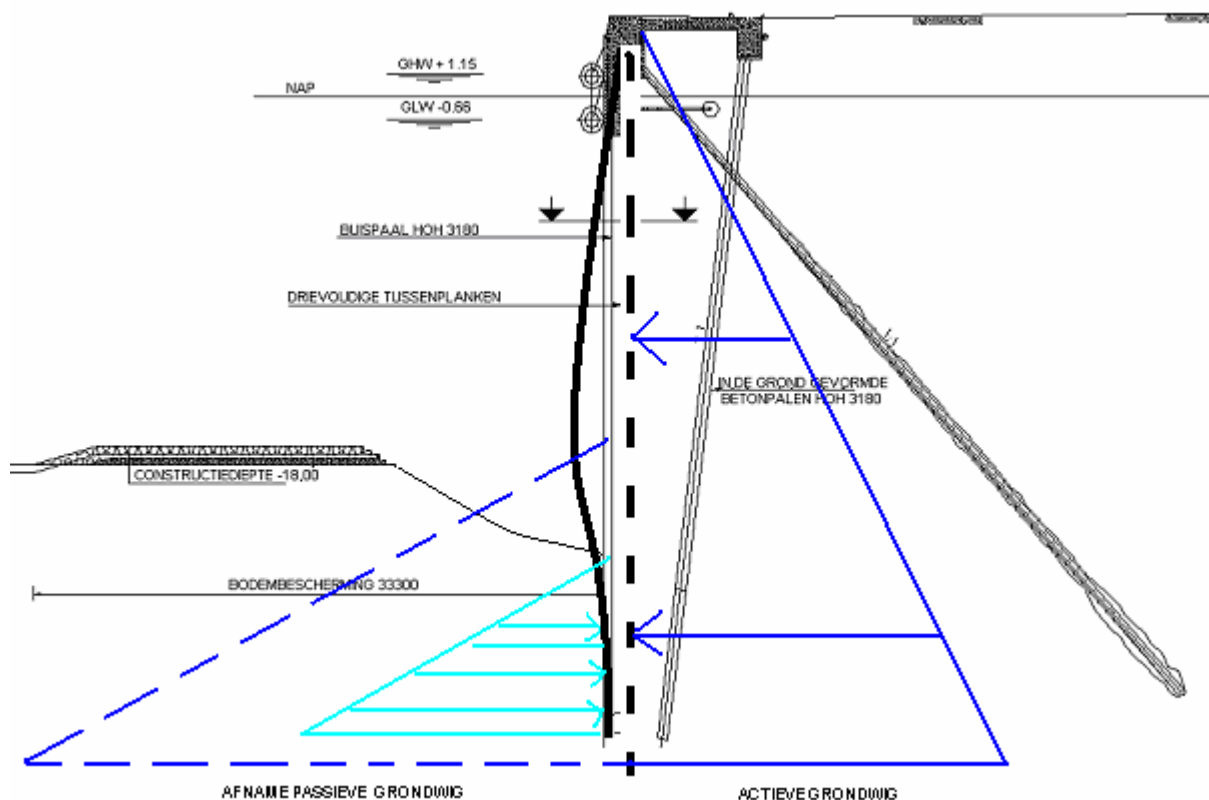
Veronderstel er een is verschil in grondwaterstand tussen de beide zijden van de kademuur, met als gevolg een grondwaterstroming van de kade naar de haven. Piping treedt op wanneer plaatselijk de opwaartse kracht op het bodemmateriaal, uitgeoefend door de grondwaterstroming, groter is dan de neerwaartse kracht door het eigengewicht onder water. Er ontstaat een soort pijp door uitgespoeld zand. Indien deze pijp reikt tot de onderzijde van de damwand dan zal zand van achter de damwand worden meegevoerd, met als gevolg zakking van het terrein. Wanneer in de damwand geen slotopeningen aanwezig zijn en/of zich geen ontgrondingen voor de wand bevinden, is het risico van piping in het algemeen verwaarloosbaar. Bij ontgrondingen en slotopeningen geldt dit echter niet, omdat het verhang van de grondwaterstroming hier groter is (kortere kwallengte).



Figuur 2.2: Wegstromen van zand bij piping

2.2 Deformaties van de kademuur

Ontgrondingen naast de damwand verkleinen de passieve grondwig voor de damwand, met als mogelijk gevolg een herverdeling van de krachten op de damwand. Deze herverdeling gaat meestal gepaard met horizontale vervorming van de kademuur, totdat een nieuw evenwicht is bereikt. De grootte van de horizontale vervorming is onder meer een functie van de grootte van de ontgraving, het type kademuur en de verankering van de kademuur. Bij de combiwand van bijvoorbeeld de Amazonehaven zijn de gelaste kokerprofielen en de ronde buizen dieper doorgezet dan de damwandplanken daartussen, met name omdat deze kokerprofielen en buizen, naast de funderingspalen, de verticale belastingen van de kade moeten dragen. De stijfheid van de kademuur is daardoor groter dan bij een kademuur opgebouwd uit alleen damwandplanken zonder verticaal draagvermogen. Deformaties ten gevolge van lokale ontgrondingen zullen bij bovengenoemde combiwand nihil zijn. Wanneer een kademuursectie als geheel naar voren verplaatst wordt, kan de kademuur schade oplopen. Ook kunnen kraanbanen gedeeltelijk onbruikbaar raken en kan de verplaatsing objecten op de kade, zoals kranen, beschadigen.



Figuur 2.3: Deformatie van de kademuur

Deformaties worden niet alleen veroorzaakt door ontgrondingen. Andere mogelijke oorzaken zijn een overschrijding van de toelaatbare terreinbelasting, een overschatting van de sterkte van de kademuur (ankerbreuk) of een te groot waterstandsverschil tussen beide zijden van de kademuur (onvoldoende drainage). Het beheersen of voorkomen van deformaties is niet mogelijk wanneer men alleen de ontwikkeling van de ontgrondingen registreert en de andere mogelijke oorzaken buiten beschouwing laat.

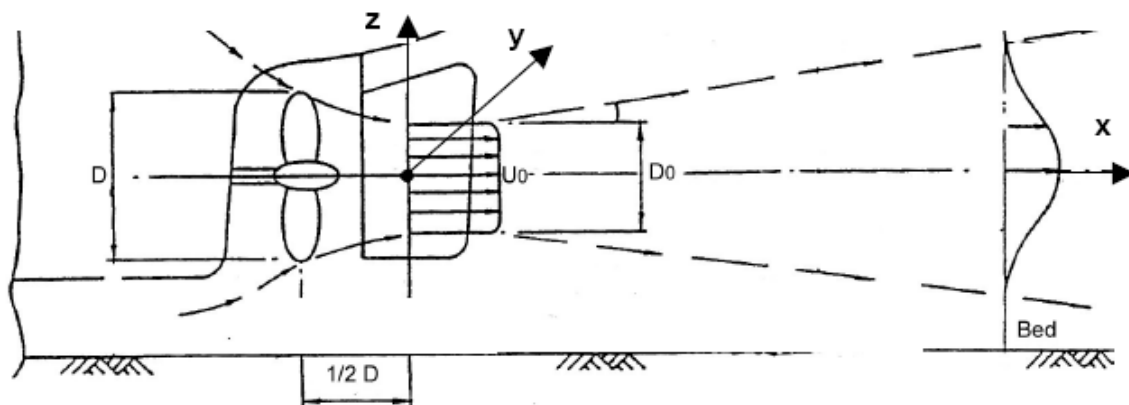
3 Evaluatie ontwerpformules

In dit hoofdstuk wordt een overzicht gegeven van de door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gehanteerde formules voor het berekenen van stroomsnelheden als gevolg van schroefstraal belasting en voor het dimensioneren van een bodembescherming. Omdat voor de constanten in deze ontwerpformules vaak een bovengrens is gekozen, zullen deze constanten herleidt worden en zal een standaardafwijking toegekend worden. **Voor gedetailleerde uitleg en de herkomst van de formules wordt verwezen naar bijlage B.**

3.1 Belasting door hoofdschroef

3.1.1 Uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef

De stroomsnelheid direct achter een schroef, ter plaatse van de maximale dwarscontractie van de straal, wordt berekend met de volgende relatie zoals wordt vermeld in Blokland [7]:



Figuur 3.1: Uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef

$$U_0 = C_1 \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad \text{met} \quad D_0 = D_s / \sqrt{2} \quad (\text{B.8})$$

Waarin:

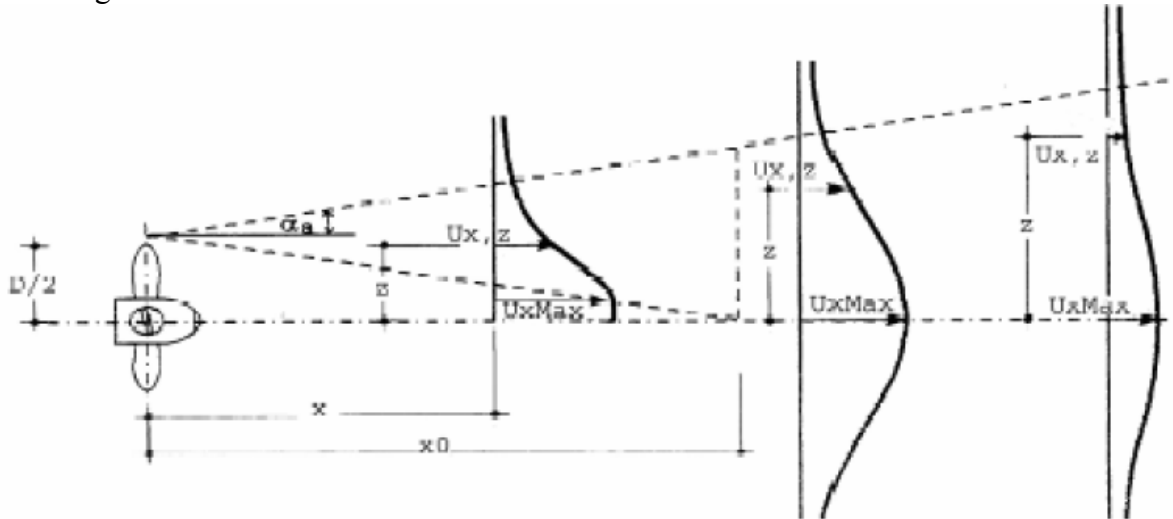
- U_0 = stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
- D_0 = diameter van de straal kort achter de schroef [m]
- D_s = diameter van de schroef [m]
- P = aangewend motorvermogen per schroef [W]
- ρ_w = dichtheid van water [kg/m³]
- C_1 = constante, IGWR hanteert 1,17 [-]

In bijlage B wordt de herkomst van de factor C_1 achterhaald. Dit resulteert in de volgende gemiddelde waarde en standaardafwijking:

$\mu_{C1} [-]$	1,033
$\hat{\sigma}_{C1} [-]$	0,01

3.1.2 Hoofdschroefstraal evenwijdig aan kade

Voor de berekening van het snelheidsveld binnen een schroefstraal wordt uitgegaan van de relatie voor een vrije, onbegrensde schroefstraal, waardoor er een onderschatting verkregen wordt van de werkelijke snelheid boven de bodem. De aanwezigheid van de bodem vormt namelijk een begrenzing voor de radiale verspreiding van de straal. Hierdoor is de snelheid bij de bodem groter dan volgens de situatie van een vrije straal waarvan de verspreiding niet wordt begrensd.



Figuur 3.2: Snelheidsprofiel achter een hoofdschroef

De maximale snelheid boven de bodem in de situatie van één enkele schroef wordt berekend met de volgende relatie zoals beschreven door Blokland [7]:

$$U_{b,max} = U_{b,max, enkel} = f \cdot C_2 \cdot \frac{U_0 \cdot D_0}{h_{pb}} \quad (B.13)$$

Waarin:

- $U_{b,max}$ = maximale snelheid boven de bodem [m/s]
- $U_{b,max, enkel}$ = $U_{b,max}$ in de situatie van één enkele schroef [m/s]
- h_{pb} = hoogte van de schroefas boven de bodem [m]
- f = correctiefactor die de toename van de stroomsnelheid in rekening brengt als gevolg van begrenzingen van de radiale verspreiding van de straal [-]
- C_2 = constante, IGWR hanteert 0,306 [-]

In bijlage B wordt de factor C_2 gecontroleerd door de prototypemetingen van Blokland [6] en het Waterloopkundig Laboratorium [41] te vergelijken met de huidige ontwerpformules. Beiden kwamen op een onderschatting van 30%, tussen theorie en praktijk. De volgende gemiddelde waarde en standaardafwijking worden nu toegekend:

μ_{C2} [-]	0,4
σ_{C2} [-]	0,04

3.2 Belasting door boegschroef

3.2.1 Boegschroefstraal loodrecht tegen kademuur

De stroomsnelheid direct achter de tunnelbuis van de boegschroef, wordt berekend met de volgende relatie zoals beschreven door Blokland [7]:

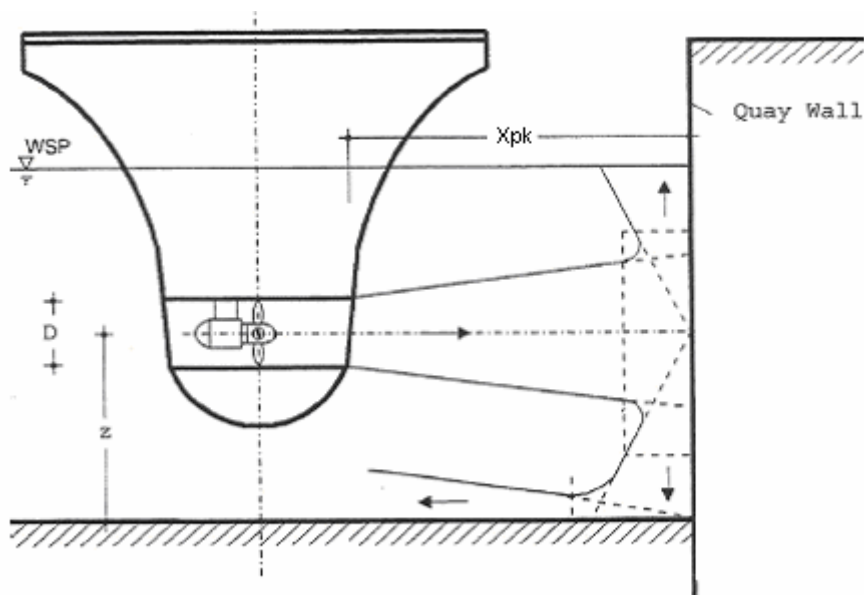
$$U_0 = C_1 \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad \text{met } D_0 = D_s \quad (\text{B.17})$$

Waarin:

- U_0 = stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
- D_0 = diameter van de straal kort achter de schroef [m]
- D_s = diameter van de schroef [m]
- P = aangewend motorvermogen per schroef [W]
- ρ_w = dichtheid van water [kg/m³]
- C_1 = constante, IGWR hanteert 1,17 [-]

De factor C_1 wordt op dezelfde wijze bepaald als voor de hoofdschroef.

$\mu_{C1} [-]$	1,033
$\sigma_{C1} [-]$	0,01



Figuur 3.3: Boegschroef tegen kademuur

De maximale stroomsnelheid die boven de bodem aan de voet een kademuur wordt veroorzaakt door een schroefstraal loodrecht tegen de kademuur wordt berekend met de volgende relatie:

$$U_{b,\max} = C_3 \frac{U_0 \cdot D_0}{x_{pk} + h_{pb}} \quad \text{als} \quad \frac{x_{pk}}{h_{pb}} \geq 1,8 \quad (\text{B.18})$$

Waarin:

x_{pk} = afstand van de schroef tot de kademuur [m]
 C_3 = constante, IGWR hanteert 2,8 [-]

De situatie met $x_{pk}/h_{pb} < 1,8$ komt in de praktijk bij grote containerschepen vrijwel niet voor. Voor het ontwerp van kademuren ten behoeve van de grote containerschepen wordt de verhouding van x_{pk}/h_{pb} relatief groot. Ondanks het feit dat kleinere schepen ook gebruik maken van deze kademuren, zal de grotere verhouding toch tot de maatgevende situatie leiden omdat de schroefdiameter bij relatief kleinere schepen ook kleiner is.

De factor C_3 blijkt een goede benadering te zijn van de werkelijk optredende maximale bodemsnelheid. Toch wordt er een standaardafwijking bepaald uit de prototypemetingen van Blokland [6].

$\mu_{C3} \quad [-]$	2,8
$\hat{\sigma}_{C3} \quad [-]$	0,05

3.3 Sterkte van een bestorting

De voorgaande “belasting” formules berekenen de gemiddelde maximale snelheid boven de bodem. Om bodembescherming te dimensioneren moet er gerekend worden met de maximale snelheid boven de bodem. Dit wil zeggen dat turbulente fluctuaties in rekening moeten worden gebracht. **Voor een meer gedetailleerde uitleg over turbulente fluctuaties wordt verwezen naar bijlage C.**

3.3.1 Ontwerpformule

Vanwege de zwaarte van de stromingsbelasting door schroefstralen bestaat de toplaag van de bodembescherming in de meeste gevallen uit breuksteen. De mediane steendiameter van een steenbestorting wordt gedimensioneerd met de relatie van Isbash. In deze relatie komt een stabiliteitscoëfficiënt $\beta_{Is,cr}$ voor.

$$D_{50} \geq \beta_{Is,cr} \frac{U_{b,max}^2}{2g\Delta} \quad (C.1)$$

Waarin:

$U_{b,max}$	= maximale snelheid boven de bodem [m/s]
D_{50}	= mediane steen diameter [m]
$\beta_{Is,cr}$	= kritische stabiliteitscoëfficiënt [-]
Δ	= relatieve dichtheid stortsteen[-]

De turbulente fluctuaties zijn dus verwerkt in de kritische stabiliteitscoëfficiënt. Het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam hanteert de volgende stabiliteitscoëfficiënten:

- $\beta_{Is,cr} = 3,0$ als geen beweging van stenen wordt geaccepteerd;
- $\beta_{Is,cr} = 2,5$ als enige beweging van stenen acceptabel is.

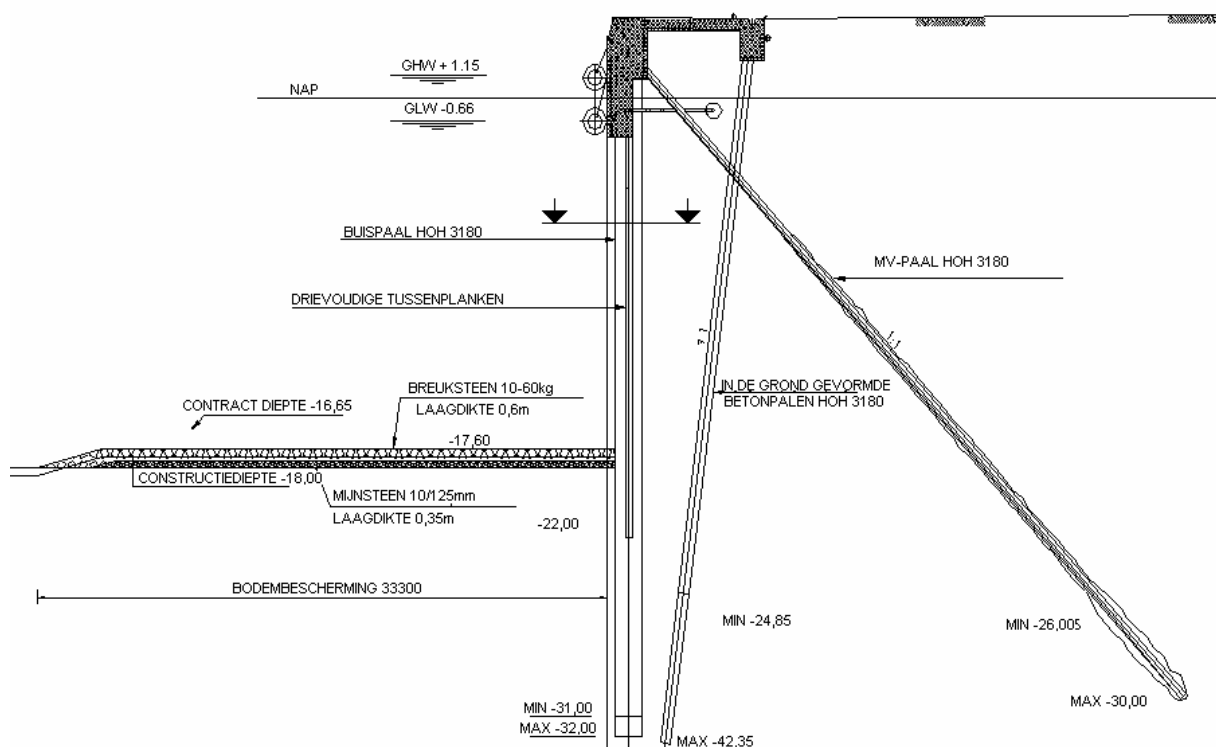
4 Referentie kademuur

De huidige toegepaste bodembeschermingen in de Rotterdamse haven kent verschillende typen. De voorkeur voor een referentie kademuur gaat uit naar kademuur met een bodembescherming in de vorm van een bestorting, omdat hier eventuele schadegevallen gesignaleerd zijn of in de toekomst gesignaleerd kunnen worden. Mearsk/P&O heeft registraties van afvaar- en afmeermanoeuvres van grote containerschepen beschikbaar gesteld. Daarom staat centraal bij de keuze van een referentiekade dat dit een kademuur is ten behoeve van containeroverslag. Enerzijds omdat containerschepen beschikken over boegschroeven en anderzijds omdat de registraties gegevens bevatten over het aangewende vermogen van de hoofdschroef.

De ECT-terminal heeft aanlegplaatsen in de Europahaven en de Amazonehaven. Ter plaatse van de Amazonehaven ligt een 33m brede bestorting en ter plaatse van de Europahaven ligt een bestorting van 10m in combinatie met een asfaltmat. De bestorting van de Amazonehaven Fase 1A is relatief lichter dan de Europahaven 10-60kg tegen 40-200kg. Dit terwijl de belastingssituaties relatief niet veel verschillen. Het is dan ook de vraag of er in het verleden schade is geweest ter plaatse van Fase 1A in de Amazonehaven.

4.1 Gegevens bestorting Amazonehaven

Navolgend wordt een overzichtstekening gepresenteerd, die de constructieve elementen van de kademuur ter plaatse van Fase 1A in de Amazonehaven en de invoervariabele in de ontwerpformules voor het dimensioneren van weergeeft.



Figuur 4.1: Doorsnede Amazonehaven Fase 1A ter plaatse van de ECT-Terminal

Ontwerpparameters bodembescherming	Amazonehaven
Contractdiepte	16,65m+NAP
Type bestorting	10-60kg
Mediane steendiameter	0,28m
Laagdikte bestorting	0,6 m
Gemiddelde waterstand	0,17 m+NAP
Gemiddeldelaagwater	-0,85 m+NAP
Gemiddelde bodemniveau	-17,40 m+NAP
Gemiddeldediepgang 1997	11,2 m
Gemiddelde scheepsbreedte 1997	39,4 m

Tabel 4.1: Ontwerpparameters bodembescherming

4.2 Controle ontwerp bestorting Amazonehaven

In de onderstaande tabellen zijn verschillende ontwerpen gemaakt voor de Amazonehaven. Tijdens het ontwerp in het jaar 1997 is er geen rekening gehouden met de toekomstige ontwikkeling van containerschepen. Het maatgevende schip had toen de volgende afmetingen: LOA van 300m, Bs van 40m en een diepgang van 12,5m. Terwijl momenteel al schepen met een maximale diepgang van 16m verwacht kunnen worden. De toenemende afmetingen van de schepen zorgen ook voor een toename van de schroefdiameters en het beschikbare maximale vermogen. Dit wil niet zeggen dat het aangewende schroefvermogen ook constant blijft. Het ontwerp in 1997 van de bestorting van de Amazonehaven zal gecontroleerd worden door het toepassen van de huidige geldende ontwerpformules. Bij dit ontwerp wordt rekening gehouden met de eisen die in deze periode van kracht waren. Vervolgens zal ook een ontwerpberekening worden gemaakt, zoals aan de hand van de huidige belastingssituatie in 2006 ontworpen zou worden.

4.2.1 Bruikbaarheid grenstoestand

In de bruikbaarheid grenstoestand (BGT) zullen de gemiddelden van de invoervariabelen worden ingevoerd. In de Amazonehaven is er beperkt ruimte voor manoeuvrerende schepen. Dit zal zorgen voor een extra afname van het aangewende vermogen door de inzet van extra sleepdiensten. Voorlopig wordt het aangewende vermogen geschat op 15% van het beschikbare vermogen. In deze toestand wordt geen beweging toegestaan van de bestorting.

4.2.2 Uiterste grenstoestand

In de uiterste grenstoestand (UGT) zal rekening gehouden worden met de komst van het maatgevende schip. Het maatgevende schip zal de kade aandoen bij een relatief lage waterstand (10% onderschrijdingskans) en zal 30% van het beschikbare vermogen van de hoofdschroef aanwenden.

4.2.3 Controleberekening

In de onderstaande tabel is de controleberekening voor de Amazonehaven gemaakt. De BGT en UGT voor de situaties in 1997 en 2006 zijn te zien. De rechterkolom is het resultaat van de ontwerpberekening als de huidige geldende eisen in 1997 waren toegepast.

	BGT	UGT	BGT	UGT		Ontwerp Roubos
stabiliteit	1997	1997	2006	2006		1997
rho_w (kg/m ³)	1020	1020	1020	1020		1020
rho_s (kg/m ³)	2650	2650	2650	2650		2650
delta	1,598	1,598	1,598	1,598		1,598
b_ls	3	2	3	2		2,5
geometrie						
bodemniveau (m-NAP)	-17,4	-17,4	-17,4	-17,4		-17,4
waterstand (m-NAP)	0	-0,85	0	-0,85		-0,85
waterdiepte h (m)	17,4	16,55	17,4	16,55		16,55

schip						
lengte	300	300	400	400		300
diepgang T (m)	11,2	12,5	11,8	16		14
kielspeling	6,2	4,05	5,6	0,55		2,55
B_schip (m)	39,4	39,4	50	50		42,5
remmingwerk-schip (m)	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00
damwand-schip (m)	2,5	2,5	2,5	2,5		2,5

BOEGSCHROEF:	boeg.	boeg.	boeg.	boeg.		boeg.
Pmax (kW)	2200	2200	3200	3200		2200
Effectief vermogen (%)	100	100	100	100		100
P (kW)	2200	2200	3200	3200		2200
Ds (m)	2,5	2,5	3	3		2,5
U0 (m/s) (1.17*)	8,21	8,21	8,23	8,23		8,21
0.5 L_buis (m)	2	2	2	2		2
x_pk (m)	20,2	20,2	25,5	25,5		21,75
kiel-schroefas (m)	3,75	3,75	4,5	4,5		3,75
h_pb (m)	9,95	7,8	10,1	5,05		6,3
Ub,max (m/s)	1,90	2,05	1,94	2,26		2,05
D50-vereist (m)	0,347	0,268	0,361	0,327		0,334

HOOFDSCHROEF:	hoofd.	hoofd.	hoofd.	hoofd.		hoofd.
Pmax per schroef (kW)	42000	42000	70000	70000		42000
Toegep. vermogen (%)	15	30	15	30		30
P (kW)	6300	12600	10500	21000		12600
Ds (m)	9,5	9,5	10,5	10,5		9,5
tunnel/buis-factor	0,71	0,71	0,71	0,71		0,71
D0 (m)	6,72	6,72	6,72	6,72		6,72
U0 (m/s) (1.17*)	6,03	7,60	6,69	8,42		7,60
afst.kiel-schroefas (m)	4,75	4,75	5,25	5,25		4,75
h_pb (m)	10,95	8,80	10,85	5,80		7,30
5,55*h_pb	60,8	48,8	60,2	32,2		40,5
f	1,1	1,1	1,1	1,1		1,1
Ub,max,enkel (m/s)	1,24	1,95	1,54	3,63		2,35
D50-vereist (m)	0,148	0,243	0,227	0,840		0,441

Tabel 4.2: Controle breuksteen bestorting Amazonehaven Fase 1A

4.3 Gekozen bestorting voldoet niet aan de huidige eisen

De bestorting in de Amazonehaven bestaat uit een laag mijnsteen en breuksteen. De onderstaande tabel geeft de door het ingenieursbureau gehanteerde sorteringen.

Sortering	(kg/m ³)	D ₅₀ (m)
5-40 kg.	2650	0,23
10-60 kg.	2650	0,28
40-200 kg.	2650	0,41
60-300 kg.	2650	0,48
300-1000 kg.	2650	0,75

Tabel 4.3: Gehanteerde mediane steendiameter door IGWR

CUR 154 [11] geeft de volgende waarden:

Sortering	D ₅₀ (m) min	D ₅₀ (m) IGWR	D ₅₀ (m) max
5-40 kg.	-	0,23	-
10-60 kg.	0,234	0,28	0,308
40-200 kg.	0,384	0,41	0,446
60-300 kg.	0,458	0,48	0,513
300-1000 kg.	0,572	0,75	0,785

Tabel 4.4: Mediane steendiameter volgens CUR 154

Opgemerkt moet worden dat het ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam soms uitgaat van een te positieve D₅₀ van een bestorting.

Over een breedte van 33m ligt in de Amazonehaven een bestorting van 10-60kg. De controleberekeningen uit de vorige paragraaf laten opvallende resultaten zien. De bodembescherming van de Amazonehaven voldoet niet aan de ontwerpeisen die momenteel van kracht zijn. Het zou mogelijk kunnen zijn dat de eisen voor het dimensioneren van bodembescherming in deze periode anders waren dan de huidige eisen. Hoogst waarschijnlijk is in dit ontwerp het bètacriterium van 2, wat in deze periode gebruikelijk was voor een stabiele bodembescherming, gehanteerd in de uiterste grenstoestand. Door schaalvergroting en de nieuwe eis $\beta > 2,5$ voldoet de bestorting niet meer aan de eisen. Er is volgens de huidige eisen en ontwerpformules nu een bestorting van 40-200 kg nodig.

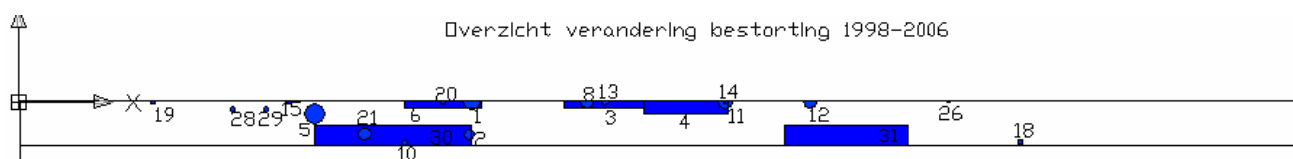
4.4 Toekomst verwachtingen

Door de ontwikkelingen van schepen tussen 1997-2006 zijn schadegevallen bij deze kade niet ondenkbaar. Met name de boegschroef zal al geregeld voor ontgrondingen kunnen zorgen. Mocht er weinig schade zijn, terwijl de boegschroef toch voor 100% gebruikt wordt (Bijlage G) dan zal dit dus te wijten zijn aan de fouten in de ontwerpformules. Naar mate de kade langer in gebruik is, is de verwachting dat de hoofdschroef diameters toenemen. Indien het aangewende vermogen een gelijkblijvend percentage van het totale vermogen blijft beslaan, zal de bodem ter plaatse waar de hoofdschroefstraal de bodem raakt steeds meer schade gaan vertonen.

Het aangewende vermogen blijft een onduidelijke factor gedurende het ontwerpproces van bodembescherming (Bijlage G). Verwacht wordt dat, door het ruimtegebrek nabij de kade, schepen moeilijk op eigenkracht kunnen afmeren en afvaren. Het vermogengebruik zal dan verminderen, waardoor er in mindere mate schade wordt verwacht door het aangewende vermogen. Echter een kleine uitschieter nabij de kademuur van de loods/kapitein zal dan al voor een ontgrondingskuil zorgen.

4.5 Huidige situatie in de Amazonehaven

Het Havenbedrijf Rotterdam heeft voor dit onderzoek lodingen beschikbaar gesteld. Deze lodingen betreffen de Amazonehaven ter plaatse van de ECT-Terminal. De lodingen werden verkregen door de multi-beam methode uit te voeren. De eerste lodingen dateren van het jaar 1998 en lopen op tot de huidige situatie in het jaar 2006. De aanleg van de bodembescherming in de Amazonehaven fase 1A (ECT-Terminal) geschiedde in het jaar 1996. In het jaar 1997 is dit deel van de Amazonehaven opnieuw in gebruik genomen. De resultaten van deze periodieke lodingen zijn verwerkt in de onderstaande figuur. **Voor extra uitleg betreffende de bestudeerde lodingen en de nummers in het onderstaande bovenaanzicht wordt verwezen naar bijlage E.**



Figuur 4.2: Boven aanzicht bodemveranderingen in de periode 1998- 2006

In het vorige hoofdstuk werd al genoemd dat tijdens het ontwerp een bepaalde kritische snelheid gerelateerd wordt aan een de stabiliteitstoestand van de bodembescherming. Feitelijk bestaat er niet één kritische snelheid. Door onregelmatigheden in de positie van de stenen, in de uitsteking en in de belastingsituaties, verschilt deze kritische snelheid bij elke steen. Voor grote steendiameters kan de volgende tabel geraadpleegd worden. Hierbij wordt de toestand van de bodem vergeleken met de mobiliteitsparameter van de Shields zoals beschreven in Schiereck [29]. Voor een gedetailleerde beschrijving van de 7 toestanden wordt verwezen naar Breusers [8]. De vloeiende overgang van rust naar doorgaand materiaal transport wordt in zeven stappen gediscetiseerd.

Toestand		ψ
Stabiel	1) Volkomen rust	0,030
Soms beweging sommige locaties	2) Korrels aan de wandel; hier en daar	0,035
Frequent beweging sommige locaties	3) Korrels aan de wandel; op vrij veel plaatsen	0,040
Frequent beweging bijna alle locaties	4) Korrels aan de wandel; bijna overal	0,045
Frequent beweging Alle locaties	5) Korrels aan de wandel; overal doch niet permanent	0,050
Gering transport alle locaties	6) Korrels aan de wandel; overal en permanent	0,055
Transport alle locaties	7) Begin opmars van de korrels	0,060

Tabel 4.5: Mobiliteitsparameter ψ uniforme stroming

Definitie:

- Verandering bodemprofiel ($0,2\text{m} < \text{ontgrondingskuil} < 0,3\text{m}$)
Lokaal is “gering transport op alle locaties” in de Amazonehaven gesignaleerd, dit stemt overeen met een mobiliteitsparameter van 0,055 in uniforme stromingscondities.
- Onderhoud noodzakelijk ($\text{ontgrondingskuil} > \text{laagdikte } 0,6\text{m}$)
Wanneer onderhoud aan een lokale ontgroning noodzakelijk wordt bevonden, wordt aangenomen dat dit overeenstemt “transport op alle locaties”. Aangenomen wordt dat in deze fase over de gehele laagdikte van de bestorting materiaaltransport heeft plaats gevonden. De mobiliteitsparameter van Shields is dan onder uniforme stromingscondities gelijk aan 0,06. Wanneer de breuksteen bestorting plaatselijk niet meer aanwezig is worden de ontgrondingskuilen groter worden dan 0,6m. De mediane diameters van het zand en mijnsteen worden bij elke schroefstraal belasting nabij de ontgrondingskuil uitgespoeld. Verwacht wordt dat er ontgrondingskuilen kunnen ontstaan van maximaal 2 à 3m.

4.5.1 Resultaat ontgroning door boegschroef

Er zijn elf veranderingen van het bodemprofiel te onderscheiden door de boegschroef invloed. Eén keer is onderhoud noodzakelijk geweest door een te grote ontgroning ten gevolge van de boegschroefbelasting.

Jaar	Aantal manoeuvres
1999	551
2000	667
2001	540
2002	512
2003	472
2004	462
Totaal in 6jaar	3206

Tabel 4.6: Aantal manoeuvres van 1999 tot en met 2004

Indien aangenomen wordt dat de boegschroefstraal naar de kade is gericht tijdens de afvaarmanoeuvre dan bedraagt het aantal afvaarmanoeuvre 1603 gedurende 6 jaar. De resultaten van de lodingen zijn geldig voor een periode van 8 jaar. Hiermee wordt het aantal afvaarmanoeuvre gemiddeld geschat op $1603 \cdot 8 / 6 \text{jaar} = 2137$ in 8 jaar.

$$P(f)_{\text{Toestand} / \text{manoeuvre}} = \frac{n_{\text{veranderingen} / 8 \text{jaar}}}{n_{\text{afvaarmanoeuvre} / 8 \text{jaar}}} \quad (\text{E.1})$$

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	5,15E-3
onderhoud	4,68E-4

Tabel 4.7: Kans op ongewenste toestand door boegschroefstraal belasting

4.5.2 Resultaat ontgronding door hoofdschroef

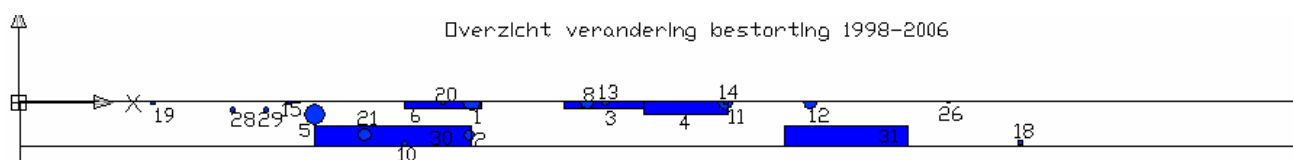
In totaal zijn er vijf veranderingen van het bodemprofiel gevonden, waarschijnlijk veroorzaakt door de hoofdschroef. Er is één keer onderhoud noodzakelijk geweest door de invloed van de hoofdschroef.

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	2,34E-3
onderhoud	4,68E-4

Tabel 4.8: Kans op ongewenste toestand door hoofdschroefstraal belasting

4.5.3 Resultaten algemeen

In de onderstaande figuur is een overzicht van alle veranderingen van het bodem profiel te zien.



Figuur 4.3: boven aanzicht bodemveranderingen in de periode 1998- 2006

- Door de schaalvergroting van de containerschepen vindt er steeds meer activiteit plaats ten gevolge van de boegschroef en hoofdschroef belasting. In verhouding neemt in de periode 1998-2006 de invloed van de hoofdschroef belasting steeds meer toe.
- Ontgrondingskuilen >0,2m kunnen gezien worden als een incidentele belasting, omdat de gaten qua grootte niet toenemen in de tijd. De gaten worden geregeld gevuld met zand en weer uitgespoeld, hierdoor neemt de vindkans van een ontgrondingskuil af. Door de coördinaten van de kuilen te monitoren en de repetitie te bekijken, is vastgesteld of er sprake is geweest van onderhoud aan de bestorting.
- Ontgrondingskuilen >0,6m worden ook gezien als een incidentele belasting. De breuksteen laag is geheel weg bij deze ontgrondingskuil. Elke navolgende schroefstraal belasting op deze locatie zal de ontgrondingskuil vergroten. Verwacht wordt dat de ontgroningkuil maximaal 2 à 3m diep kan worden.

5 Probabilistisch model en data analyse

In dit hoofdstuk worden modellen opgesteld om het ontwerp van bodembescherming probabilistisch te benaderen. Voor meer achtergrond informatie over probabilistisch ontwerpen wordt verwezen naar de volgende literatuur: CUR 190 [10], CUR 209 [14] en Dekking [14]. Op basis van dit hoofdstuk wordt een model opgesteld in het programma Matlab. De “matlab bron code” kan worden gevonden in bijlage K en bijlage A gaat gedetailleerd in op de benodigde data analyse voor een probabilistisch ontwerp van bodembescherming.

5.1 Betrouwbaarheidsfunctie

De betrouwbaarheid van de bodembescherming is de kans dat de grenstoestand niet wordt overschreden. De grenstoestand is de toestand, waarin de bodembescherming net niet faalt. Aan de hand van de grenstoestand kan de volgende betrouwbaarheidsfunctie worden gedefinieerd:

$$Z = R(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) - S(Y_1, Y_2, Y_3, \dots, Y_n) \quad (5.1)$$

Waarin:

Z	= betrouwbaarheidsfunctie
S	= belasting
R	= sterkte
X_i, Y_i	= invoervariabelen

De grenstoestand treedt op wanneer $Z=0$. Falen treedt op indien $Z<0$. In de huidige ontwerpformules wordt de weerstand tegen bezwijken berekend volgens de in hoofdstuk 4 vermelde deterministische formules. Nu gebruik gemaakt wordt van de bovenstaande betrouwbaarheidsfunctie worden de ontwerpformules van bijlage B omgeschreven. Enerzijds wordt, de stroomsnelheid waarbij een begin van bewegen is toegestaan, als sterkte ingevoerd. Anderzijds wordt de belasting vertegenwoordigd door de maximale gemiddelde stroomsnelheid boven de bodem.

$$D_{50} \geq \beta_{ls:cr} \frac{U_{b,max}^2}{2g\Delta} \Leftrightarrow R = U_{b,max; crit} = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_w)D_{50}}{\rho_w \beta}} \quad (5.2)$$

$$S_{boegschroef} = U_{b,max} = C_3 \frac{U_0 \cdot D_0}{x_{pk} + h_{pb}} = \frac{C_1 C_3}{x_{pk} + h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{PD_0}{\rho_w}} \quad (5.3)$$

$$S_{hoofdschroef} = U_{b,max} = C_2 \frac{U_0 \cdot D_0}{h_{pb}} = \frac{C_1 C_2}{h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{fPD_0}{\rho_w}} \quad (5.4)$$

De onderstaande betrouwbaarheidsfuncties zijn afgeleid. Vergelijking (5.5) is voor het dimensioneren op de boegschroefstraal belastingen en vergelijking (5.6) voor de hoofdschroefstraal belastingen.

$$Z = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_w)D_{50}}{\rho_w \beta}} - \frac{C_1 C_3}{x_{pk} + h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{fPD_0}{\rho_w}} \quad (5.5)$$

$$\text{als } \frac{x_{pk}}{h_{pb}} \geq 1,8 \text{ met } D_0 = D_s$$

$$Z = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_w)D_{50}}{\rho_w \beta}} - \frac{C_1 C_2}{h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{fPD_0}{\rho_w}} \quad \text{met } D_0 = D_s / \sqrt{2} \quad (5.6)$$

Waarin:

D_0	= diameter van de straal kort achter de schroef [m]
D_s	= diameter van de schroef [m]
D_{50}	= zeefmaat gekozen bestorting [m]
P	= maximaal motorvermogen per schroef [W]
f	= aangewend percentage [-]
β	= stabiliteitscoëfficiënt [-]
ρ_w	= dichtheid van water [kg/m ³]
ρ_s	= dichtheid van bestorting [kg/m ³]
g	= valversnelling [m/s ²]
h_b	= bodemniveau [m]
h_w	= waterstand [m]
d	= diepgang van de schepen [m]
k	= hoogte van de schroefas boven de kiel [m]
x_{pk}	= afstand van schroef tot de kademuur [m]
C_1	= factor voor de uitstroomsnelheid [-]
C_2	= factor maximale bodemsnelheid hoofdschroef [-]
C_3	= factor maximale bodemsnelheid boegschroef [-]

5.2 Monte Carlo Boegschroef model

Een Monte Carlo simulatie maakt gebruik van de mogelijkheid om random getallen te trekken uit een kansdichtheidsfunctie. Gegeven het feit dat een willekeurige stochastische variabele normaal verdeeld is, kunnen random getallen uit een normaal verdeelde kansverdelingsfunctie F worden gegenereerd. Dit gebeurt door de inverse van F uit te rekenen voor de waarden getrokken uit de normale verdeling.

De Monte Carlo simulatie kan handig gebruikt worden om een eerste schatting te verkrijgen voor de faalkans van de betrouwbaarheidsfunctie Z . Echter na een aantal simulaties, waarin de variabelen als onafhankelijk werden beschouwd kwam de faalkans niet overeen met de praktijksituatie bij de Amazonehaven. De faalkansen waren beduidend lager en stemden dus niet overeen met de gevonden kansen “verandering bodemprofiel” bepaald in het vorige hoofdstuk. Duidelijk werd dat de afhankelijkheid tussen de variabelen die betrekking hebben op de karakteristieke scheepskenmerken, een belangrijke factor is voor het verschil tussen de werkelijke en de berekende faalkans in dit model zonder afhankelijkheid. Immers wanneer een breed containerschip de kade aandoet, zal dit schip ook een grotere schroefdiameter hebben en dus een groter maximaal vermogen. Geadviseerd wordt bijlage A door te nemen.

5.2.1 Afhankelijkheid tussen variabelen boegschroef

In bijlage A wordt opgemerkt dat er weinig covariantie is tussen de breedte en de werkelijke diepgang van containerschepen. Van alle 1603 schepen die in de periode 1999-2004 de kade van de Amazonehaven aangedaan hebben, is de werkelijke diepgang vooraf en achteraf, lengte en breedte bijgehouden. Hierdoor kan de volgende matrix opgesteld worden:

$$A = [B_s \ d_{\text{werkelijk}}]$$

Uit matrix A worden random rijen gekozen, hierdoor hoeft er geen extra standaardafwijking in rekening te worden gebracht. De overige variabelen zijn sterk gecorreleerd met de breedte van een containerschip. De relaties en de bijbehorende standaardafwijkingen worden in de onderstaande tabel gepresenteerd. Opgemerkt moet worden dat de onderstaande relaties en standaardafwijkingen alleen geldig zijn voor de boegschroeven van grote containerschepen. De relaties zijn bepaald op basis van 47 grote containerschepen (Bijlage A). Toekomstige uitbreiding van deze database is gewenst. De volgende tabel stemt overeen met MAN [40].

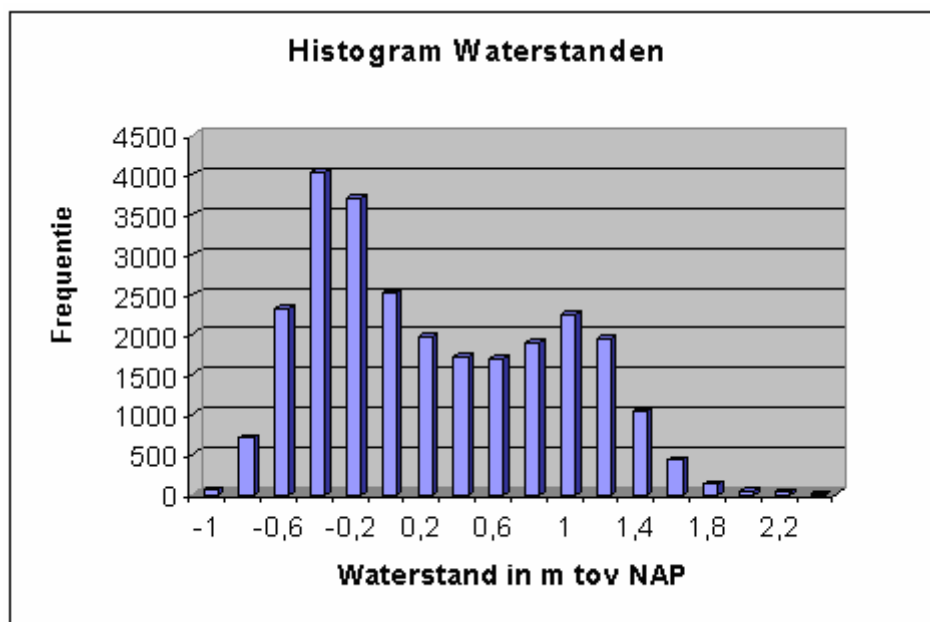
Relatie met breedte containerschip	Bijbehorende standaardafwijking
$P_{\max} = 261,9B_s - 1392,1 \text{ [kW]}$	$\hat{\sigma}_{P_{\max}} = 419,1 \text{ [kW]}$
$D_s = 0,05B_s + 0,464 \text{ [m]}$	$\hat{\sigma}_{D_s} = 0,227 \text{ [m]}$
$k = 1,5 D_s$	Afhankelijk van $\hat{\sigma}_{B_s}$
$x_{pk} = 0,5B_s$	Afhankelijk van $\hat{\sigma}_{B_s}$

Tabel 5.1: Afhankelijkheid tussen invoervariabelen boegschroef en B_s en D_s

De breedte van de containerschepen wordt random gekozen. Uit de opgetelde matrix worden dus schattingen verkregen die afhankelijk zijn van het schip wat op dat moment de kademuur aandoet. De bijbehorende standaardafwijking wordt hierbij random gekozen uit een standaard normale verdeling.

5.2.2 Onafhankelijke variabelen boegschroef

Naast de bovenbeschreven afhankelijke variabelen bevat de betrouwbaarheidsfunctie ook een aantal onafhankelijke variabelen. Deze variabelen worden verondersteld normaalverdeeld te zijn. Uit de onderstaande figuur blijkt dat dit niet geldt voor de verdeling van de waterstand.



Figuur 5.1: Histogram waterstanden

De bovenstaande figuur laat zien dat de waterstand niet als een normale verdeling beschouwd kan worden. Hierom is besloten de optredende waterstand random te genereren uit een matrix waarin de bovenstaande data is verwerkt.

Variabelen	Type verdeling	μ	σ
g [m/s ²]	C	9,81	-
D_{50} [m]	NV	0,28	0,02
ρ_w [kg/m ³]	NV	1020	10
ρ_s [kg/m ³]	NV	2650	20
h_b [m+NAP]	NV	-17,40	0,20

Tabel 5.2: Onafhankelijke invoervariabelen

Voor de bovenstaande variabelen geldt dat deze standaardafwijkingen willekeurig gekozen worden in een Monte Carlo simulatie door de getallen random te kiezen uit een normaleverdeling.

5.2.3 Niveau-II-methode

Omdat uit de Monte Carlo simulatie de invloed van elk van de invoervariabelen op de totale spreiding van de betrouwbaarheidsfunctie niet berekend wordt, wordt ook een Mean-Value uitvoer aan het model toegevoegd. De Mean-Value-approach berekent α , dit is de bijdrage van iedere invoervariabele aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie. De uitvoer van deze methode, α^2 , geeft de verhouding tussen de bijdrage van de invoervariabelen aan de totale variantie van de betrouwbaarheidsfunctie. De grootte van α^2 is dus een indicatie of een invoervariabele een relatief belangrijke of onbelangrijke rol speelt in de totale spreiding van de betrouwbaarheidsfunctie.

5.3 Monte Carlo model hoofdschroef

In tegenstelling tot het probabilistische ontwerp bij de boegschroef mag het aangewende vermogen niet voor 100% in rekening worden gebracht.

5.3.1 Afhankelijkheid tussen variabelen hoofdschroef

De volgende matrix wordt nogmaals opgesteld:

$$A = [B_s \text{ d}_{\text{werkelijk}}]$$

De relaties en de bijbehorende standaardafwijkingen worden in de onderstaande tabel gepresenteerd. Opgemerkt moet worden dat de onderstaande relaties en standaardafwijkingen alleen geldig zijn voor de hoofdschroeven van grote containerschepen. De resultaten in de onderstaande tabel stemmen overeen met MAN [40].

Relatie met breedte containerschip	Bijbehorende standaardafwijking
$P_{\max} = 2111B_s - 37334 \text{ [kW]}$	$\hat{\sigma}_{P_{\max}} = 7497,7 \text{ [kW]}$
$D_s = 0,153B_s + 1,1679 \text{ [m]}$	$\hat{\sigma}_{D_s} = 0,633 \text{ [m]}$
$k = 0,5D_s$	Afhankelijk van $\hat{\sigma}_{B_s}$

Tabel 5.3: Afhankelijkheid tussen invoervariabelen hoofdschroef en B_s en D_s

Doordat de breedte van de containerschepen random wordt gekozen uit de opgetelde matrix worden dus schattingen verkregen die afhankelijk zijn van het schip wat op dat moment de kademuur aandoet. De bijbehorende standaardafwijking wordt hierbij random gekozen uit een standaard normaleverdeling.

5.3.2 Onafhankelijke variabelen hoofdschroef

Naast de bovenbeschreven afhankelijke variabelen bevat de betrouwbaarheidsfunctie dezelfde onafhankelijke variabelen als in het boegschroefmodel.

6 Boegschroef model

In de inleiding van dit rapport kwam al naar voren dat de huidige ontwerprelaties niet goed getoetst zijn aan de praktijk. De huidige ontwerprelaties hebben theoretische beperkingen. Eén van deze beperkingen is bijvoorbeeld de turbulente fluctuatie. De turbulente fluctuatie speelt een belangrijke rol bij het bepalen van de stabiliteitscoëfficiënt. Het onderzoek van Blokland [6] laat zien dat er grote turbulente fluctuaties zijn nabij de bodem ten gevolge van schroefstaal belastingen. De invloed van deze turbulente fluctuaties zit verstopt in de stabiliteitscoëfficiënt (Bijlage C), er is sprake van een zogenaamde veiligheidsfactor. De ontwerpformules zijn over het algemeen bepaald met behulp van modelproeven, hetgeen niet wil zeggen dat dit overeenstemt met een praktijksituatie. **Voor meer uitleg over 3D stroming rond een afvarend schip wordt verwezen naar bijlage D.**

$$Z = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_w)D_{50}}{\rho_w \beta}} - \frac{C_1 C_3}{x_{pk} + h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{fPD_0}{\rho_w}} \quad (5.5)$$

Bij het ontwerpen van bodembescherming wordt een stabiliteitscoëfficiënt voor bijvoorbeeld een stabiele toestand gekoppeld aan een bepaalde belastingssituatie. Dit kan gezien worden als het toepassen van een veiligheidscoëfficiënt. Om het matlab model te toetsen aan de lodingen van de Amazonehaven kan geen gebruik gemaakt worden van deze stabiliteitscoëfficiënt, omdat de stabiliteitscoëfficiënt een stabiele toestand en de lodingen ontgrondingskuilen vertegenwoordigden. Voor de “matlab bron code” kan bijlage K geraadpleegd worden. Om het model toch te vergelijken wordt de volgende aanpak gehanteerd:

- Keuze constanten C_1 en C_3 ;
- Bepalen mobiliteitscoëfficiënt;
- Bepalen invloedsfactoren;
- Bepalen falende manoeuvres;
- Bepalen kans op toestanden voor 10-60kg en 40-200kg.

6.1 Keuze constanten C_1 en C_3

De verwachting is dat er een overschatting van de bodemsnelheid wordt verkregen door de afname van de factor 1,17 naar 1,033 in de uitstroomsnelheid van de boegschroef. Tijdens onderzoek van Blokland in 1996 [6] werden de gemeten en berekende snelheden boven de bodem vergeleken. Als basis voor de berekende snelheden werd voor de constante $C_1=1,17$ aangehouden. Blokland concludeerde dat de factor $C_3=2,8$ een goede schatting van de snelheid boven de bodem geeft. Wanneer de onderschatting van C_1 in rekening gebracht wordt zal ook C_3 hoger gekozen moeten worden. **Daarom wordt in het model van de boegschroef voor gekozen voor $C_1=1,17$ en $C_3=2,8$.** De standaard afwijkingen die in rekening worden gebracht om de invloed van deze empirisch bepaalde constanten op de spreiding van de betrouwbaarheids functie worden respectievelijk geschat op 0,01 en 0,05.

6.2 Bepalen mobiliteitscoëfficiënt

In bijlage E zijn de lodingen van de Amazonehaven onderzocht. Dit heeft een eerste schatting van de kans op “verandering bodemprofiel” en “onderhoud noodzakelijk” opgeleverd.

Definitie:

- Verandering bodemprofiel ($0,2\text{m} < \text{ontgrondingskuil} < 0,3\text{m}$)
Lokaal is “gering transport op alle locaties” in de Amazonehaven gesignaleerd, dit stemt overeen met een mobiliteitsparameter van 0,055 in uniforme stromingscondities.
- Onderhoud noodzakelijk ($\text{ontgrondingskuil} > \text{laagdikte} = 0,6\text{m}$)
Wanneer onderhoud aan een lokale ontgroning noodzakelijk wordt bevonden, wordt aangenomen dat dit overeenstemt “transport op alle locaties”. Aangenomen wordt dat in deze fase over de gehele laagdikte van de bestorting materiaaltransport heeft plaats gevonden. De mobiliteitsparameter van Shields is dan onder uniforme stromingscondities gelijk aan 0,06. Wanneer de breuksteen bestorting plaatselijk niet meer aanwezig is worden de ontgrondingskuilen groter worden dan 0,6m. De mediane diameters van het zand en mijnsteen worden bij elke schroefstraal belasting nabij de ontgrondingskuil uitgespoeld. Verwacht wordt dat er ontgrondingskuilen kunnen ontstaan van maximaal 2 à 3m.

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	5,15E-3
Onderhoud noodzakelijk	4,68E-4

Tabel 6.1: Kans op toestand waarin de bestorting verkeerd

Met behulp van een Monte Carlo simulatie kan een eerste benadering van de mobiliteitscoëfficiënt worden gemaakt. De kans op “verandering bodemprofiel” wordt gelijk gesteld aan de kans op “gering transport alle locaties”. De mobiliteitscoëfficiënt wordt gevarieerd tot dat de toestand “verandering bodemprofiel” is bereikt. Hierbij wordt aangenomen dat een ontgrondingskuil van 0,2 à 0,3m overeenstemt met de toestand “gering transport alle locaties”.

Toestand		ψ
Stabiël	1) Volkomen rust	0,030
Soms beweging sommige locaties	2) Korrels aan de wandel; hier en daar	0,035
Frequent beweging sommige locaties	3) Korrels aan de wandel; op vrij veel plaatsen	0,040
Frequent beweging bijna alle locaties	4) Korrels aan de wandel; bijna overal	0,045
Frequent beweging Alle locaties	5) Korrels aan de wandel; overal doch niet permanent	0,050
Gering transport alle locaties	6) Korrels aan de wandel; overal en permanent	0,055
Transport alle locaties	7) Begin opmars van de korrels	0,060

Tabel 6.2: Mobiliteitsparameter ψ uniforme stroming

De invoervariabelen worden in het matlab model ingevoerd. Door de variatie in waterstand, bodemniveau en type schepen is een probabilistische aanpak zeer geschikt om meer inzicht te krijgen in de te kiezen stabiliteitscoëfficiënt. Omdat het aangewende vermogen van de hoofdschroef (Bijlage G) een onbekende factor is, is gekozen het model van de boegschroef toe te passen, zodat een betere schatting van de mobiliteitsparameter gevonden kan worden. Het aangewende vermogen van de boegschroef bedraagt immers 100% richting de kade ongeacht de inzet van sleepdiensten. Gedetailleerde uitleg kan worden gevonden in bijlage G, registraties van afvaar en afmeer manoeuvres.

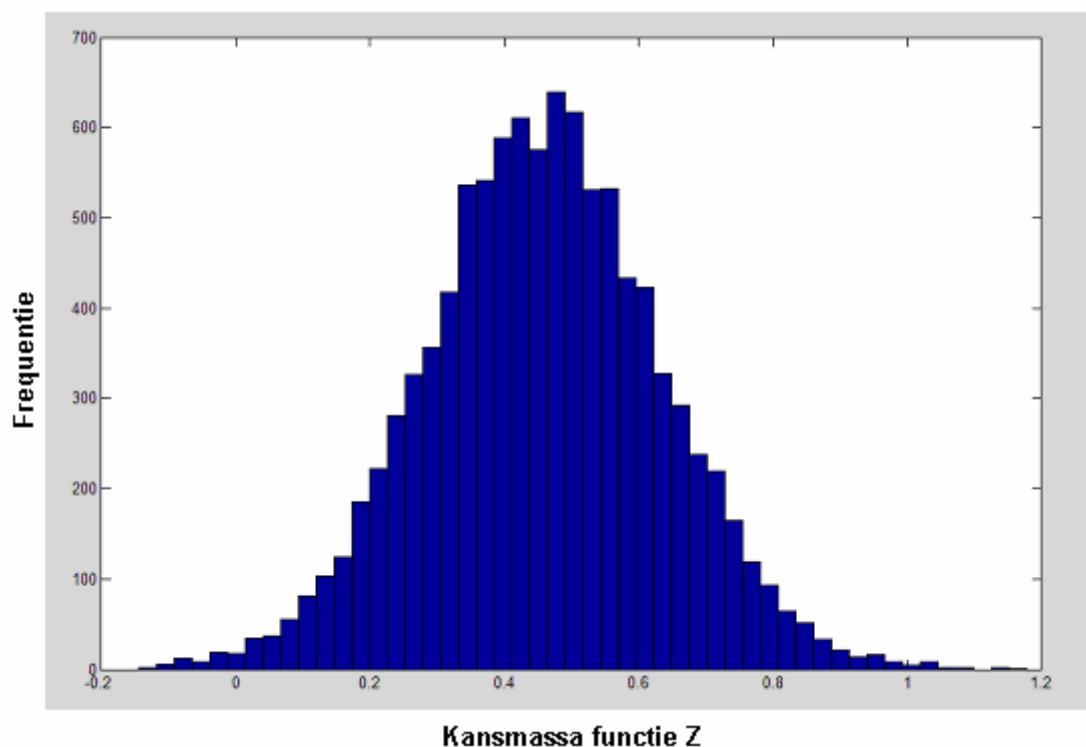
Variabele invoer	μ	σ
C1 [-]	1,17	0,01
C3 [-]	2,80	0,05
β_{isb} [-]	1,65	0,10
D ₅₀ 10-60kg [m]	0,28	0,02
D ₅₀ 40-200kg [m]	0,41	0,04

Tabel 6.3: Variabele invoer boegschroef model

Als de mobiliteitscoëfficiënt $\beta_{isb}=1,65$ dan volgt uit het matlab model een kans, welke overeenstemt met de kans op “verandering van het bodemprofiel”.

6.3 Kans op gering transport breuksteen 10-60kg

In bijlage H kunnen invoervariabelen die de toestand “gering transport op alle locaties” overschrijden worden afgelezen. De onderstaande figuur is het resultaat van de Monte Carlo simulatie. Dit is een histogram van de betrouwbaarheidsfunctie Z.



Figuur 6.1: Histogram betrouwbaarheidsfunctie boegschroef

De simulatie kiest 10.000 willekeurige waarden voor B_s en $d_{\text{werkelijk}}$ uit de matrix. De betrouwbaarheidsfunctie wordt telkens ingevuld. Het aantal maal dat $Z < 0$ stemt overeen met de kans op “gering transport op alle locaties”. De vorige figuur laat zien dat ondanks de niet normaalverdeelde waterstand en type schepen die de kade aandoen toch een normaal verdeelde betrouwbaarheidsfunctie ontstaat. De onderstaande tabel geeft hiervan de resultaten.

Variabelen	Type verdeling	μ	σ	$P(f) \Rightarrow$ kans op gering transport per manoeuvre
Z [m/s]	NV	0,4654	0,1814	$5,15 \cdot 10^{-3}$

Tabel 6.4: Resultaten boegschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65

Opgemerkt moet worden dat $P(f)$ de “kans op gering transport” van $5,15 \cdot 10^{-3}$ uit het matlab model een goede benadering is van de $5,15 \cdot 10^{-3}$ kans op “verandering bodemprofiel” verkregen uit de lodingen.

Nadat de Monte Carlo simulatie is uitgevoerd, worden de standaardafwijkingen en de gemiddelde waarden van de variabelen bepaald. Doordat de correlatie al verwerkt is in deze gemiddelden en standaardafwijkingen kunnen de variabelen als onafhankelijk worden beschouwd. Hoewel er kleine afwijkingen verwacht worden ten opzichten van de werkelijke situatie kunnen de invloedsfactoren berekend worden. De grootte van α^2 is een indicatie of een invoervariabele een relatief belangrijke of onbelangrijke rol speelt in de totale spreiding van de betrouwbaarheidsfunctie.

	$P_{\max}$	X_{pb}	D_{50}	β_{isb}	$d_{\text{werkelijk}}$	h_w	D_s	C_3	C_1	ρ_s	h_b	ρ_w
α^2	0,37	0,31	0,089	0,081	0,0693	0,026	0,042	0,014	0,003	0,003	0,003	0,002

Tabel 6.5: Invloedsfactoren van de invoervariabelen in het boegschroef model

De grote en het type containerschip dat de kade aandoet heeft een belangrijke invloed op het ontwerp. Met name het vermogen van de boegschroef en de breedte (de diversiteit van de schepen die een kade aandoen) van de containerschepen is een belangrijke invloedsfactor in spreiding van de betrouwbaarheidsfunctie van de boegschroef. Naast de diversiteit van de schepen die de kade aandoen zijn mediane steendiameter en de mobiliteitscoëfficiënt belangrijke invoervariabelen.

6.4 Veiligheid huidige ontwerp methodiek

Een ontgronding is het gevolg van te veel beweging van het bodemmateriaal. De mate van beweging is afhankelijk van een aantal parameters, waaronder de massadichtheid, de vorm, de cohesie, de diameter van het bodemmateriaal, de stroomsnelheid en de turbulentie graad. De onderstaande formule laat zien dat de mobiliteitsparameter van Shields ψ recht evenredig is met $1/\beta_{isb}$. Opgemerkt moet worden dat dit alleen geldig is voor schroefstraal belasting, omdat de Chezy coëfficiënt C hierbij als constante kan worden verondersteld. De kans op “verandering van het bodemprofiel” in de Amazonehaven is gelijk gesteld aan de kans op “gering transport alle locaties” in het matlab model. Hieruit volgde dat de mobiliteitscoëfficiënt van Isbash voor “gering transport op alle locaties” het best overeenstemt met 1,65. Op basis van de onderstaande evenredigheid wordt een schatting gemaakt van de overige mobiliteitscoëfficiënten.

$$U_{b,max} = \sqrt{\frac{2g\Delta D_{50}}{\beta}} = C\sqrt{\Delta d_{n50}\psi_c} \Rightarrow \psi_c \sim \frac{1}{\beta_{Is,cr}} \quad (6.1)$$

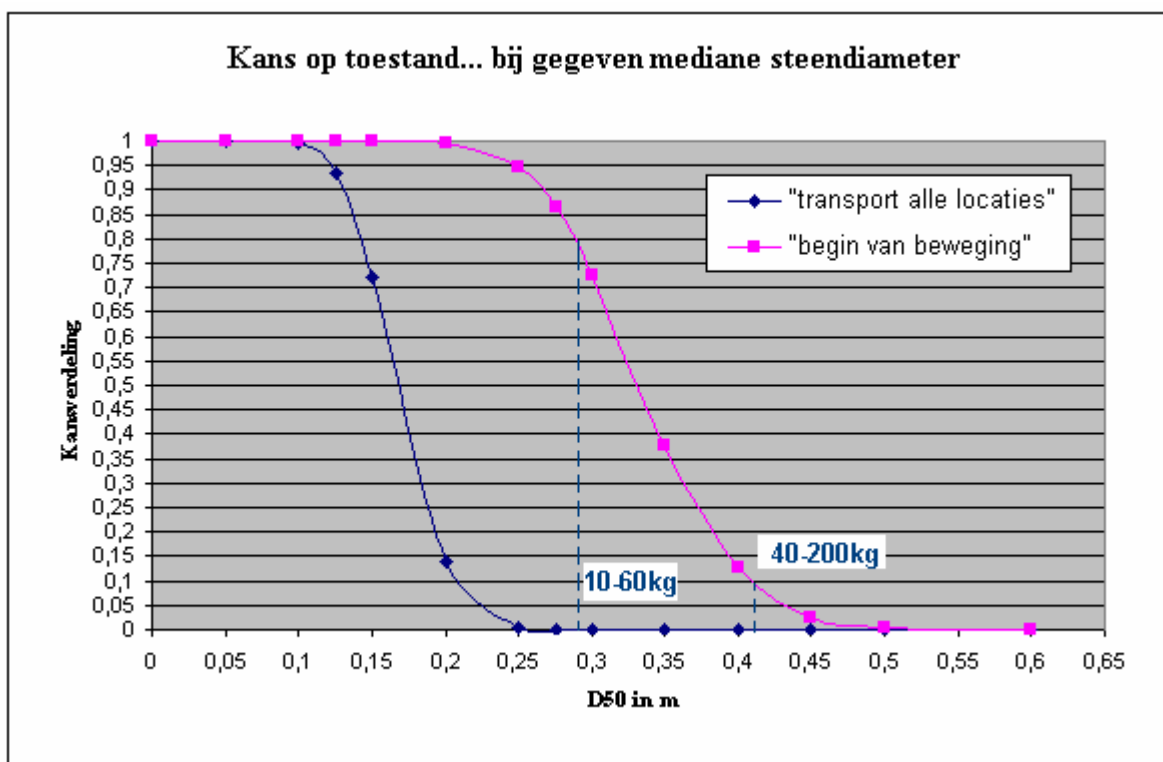
Kans op	ψ	β_{isb}	$P(f)$ $D_{50}=0,28m$	$P(f)$ $D_{50}=0,41m$	Verschilfactor
1) <i>begin van beweging</i>	0,030	3,025	8,28E-01	1,34E-01	6,16
2) <i>soms beweging sommige locaties</i>	0,035	2,593	5,37E-01	2,42E-02	22,21
3) <i>frequent beweging sommige locaties</i>	0,040	2,269	2,60E-01	4,57E-03	56,99
4) <i>frequent beweging bijna alle locaties</i>	0,045	2,017	9,46E-02	5,66E-04	167,03
5) <i>frequent beweging alle locaties</i>	0,050	1,815	2,90E-02	8,52E-05	340,10
6) <i>gering transport alle locaties</i>	0,055	1,650	5,15E-03	9,96E-06	516,91
7) <i>transport op alle locaties</i>	0,060	1,513	1,74E-03	2,98E-06	583,45

Tabel 6.6: Kans op toestand waarin de bestortingen 10-60kg en 40-200kg verkeren

De tabel suggereert dat wanneer een stabiliteitscoëfficiënt in de ontwerpfase gekozen was van 3,025 de toestand van de bodembescherming overwegend stabiel zou zijn. Een β_{isb} ongeveer gelijk aan 3 resulteert in combinatie met de huidige invoervariabelen in de ontwerpformules in een D_{50} van 0,41m (breuksteen 40-200kg).

Nog steeds zal de bodembescherming tijdens 13% van de periodieke boegschroefstraal belastingspulsen niet in een stabiele toestand zijn. Wel is de kans op “gering transport op alle locaties” met een factor 500 verlaagd. Deze verschilfactor wordt verklaard door de diversiteit van de containerschepen die de amazonehaven aandoen en de invloed van de mediane steendiameter. Alleen relatief grote containerschepen met relatief grote boegschroef kunnen ontgrondingskuilen veroorzaken. De overige relatief kleinere containerschepen vallen tussen de categorie “soms beweging” en “frequent beweging”.

De onderstaande figuur geeft meer inzicht in de keuze voor een mediane steendiameter bij een bekend veronderstelde belastingssituatie.



Figuur 6.2: Kansverdeling boegschroef model bij gegeven D_{50}

De figuur laat zien dat de kans op “begin van beweging” ongeveer 80% procent is per scheepsmanoeuvre indien een bestorting van 10-60kg gekozen wordt. Door de grote verschil factor, orde 1000, tussen “begin van bewegen” en daadwerkelijk “transport op alle locaties” kan nog niet geconcludeerd worden dat een breuksteen 10-60kg bestorting onwenselijk is. Wel kan worden geconcludeerd dat door het verschil in steilheid tussen de lijnen “begin van beweging” en “transport alle locaties”, veroorzaakt door de diversiteit van de schepen die de kade aandoen, een grote verschilfactor wordt gevonden tussen een 10-60kg en 40-200kg bestorting. Indien een breuksteen bestorting van 40-200kg gekozen wordt, resulteert dit in een afname op de kans “begin van beweging” met een factor 6. Wanneer naar het daadwerkelijk uitspoelen van bodemmateriaal wordt gekeken, kan indien de 40-200kg bestorting gekozen wordt een factor 580 extra veiligheid verkregen.

6.5 Conclusie boegschroef model

Kritische mobiliteitscoëfficiënt

De gevonden mobiliteitscoëfficiënt, bepaald met behulp van het probabilistische matlab model, lijkt overeen te stemmen met de gevonden stabiliteitscoëfficiënten in de bestudeerde literatuur. De beschouwde grenzen tussen de toestanden waarin een bodembescherming kan verkeren ten gevolge van een boegschroefstraal belasting, resulteren in een onderschatting van de kritische stabiliteitscoëfficiënt. Door het relatieve grote verschil in de kans op “transport op alle locaties” en “begin van beweging” is het gebruiken van de term “kritische stabiliteitscoëfficiënt” onjuist. In het vervolg is het beter te spreken over een kritische mobiliteitscoëfficiënt. Deze kritische mobiliteitscoëfficiënt wordt tijdens het ontwerp in rekening gebracht indien een bepaalde toestand ongewenst is. Hierdoor wordt het mogelijk een bodembescherming te ontwerpen waarbij enige beweging van stenen toegestaan wordt.

Boegschroef model

Enige onduidelijk lijkt te bestaan in de keuze van empirisch bepaalde constanten van de boegschroef ontwerpformule. Vooralsnog wordt de situatie in de Amazonehaven door de huidige keuze voor de invoervariabelen in de ontwerpformules en de bestudeerde registraties van afvaar- en afmeermanoeuvres goed benaderd.

6.6 Aanbevelingen boegschroef bestorting

Verbeteringen ontwerpformule

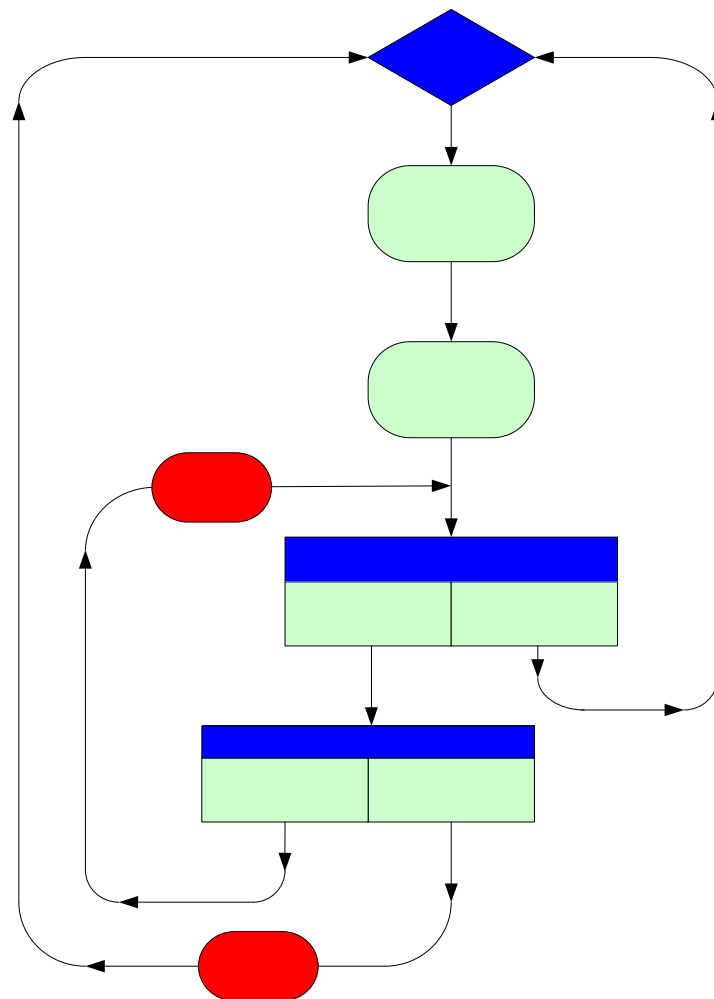
Uit bijlage B blijkt dat het mogelijk is de uitstroomsnelheid te berekenen met behulp van de stuwkrachtcoëfficiënt K_T en de schroefaskoppelcoëfficiënt K_Q . Belangrijk is meer inzicht te krijgen in de variatie van K_T en K_Q per type schroef. Dit kan door nieuwe resultaten te werven uit model/praktijk metingen.

Controle mediane steendiameter voor aanbrengfase

De invloed van de mediane steendiameter is groter dan vooraf verondersteld. Het verleent de voorkeur te controleren of de mediane steendiameter voldoet aan de eisen gesteld in het programma van eisen en bestek. De falende manoeuvres die achterhaald kunnen worden uit het opgestelde matlab model zijn vaak relatief grote schepen in combinatie met een overschatting van de aangebrachte mediane steendiameter.

Optimalisatie onderhoudfase

De breedte en de werkelijke diepgang van containerschepen worden permanent gemonitord in de Rotterdamse haven. Hierdoor bestaat de mogelijkheid de peilfrequentie van de benodigde ladingen te optimaliseren, zodat een toename van het risico ten gevolge van schaalvergroting in de scheepvaart gecompenseerd kan worden. De peilfrequentie kan aangepast worden gedurende de levensduur van de kade, gezocht moet worden naar een economisch optimum. Een bodembescherming wordt ontworpen op het maatgevende schip, zonder direct rekening te houden met toekomstige schaalvergroting. Het is alleen noodzakelijk ladingen te verrichten wanneer dit maatgevende schip de kade aandoet of verlaat bij een lage waterstand. Hierdoor kan een terugkoppeling naar de ontwerpformules worden verkregen, indien telkens gepeild wordt nadat een maatgevend schip gebruik heeft gemaakt van een kademuur. Er ontstaat een “loop”:



Figuur 6.3: Optimalisatieplan fase onderhoud en beheer

7 Hoofdschroef model

Eenzijds is de verwachting is dat de mobiliteitscoëfficiënt van de hoofdschroef lager is dan de nu bekend veronderstelde mobiliteitscoëfficiënt bepaald met behulp van het boegschroef model, doordat de boegschroefstraal loodrecht tegen de kade is gericht en daardoor meer wandturbulentie verwacht wordt. Anderzijds suggereren de resultaten van Blokland [6] en het Waterloopkundig Laboratorium [41] dat de relatieve turbulentie intensiteit hoger is bij hoofdschroefstraal belasting nabij een kademuur. Een verklaring voor deze mogelijke verhoging kan wellicht worden gevonden in de pitch-diameter verhouding van de hoofdschroef (bijlage B). De hoofdschroef van zeewaardige containerschepen is ontworpen om efficiënt te zijn bij de relatief lange afstanden die dit schip overzee moet afleggen. Indien een lager toerental aangewend wordt gedurende het manoeuvreren nabij kadeconstructies, zal de hoofdschroef minder efficiënt zijn. Hierdoor worden relatief grotere turbulente fluctuaties verwacht. Vanwege de onzekerheid in turbulentie intensiteit wordt de mobiliteitscoëfficiënt voor “gering transport op alle locaties” gelijk gesteld aan de mobiliteitscoëfficiënt volgend uit het boegschroef model.

$$Z = \sqrt{\frac{2g(\rho_s - \rho_w)D_{50}}{\rho_w \beta}} - \frac{C_1 C_2}{h_w - h_b - d + k} \sqrt[3]{\frac{f P D_0}{\rho_w}} \quad \text{met } D_0 = D_s / \sqrt{2} \quad (5.6)$$

In bijlage E zijn de ontgrondingskuilen ten gevolge van de hoofdschroefstraal belasting bestudeerd. Uit de lodingen volgde een kans op “verandering bodemprofiel” ten gevolge van de hoofdschroef belasting .

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	2,34E-3
Onderhoud noodzakelijk	4,68E-4

Tabel 7.1: Kans op toestand waarin de bestorting verkeerd

Met behulp van een Monte Carlo simulatie in het programma matlab kan een eerste benadering van het aangewende motor vermogen van de hoofdschroef worden gemaakt. De kans op “verandering bodemprofiel” wordt nogmaals gelijk gesteld aan de kans op “gering transport alle locaties”. De mobiliteitscoëfficiënt wordt gelijk gesteld aan de mobiliteitscoëfficiënt van het boegschroef model. Hierbij wordt aangenomen dat een ontgrondingskuil van 0,2 à 0,3m overeenstemt met de toestand “gering transport alle locaties”. Opgemerkt moet worden dat er 5 kuilen van 0,2 à 0,3m werden gesignaleerd ter plaatse van Fase 1A in de Amazonehaven. Dit is relatief weinig, maar stemt wel overeen met de verwachtingen van de hoofdschroefstaal belastingssituatie. Het aangewende motor vermogen van de hoofdschroef kan nu geschat worden. De resultaten worden gecontroleerd aan de hand van de beschikbaar gestelde registraties van afvaar- en afmeermanoeuvres, beschreven in bijlage G.

7.1 Aangewend vermogen met constanten C_1 C_2 en $\beta_{isb}=1,65$

Om een eerste “grove” schatting te krijgen van het aangewende vermogen worden de volgende constanten ingevoerd in het matlab model van de hoofdschroef. De “matlab broncode” kan worden gevonden in bijlage K.

Variabele invoer	μ	σ
C_1 [-]	1,17	-
C_2 [-]	0,306	-
β_{isb} [-]	1,65	-
D_{50} 10-60kg [m]	0,28	0,02

Tabel 7.2: Variabele invoer hoofdschroef model

De mobiliteitsparameter β_{isb} wordt gekozen gelijk aan 1,65. Het blijkt dat de coëfficiënt f die het aangewende vermogen relateert aan het maximaal beschikbare vermogen het best wordt benaderd met $f=0,24$. De falende schepen gebruiken volgens het matlab model ongeveer 24% van het maximaal beschikbare vermogen. Dit percentage is niet realistisch. Er is beperkte manoeuvreerruimte in de Amazonehaven en tevens is de verwachting is dat de grote schepen relatief meer sleepboot assistentie nodig hebben. Hierdoor zal het aangewende vermogen lager zijn dan in deze benadering is verondersteld. De onderschatting van de maximale bodemsnelheid en de onzekerheid in de mobiliteitsparameter β_{isb} resulteren in dit onwerkelijke hoge vermogen.

Aanbeveling:

Er moet een relatie komen tussen bijvoorbeeld de LOA (Length Over All), B_s , $d_{\text{werkelijk}}$ en het aangewende vermogen van een containerschip, zodat meer inzicht wordt verkregen in de verwachtingswaarde van de belastingssituatie door de hoofdschroef op de havenbodem. Tot op heden is dit nog niet mogelijk. Daarom moet meer inzicht worden verkregen in het aangewende vermogen van grote containerschepen, wanneer deze op eigen kracht de kade aandoen. In bijlage G zijn een zestien tal registraties onderzocht van afvaar- en afmeermanoeuvres, waarbij niet vermeld werd in hoeverre gebruik gemaakt werd van sleepdiensten.

Variabelen	Type verdeling	μ	σ	$P(f)=>$ kans op gering transport per manoeuvre
Z [m/s]	NV	0,9049	0,2549	$2,4 \cdot 10^{-3}$

Tabel 7.3: Resultaten hoofdschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65

De volgende invloedfactoren van de invoervariabelen wordt gevonden:

Invoer variabele	$P_{\max}$	$d_{\text{werkelijk}}$	h_w	D_{50}	h_b	D_s	ρ_w	ρ_s	C_1	C_2
α^2	0,38	0,34	0,13	0,12	0,012	0,015	0,003	0,004	-	-

Tabel 7.4: Invloedfactoren van de invoervariabelen in het hoofdschroef model

De manoeuvres die de toestand “gering transport alle locaties” hebben overschreden kunnen worden gevonden in bijlage I. Volgens de huidige ontwerpformule zorgen de relatief grote containerschepen voor de maatgevende situaties. Dit gebeurt met name in combinatie met een ongunstige steendiameter en waterstand. Vanwege de inzet van sleepdiensten kan dit bekritiseerd worden. Het is immers niet onmogelijk dat relatief kleine schepen, die beter kunnen manoeuvreren, op eigen kracht de kade aandoen. Hierbij kunnen deze relatief kleinere binnenvaartschepen bijvoorbeeld 40% van het maximaal beschikbare vermogen gebruiken ($0,4 \cdot 35 \text{ MW} = 14 \text{ MW}$), dit aangewende vermogen komt overeen met de relatief grotere zeewaardige containerschepen die 24% gebruiken ($0,24 \cdot 60 = 14,4 \text{ MW}$). Het voorgaande is gebaseerd op gesprekken met het loodswezen en een ervaren kapitein en de resultaten van deze gesprekken zijn verwerkt in bijlage F.

Aanname:

Voorlopig wordt aangenomen dat de grote containerschepen gemiddeld 10% van hun maximaal beschikbare vermogen gebruiken nabij bestorting in de Amazonehaven, omdat hier beperkte manoeuvreerruimte beschikbaar is. Deze aanname is gebaseerd op basis van de beschikbaar gestelde registraties in bijlage G.

7.2 Aanpassing constanten C_1 C_2

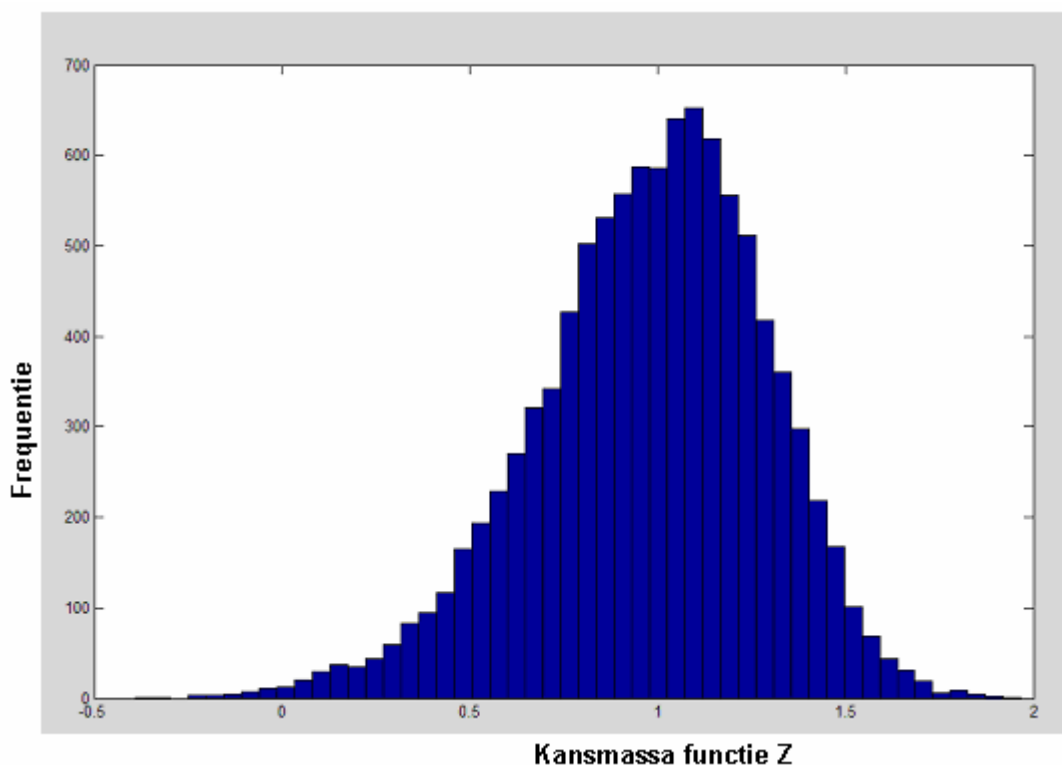
De verwachting is dat er een overschatting van de bodemsnelheid wordt verkregen door de afname van de factor 1,17 naar 1,033 in de uitstroomsnelheid van de hoofdschroef. Tijdens onderzoek van Waterloopkundig Laboratorium [41] en Blokland in 1996 [6] werden de gemeten en berekende snelheden boven de bodem vergeleken. Als basis voor de berekende snelheden werd voor de constante $C_1=1,17$ aangehouden. Blokland en het Waterloopkundig Laboratorium concludeerden beiden dat de huidige ontwerpformule een onderschatting van bodemsnelheid geeft. De onderschatting evenwijdig aan de kade bedroeg 30% en bij het schuin wegvaren 45%. Wanneer de onderschatting van C_1 in rekening gebracht wordt zal ook C_2 hoger gekozen moeten worden. Daarom wordt in dit model voor gekozen om $C_1=1,17$ te handhaven en wordt $C_2=0,4$ in plaats van 0,306 aanbevolen. De standaard afwijkingen die in rekening worden gebracht om de invloed van deze empirisch bepaalde constanten op de spreiding van de betrouwbaarheids functie worden respectievelijk geschat op 0,01 en 0,04.

Variabele invoer	μ	σ
C_1 [-]	1,17	0,01
C_2 [-]	0,40	0,04
β_{isb} [-]	1,65	0,10
D_{50} 10-60kg [m]	0,28	0,02
D_{50} 40-200kg [m]	0,41	0,04
f	0,10	-

Tabel 7.5: Variabele invoer hoofdschroef model

7.3 Veiligheid huidige ontwerpmethodiek

In bijlage I kunnen manoeuvres die de kans op de toestand “gering transport alle locaties” hebben overschreden worden afgelezen. De onderstaande figuur is het resultaat van de Monte Carlo simulatie. Dit is een histogram van de betrouwbaarheidsfunctie Z.



Figuur 7.1: Histogram betrouwbaarheidsfunctie hoofdschroef

De simulatie kiest 10.000 willekeurige waarden voor B_s en $d_{\text{werkelijk}}$ uit de matrix. De betrouwbaarheidsfunctie wordt telkens ingevuld. Het aantal maal $Z < 0$ stemt overeen met de kans op “gering transport op alle locaties”. De bovenstaande figuur laat zien dat er door de niet normaalverdeelde waterstand en type schepen die de kade aandoen, geen normale verdeling wordt verkregen van de betrouwbaarheidsfunctie. Duidelijk is het verschil in steilheid van de helling links en rechts van de mediaan te zien. Desondanks wordt in het vervolg van dit rapport de betrouwbaarheidsfunctie toch als normaal verdeeld beschouwd.

Variabelen	Type verdeling	μ	σ	$P(f) \Rightarrow$ kans op gering transport per manoeuvre
Z [m/s]	NV	0,8704	0,3039	$2,2 \cdot 10^{-3}$

Tabel 7.6: Resultaten hoofdschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65

Invoer variabele	$P_{\max}$	C_2	$d_{\text{werkelijk}}$	h_w	D_{50}	β_{isb}	h_b	D_s	ρ_w	ρ_s	C_1
α^2	0,34	0,22	0,19	0,09	0,07	0,06	0,007	0,004	0,003	0,003	0,002

Tabel 7.7: Invloedsfactoren van de invoervariabelen in het hoofdschroef model

Conclusie:

Volgens de aanpassing $C_2=0,4$ in de huidige ontwerpformule zorgen de grote schepen nog steeds voor de maatgevende situaties. De constante C_2 blijkt door de hoger gekozen gemiddelde waarde en standaardafwijking veel invloed te hebben op het wel of niet falen van een manoeuvre.

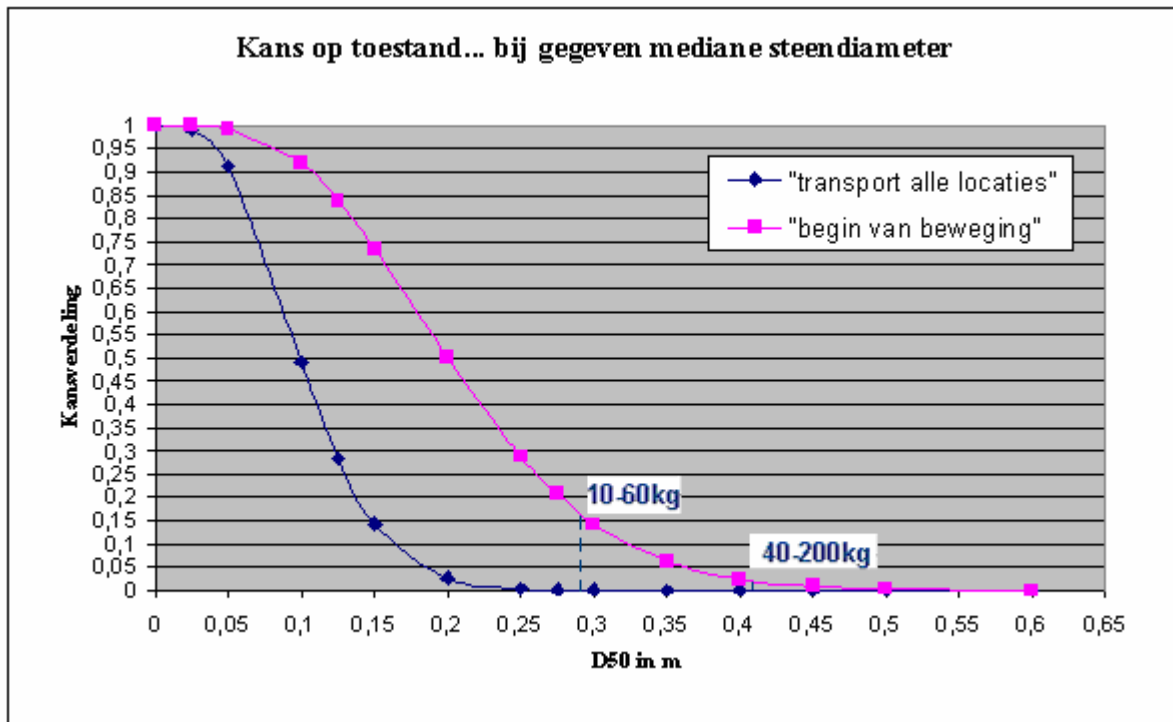
Aanbeveling:

De grootte α^2 van de invoervariabele C_2 is relatief hoog. Deze factor speelt een relatief belangrijke rol in de totale spreiding van de betrouwbaarheidsfunctie. Het is belangrijk meer onderzoek te doen naar de werkelijke waarde van C_2 .

Kans op	ψ	β_{isb}	$P(f)$ $D50=0,28\text{m}$	$P(f)$ $D50=0,41\text{m}$	Verschilfactor
1) <i>beging van beweging</i>	0,03	3,03	1,87E-01	2,19E-02	8,54
2) <i>soms beweging sommige locaties</i>	0,035	2,59	8,70E-02	5,21E-03	16,70
3) <i>frequent beweging sommige locaties</i>	0,04	2,27	3,82E-02	1,17E-03	32,60
4) <i>frequent beweging bijna alle locaties</i>	0,045	2,02	1,74E-02	2,97E-04	58,63
5) <i>frequent beweging alle locaties</i>	0,05	1,82	5,74E-03	7,04E-05	81,49
6) <i>gering transport alle locaties</i>	0,055	1,65	2,20E-03	1,99E-05	110,33
7) <i>transport op alle locaties</i>	0,06	1,51	7,49E-04	5,23E-06	143,26

Tabel 7.8: Kans op toestand waarin de bestortingen 10-60kg en 40-200kg verkeren

Wanneer een 40-200kg bestorting aangebracht wordt in plaats van 10-60kg bestorting zal de bodembescherming gedurende 2 % van de periodieke boegschroefstraal belastingspulsen niet in een stabiele toestand zijn. De kans op “gering transport op alle locaties” wordt met een factor 100 verlaagd. In vergelijking met het boegschroefmodel is deze lagere factor te verklaren door het verschil in steilheid van de normaalverdeelde betrouwbaarheidsfunctie. Dit verschil in steilheid wordt veroorzaakt doordat de invloed van de waterstand groter is in de hoofdschroef ontwerpformule.



Figuur 7.2: : Kansverdeling boegschroef model bij gegeven D_{50}

De figuur laat zien dat de kans op “begin van beweging” ongeveer 19% procent is per scheepsmanoeuvre indien een bestorting van 10-60kg gekozen wordt. Door de grote verschil factor, orde 1000, tussen “begin van bewegen” en daadwerkelijk “transport op alle locaties” kan nog niet geconcludeerd worden dat een breuksteen 10-60kg bestorting onwenselijk is. Wel kan worden geconcludeerd dat door het verschil in steilheid tussen de lijnen “begin van beweging” en “transport alle locaties”, veroorzaakt door de diversiteit van de schepen die de kade aandoen, een grote verschilfactor wordt gevonden tussen een 10-60kg en 40-200kg bestorting. Indien een breuksteen bestorting van 40-200kg gekozen wordt, resulteert dit in een afname op de kans “begin van beweging” met een factor 8. Wanneer naar het daadwerkelijk uitspoelen van bodemmateriaal wordt gekeken, kan indien de 40-200kg bestorting gekozen wordt een factor 140 extra veiligheid verkregen.

7.4 Conclusie hoofdschroef model

Kritische mobiliteitscoëfficiënt

De gevonden kritische mobiliteitscoëfficiënt, bepaald met behulp van het probabilistische matlab model, stemt niet overeen met de gevonden stabiliteitscoëfficiënten in de bestudeerde literatuur.

Constanten C_1 en C_2

Er bestaat veel onduidelijkheid omtrent de constanten in de hoofdschroef ontwerpformule. De verwachting dat C_1 een empirische bovengrensbepaling is klopt, voor C_2 geldt dit echter niet. Deze factor volgend uit de vrije straal theorie houdt geen rekening met de begrenzing van de bodem. Er wordt een onderschatting verkregen van de maximaal optredende bodemsnelheid.

Aangewend vermogen

In de Amazonehaven is beperkte ruimte voor het “op eigen kracht” manoeuvreren van containerschepen. Het percentage van het aangewende vermogen is geschat op basis van de beschikbaar gestelde registraties van afvaar- en afmeermanoeuvres. Bij de verkregen registraties werd niet vermeld in hoeverre gebruik gemaakt werd van sleepdiensten. De verwachting is dat toekomstige schaalvergroting gepaard gaat met een afname van het aangewende vermogen, omdat meer gebruik gemaakt moet worden van sleepdiensten.

Hoofdschroef model

De bestudering met behulp van het hoofdschroef model van de situatie in de Amazonehaven en de bestudeerde registraties van afvaar en afmeer manoeuvres kan beschouwd worden als een eerste praktijk proef. Doordat het model geijkt is, zijn de resultaten voor de Amazonehaven bruikbaar. Het is moeilijk, zo niet onmogelijk, om de resultaten door de bovenvermelde onzekerheden te vergelijken met overige havens.

7.5 Aanbevelingen

Verbeteringen ontwerpformule

Stap 1

Uit bijlage B blijkt dat het mogelijk is de uitstroomsnelheid te berekenen met behulp van de stuwkrachtcoëfficiënt K_T en de schroefaskoppelcoëfficiënt K_Q . Belangrijk is meer metingen te krijgen van de uitstroomsnelheid achter een hoofdschroef, zodat meer inzicht wordt verkregen in de variatie in K_T en K_Q per type schroef. Dit kan door nieuwe resultaten te werven uit model/praktijk metingen. De verwachting is dat de verhouding tussen de pitch en de diameter van de schroef varieert per scheepsklasse. Een zeewaardig containerschip zal in tegenstelling tot een binnenvaartschip zijn schroef efficiënter gebruiken bij lange afstanden over zee en minder efficiënt zijn bij beperkte manoeuvreerruimte. Dit verschil kan worden uitgedrukt in de pitch-diameter verhouding van een scheepsschroef.

Stap 2

De begrenzing van de bodem meenemen in de ontwerpformules. C_2 kan bijvoorbeeld nauwkeuriger benaderd worden met behulp van spiegelbronnen van de uitstroomsnelheid boven het wateroppervlak en onder de bodem.

Stap 3

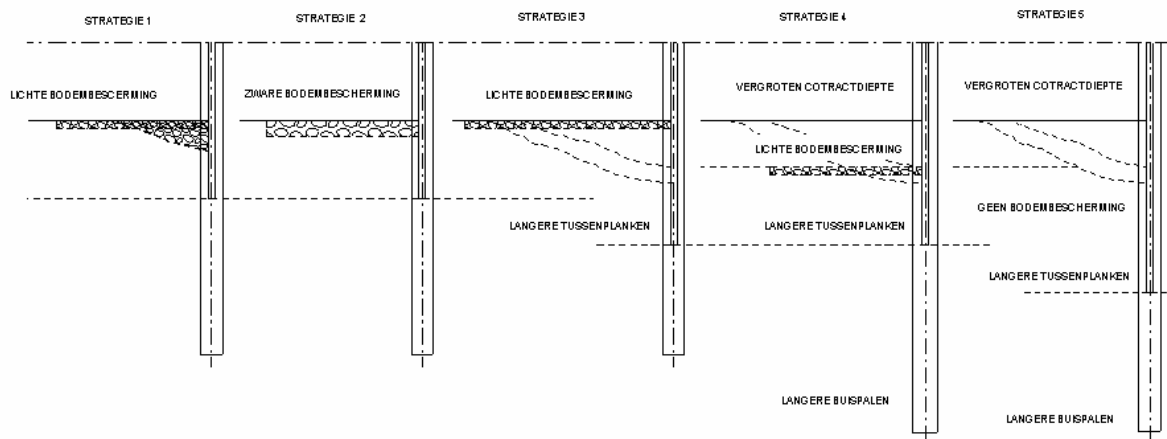
De stroomsnelheid boven de bodem meten gedurende een afvaar of afmeer procedure zodat de relatieve turbulentie intensiteit berekend kan worden ten gevolge van hoofdschroefstraal belasting. Hierdoor kan een beterschatting van de mobiliteitscoëfficiënt verkregen worden.

Stap 4

Studie naar het aangewende vermogen van verschillende categorieën schepen. De verwachting is dat er een relatie is tussen bijvoorbeeld de LOA (length over all), Bs en het benodigde tonnage aan trekkracht voor de “bollard pull” conditie. Onder de “bollard pull conditie” wordt verstaan dat de schroef niet aangestroomd wordt en het schip vanuit stilstand begint te manoeuvreren. Het benodigde tonnage voor de “bollard pull” conditie kan vergeleken worden door het beschikbare vermogen van het containerschip zelf en het eventueel benodigde tonnage van sleepdiensten. Tot op heden is dit niet mogelijk door variërende stroom en wind condities.

8 Kans op ontgronding

Gedurende het ontwerp van een kademuur, worden de kosten van verschillende ontwerpscenario's op zeer globale wijze vergeleken. De onderstaande figuur geeft een overzicht van mogelijke ontwerpstrategieën. Er kan richting worden gegeven aan de kosten minimalisatie bij het toekomstig onderhoud en beheer van kademuren, met of zonder bodembescherming. Uit een kostenvergelijking kan worden afgeleid of de gekozen strategie of een variant daarvan aanleiding geeft om verder in detail te worden uitgewerkt.

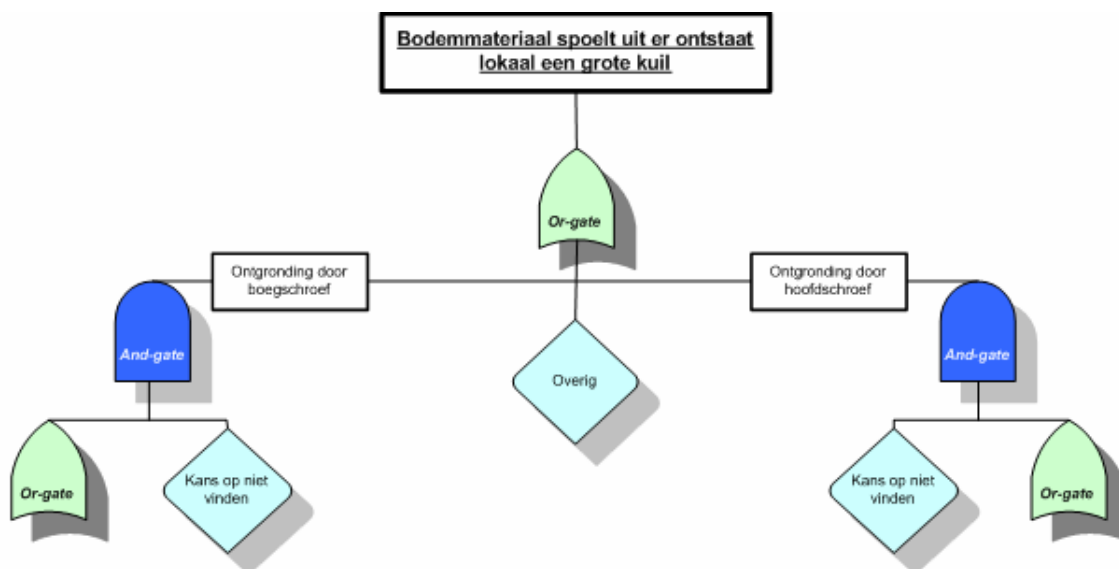


Figuur 8.1: Ontwerpstrategieën

Dit hoofdstuk beperkt zich tot drie bestortingen respectievelijk 10-60kg, 40-200kg en 60-300kg, omdat er van uitgegaan kan worden dat het economisch optimaliseren meer rendement oplevert. Voor deze bestortingen zal een faalkans voor zowel de hoofd- als de boegschroef worden berekend met behulp van beide matlab modellen. Allereerst wordt een foutenboom opgesteld voor de kans dat het bodemmateriaal daadwerkelijk uitspoelt ten gevolge van schroefstraal belastingen. Hierna zullen de risico's bepaald worden zonder te kijken naar de interactie tussen bodembescherming en de kademuur.

8.1 Opstellen foutenboom

De ongewenste “top”gebeurtenis in deze foutenboom is het uitspoelen van het bodemmateriaal. Er zal lokaal een ontgrondingskuil ontstaan. “Overig” in de onderstaande figuur bevat componenten zoals scheepsanker belasting en vastlopers. De foutenboom berekent de kans dat een manoeuvre van een containerschip nabij de kademuur een gat levert. De kademuur in de Amazonehaven is ontworpen voor een levensduur van 50 jaar, de kans per manoeuvre moet nog worden omgerekend naar de faalkans voor de levensduur van de kademuur.



Figuur 8.2: Ongewenste “top”gebeurtenis, bodemmateriaal spoelt uit

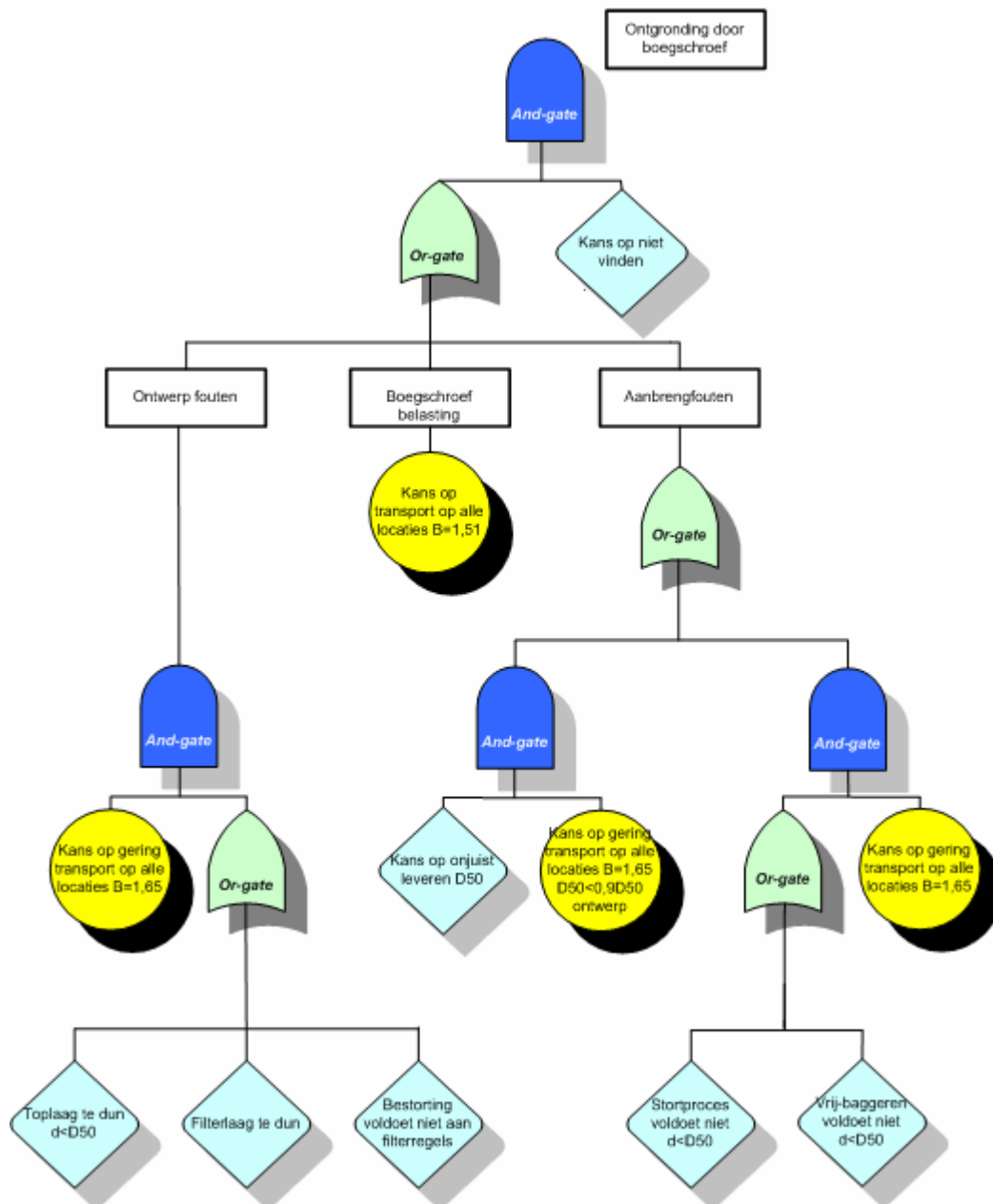
Door de schaalvergroting neemt de servicetijd, tijd benodigd voor het vullen, ledigen en voor overslag van containers, van containerschepen verder toe. Dit kan enerzijds resulteren in een grotere gebruiksbelasting op de bodembescherming. Anderzijds worden er minder “calls” verwacht. Een “call” is een oproep van een schip aan de havenautoriteiten tot het betreden van de haven. Hierdoor komen minder containerschepen naar de betreffende haven vanwege de toename in de bezettingsgraad van de aanlegplaatsen. In deze foutenboom wordt geen rekening gehouden met de verwachting dat de belasting door toekomstige schaalvergroting toeneemt en het aantal “calls” afneemt.

Overig

De huidige ontwerpformules voor het dimensioneren van bodembescherming gaan uit van een ontwerp waterstand die 10% van de tijd overschreden wordt. Er wordt rekening gehouden met de komst van het maatgevende schip. Dit is vaak het grootste schip dat in deze periode verwacht kan worden. Hierbij wordt geen rekening gehouden met toekomstige schaalvergroting en de frequentie van aankomst en afvaart van het ontwerpschip. Omdat de manoeuvres relatief een korte tijdsperiode beslaan zal een kleine faalkans in rekening worden gebracht voor een vastloper. Schepen in nood kunnen rare manoeuvres maken en zo ook een anker laten vallen. Beide gebeurtenissen kunnen een ontgrondingskuil tot gevolg hebben. De kansen op een vastloper en schade door een scheepsanker worden samen geschat op $1 \cdot 10^{-9}$ per manoeuvre.

8.2 Ontgroning door de boegschroef

De onderstaande figuur schematiseert de tak ontgroning door de boegschroef. Grofweg kan geconcludeerd worden dat grote ontgroningen worden veroorzaakt door de gebruiksbelasting als er ontwerp- of aanbrengfouten aanwezig zijn. Aangenomen wordt dat ontgroning door grote belastingen alleen in de uiterste grenstoestand kunnen ontstaan. Dat wil zeggen een grote schroefstraal belasting in combinatie met een lage waterstand.



Figuur 8.3: Ontgroning ten gevolge boegschroefstraal belasting

8.2.1 Kans op niet vinden

Doordat de peilfrequentie in de Amazonehaven relatief hoog is, eens per maand een loding, is de vindkans van een ontgrondingskuil groot. Verondersteld wordt dat met de multibeam methode 80% van de ontgrondingskuilen wordt gevonden direct naast de kademuur. De kans op niet vinden wordt dan bepaald op 20%. Deze aanname is gebaseerd op het vollopen en uitspoelen van gaten gevuld met zand zoals duidelijk naar voren kwam uit bestudering van de lodingen in de Amazonehaven in bijlage E.

8.2.2 Direct een ontgrondingskuil groter dan de laagdikte

In de onderstaande tabel kan worden afgelezen welke mobiliteitscoëfficiënten de toestand waarin bestorting verkeerd vertegenwoordigen. Er kan bijvoorbeeld een bodembescherming ontwerpen worden die overwegend stabiel is of altijd in beweging. In het probabilistische matlab model is al naar voren gekomen dat de mobiliteitscoëfficiënt β_{isb} gevarieerd kan worden, omdat D_{50} als gegeven verondersteld wordt. Een lagere waarde voor de mobiliteitscoëfficiënt resulteert in een hogere kritische stroomsnelheid. De “sterkte” kant van het probabilistische model wordt dus kunstmatig verhoogd. Deze verhoging van de sterkte resulteert bij gelijkblijvende belasting tot een kleinere kans op bijvoorbeeld “transport op alle locaties”. Een hogere waarde daarentegen zorgt voor een afname van de “sterkte” kant. Indien de β_{isb} van 3,03 wordt gekozen geeft het matlab model een grote kans op “begin van beweging” van de stenen.

Toestand		β_{isb}
Stabiel	1) Volkomen rust	3.03
Soms beweging sommige locaties	2) Korrels aan de wandel; hier en daar	2.59
Frequent beweging sommige locaties	3) Korrels aan de wandel; op vrij veel plaatsen	2,27
Frequent beweging bijna alle locaties	4) Korrels aan de wandel; bijna overal	2,02
Frequent beweging Alle locaties	5) Korrels aan de wandel; overal doch niet permanent	1,82
Gering transport alle locaties	6) Korrels aan de wandel; overal en permanent	1,65
Transport alle locaties	7) Begin opmars van de korrels	1,51

Tabel 8.1: Mobiliteitscoëfficiënt en toestand van de bestorting

Er kan alleen direct een grote ontgrondingskuil ontstaan, doordat de boegschroefstraal gebruikbelasting te groot is en de waterstand laag is. Dan wordt de kans op “transport op alle locaties” in rekening gebracht. Voor “transport op alle locaties” wordt β_{isb} het best benaderd door 1,51. Het model in matlab berekent dan de kans op een ontgrondingskuil met een ontgrondingsdiepte groter dan de laagdikte per manoeuvre.

8.2.3 Ontgrondingskuil door aanbrengfouten

Aanbrengfouten kunnen er voor zorgen dat niet bij “transport op alle locaties” het bodemmateriaal uitspoelt maar al bij “gering transport op alle locaties”. In het matlab model wordt nu een stabiliteitscoëfficiënt van 1,65 ingevoerd.

Verkeerde D_{50} geleverd

De mediane diameter D_{50} wordt bekend verondersteld in het matlab model. Er kan niet met zekerheid aangenomen worden dat de D_{50} van 0,28m van een 10-60kg bestorting ook daadwerkelijk aangebracht is in de Amazonehaven. Indien uit wordt gegaan van een te positieve mediane steendiameter wordt de kans op “gering transport op alle locaties” gecombineerd met een afname van 10% van de mediane steendiameter. De kans dat een verkeerde D_{50} wordt aangebracht is 10/100 ontwerpen. $\Rightarrow 0,1$.

Stort en vrijbagger proces

In een periode van 50 jaar wordt globaal aangenomen dat de schroefstraal belasting overal optreedt. De laagdikte varieert en wordt tot op heden relatief onnauwkeurig aangebracht. Voor en na het aanbrengen worden ladingen gedaan. Na de laag mijnsteen of een ander type geometrisch open of gesloten filter vindt geen tussentijdse lading plaats. Ook het vrijbagger proces heeft een relatief grote standaardafwijking. Hierdoor worden de kansen op onnauwkeurigheden geschat op respectievelijk 0,3 voor aanbrengtoleranties en 0,2 voor baggertoleranties.

8.2.4 Ontgrondingskuil en ontwerpfouten

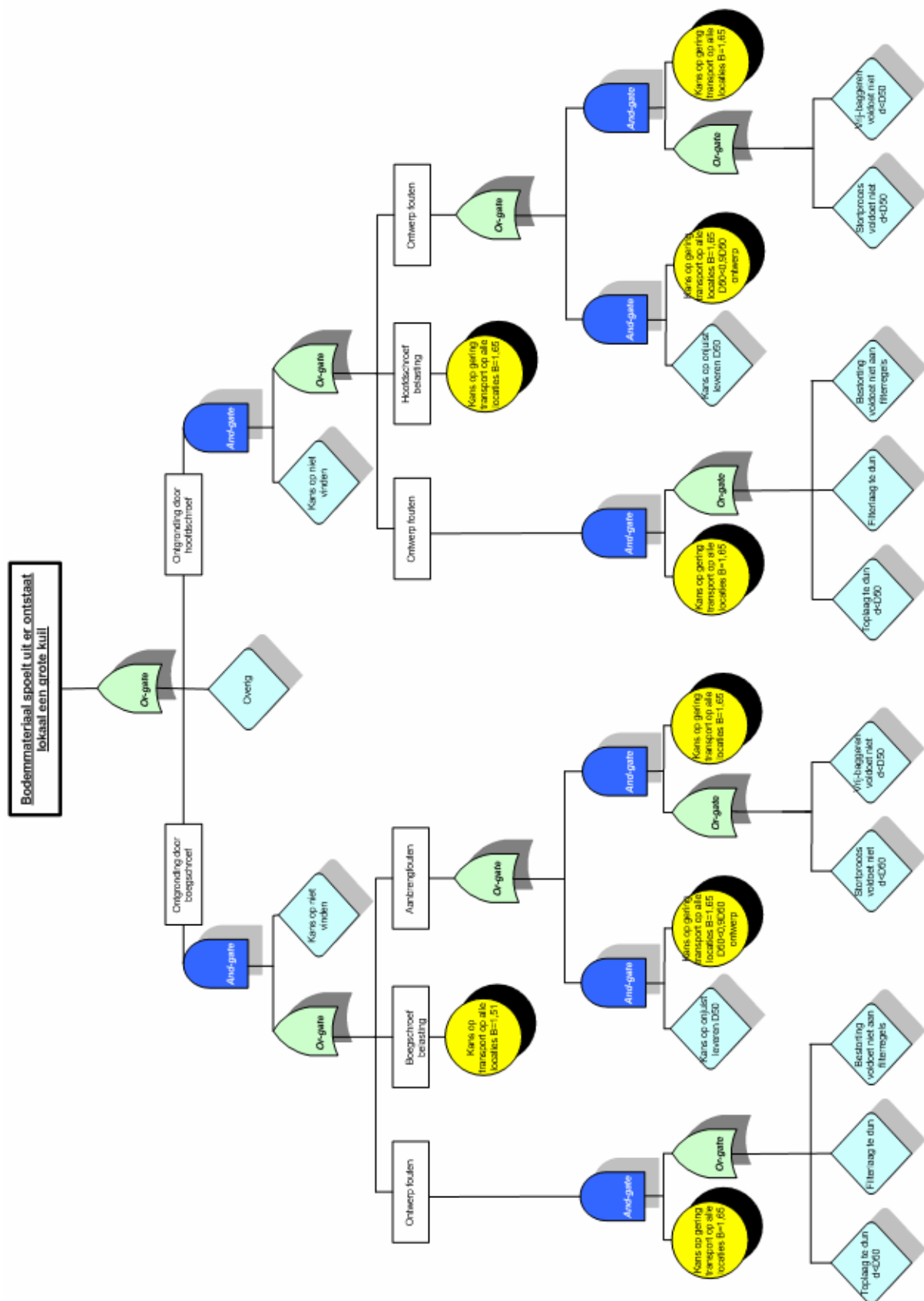
Praktijkervaring speelt bij het ontwerpen van bodembescherming een grote rol. Hierdoor zijn grove ontwerpfouten niet te verwachten. Tot op heden zijn er weinig schadegevallen opgetreden in de Rotterdamse haven. Echter houdt het ontwerp geen rekening met de toekomstige effecten van schaalvergroting. Ontwerpfouten zijn dus niet uit te sluiten.

- Toplaag te dun: 1/100 ontwerpen;
- Filterlaag te dun: 3/100 ontwerpen;
- Filterregels: 5/100 ontwerpen.

Ontwerpfouten kunnen er ook voor zorgen dat niet bij “transport op alle locaties” het bodemmateriaal uitspoelt maar al bij “gering transport op alle locaties”. In het matlab model wordt nogmaals een benadering gemaakt met een mobiliteitscoëfficiënt van 1,65.

8.3 Ontgroning door de hoofdschroef

Ook in het model voor de hoofdschroefstraal belasting is de mobiliteitscoëfficiënt gelijkgesteld aan 1,65 voor “gering transport alle locaties” en 1,51 voor “transport op alle locaties”. Het aangewende vermogen in dit model wordt vastgesteld op 10%. Verder wordt de kans op ontgroning door de hoofdschroef op de zelfde wijze berekend als bij de boegschroef.



Figuur 8.4: Totaal overzicht foutenboom

8.4 Risicoanalyse zonder invloed kademuur

In een risicoanalyse wordt de kans op een ongewenste gebeurtenis en gevolg (schade of verlies) van deze gebeurtenis gekwantificeerd. Met deze resultaten is het mogelijk om aan het gevolg van een ongewenste gebeurtenis een gewicht toe te kennen, dat afhankelijk is van de ernst van het gevolg. Dit is vooral van belang bij relatief kleine kansen en grote gevolgen. Het gevolg van een ongewenste gebeurtenis kan zowel deterministisch als stochastisch zijn. Wanneer er sprake is van een stochastisch gevolg wordt de verwachtingswaarde in rekening gebracht. In deze paragraaf wordt gebruik gemaakt van CUR 209 [13], CUR 190 [10] en Dekking [14].

8.4.1 Aantal ontgrondingskuilen in 50 jaar

De kans op een ontgrondingskuil kan worden beschouwd als een binominale verdeling. In deze risicoanalyse is de binominale verdeling een verdeling van het aantal ontgrondingskuilen X in een reeks van n onafhankelijke manoeuvres alle met kans op een ontgrondingskuil $P(f)$. Het aantal ontgrondingskuilen is een stochastische variabele X . De kans op precies k ontgrondingskuilen, $P(X = k)$, kan gemakkelijk berekend worden als bekend is dat elke reeks uitkomsten met k maal een ontgrondingskuil en $n-k$ maal geen ontgrondingskuil. Omdat er $\binom{n}{k}$ verschillende reeksen zijn met precies k ontgrondingskuilen, wordt de kansfunctie voor $k = 0, 1, \dots, n$ gegeven door:

$$P(k) = \binom{n}{k} P_{(f)}^k (1 - P_{(f)})^{n-k} \quad (8.1)$$

Waarin:

$P_{(f)}$	= faalkans matlab model per manoeuvre [-]
n	= aantal manoeuvres [-]
k	= aantal ontgrondingskuilen [-]

De binomiaalcoëfficiënt, geschreven als $\binom{n}{k}$ geeft aan op hoeveel manieren men uit een reeks van n manoeuvres er k gekozen worden zonder terugleggen. Voor de binomiaalcoëfficiënt geldt:

$$\binom{n}{k} = \frac{n!}{k!(n-k)!} \text{ voor } 0 \leq k \leq n \quad (8.2)$$

$$\binom{n}{k} = 0 \text{ voor } k < 0 \text{ of } k > n \quad (8.3)$$

Het is nogal bewerkelijk of bijna ondoenlijk om voor grote waarden van het aantal manoeuvres n de exacte kansen te berekenen. Dit is ook niet nodig omdat de binominale verdeling voor grote n benaderd kan worden door een normale verdeling. De verwachtingswaarde van de normale verdeling is:

$$E[X] = nP_{(f)} \quad (8.4)$$

8.4.2 Benodigde rekenresultaten

In het begin van deze paragraaf is duidelijk gemaakt dat risico een functie is van kansen en gevolgen. De kansen verkregen uit de probabilistische matlab modellen zijn voor verschillende bestortingen af te lezen uit de onderstaande tabellen. Door het invullen van de onderstaande rekenresultaten in de foutenboom kan de kans op daadwerkelijk een ontgrondingskuil nabij een kademuur groter dan de laagdikte van de bestorting bepaald worden.

Kans op	β_{isb}	$P(f)$ D50=0,28m	$P(f)$ D50=0,41m	$P(f)$ D50=0,48m
Gering transport alle locaties & 0,9*D50	1,65	3,82E-02	2,17E-04	1,28E-05
Gering transport alle locaties	1,65	5,15E-03	9,96E-06	3,25E-07
Transport op alle locaties	1,51	1,74E-03	2,98E-06	7,17E-08

Tabel 8.2: Rekenresultaten boegschroefmodel

Kans op	β_{isb}	$P(f)$ D50=0,28m	$P(f)$ D50=0,41m	$P(f)$ D50=0,48m
Gering transport alle locaties & 0,9*D50	1,65	8,27E-03	1,34E-04	6,21E-06
Gering transport alle locaties	1,65	2,20E-03	1,99E-05	7,06E-07
Transport op alle locaties	1,51	7,49E-04	5,23E-06	8,93E-08

Tabel 8.3: Rekenresultaten hoofdschroef model

Deze rekenresultaten worden ingevuld in de opgestelde foutenboom. In de volgende tabellen kan de verwachtingswaarde van het aantal ontgrondingskuilen worden afgelezen veroorzaakt door respectievelijk de boegschroefstraal en de hoofdschroefstraal belasting gedurende de levensduur van de kademuur. De levensduur van de kademuur ter plaatse van Fase 1A in de Amazonehaven bedraagt 50 jaar.

Ontgrondingskuilen door de boegschroef	D50=0,28m	D50=0,41m	D50=0,48m
Aantal manoeuvres	14000	14000	14000
Kans op ontgrondingskuil per manoeuvre	1,7E-03	3,1E-06	1,5E-07
Verwachtingswaarde aantal ontgrondingskuilen	24,08	0,04	0,00

Tabel 8.4: Aantal ontgrondingskuilen door boegschroefstraal belasting

Ontgrondingskuilen door de hoofdschroef	D50=0,28m	D50=0,41m	D50=0,48m
Aantal manoeuvres	14000	14000	14000
Kans op ontgrondingskuil per manoeuvre	2,3E-04	6,1E-06	2,3E-07
Verwachtingswaarde aantal ontgrondingskuilen	3,18	0,09	0,00

Tabel 8.5: Aantal ontgrondingskuilen door hoofdschroefstraal belasting

8.4.3 Kosten per ontgrondingskuil

De gevolgen van een de ongewenste “top” gebeurtenis het uitspoelen van bodemmateriaal wordt uit gedrukt in kosten. Hierbij wordt onderscheidt gemaakt tussen de aanlegkosten en de kosten de herstellkosten van een ontgrondingskuil. Allereerst worden de eenheidsprijzen gepresenteerd van de mogelijke bestorting. De eenheidsprijzen inclusief aanbrengen zijn samengevat in van der Meer [25]. Het is niet mogelijk de 60-300kg bestorting aan te brengen op de laag mijnsteen. Daarom wordt bij deze bestorting een kraagstuk toegepast.

Eenheidsprijzen bestorting			
Breuksteen	10-60kg	€ 33,00	/m3
	40-400kg	€ 37,13	/m3
	Mijnsteen 10/125mm	€ 25,58	/m3
Breuksteen	60-300kg	€ 37,95	/m3
	Kraagstuk	€ 15,00	/m2

Tabel 8.6: Eenheidsprijzen breuksteen bestortingen

De laagopbouw van de 10-60kg bestorting bestaat uit 0,6m breuksteen en 0,3m mijnsteen. Daarentegen bestaat de laagopbouw van de 40-200kg bestorting uit 0,82m breuksteen en 0,4m mijnsteen. De 60-300kg bestorting heeft een laagdikte van 0,96m en wordt aangebracht op een kraagstuk. De volgende aanlegkosten worden gevonden voor de gehele oppervlakte van Fase 1A in de Amazonehaven:

Aanlegkosten $B_{bestorting}=33m$ $L_{bestorting}=1030m$		
Breuksteen	10-60kg	€ 943.128,18
	40-400kg	€ 1.396.282,86
	60-300kg	€ 1.765.655,42

Tabel 8.7: Aanlegkosten bestorting Amazonehaven

Aangenomen wordt dat een grote ontgrondingskuil een ontgrondingsdiepte van maximaal 2 à 3m heeft. Het volume van een ontgrondingskuil direct naast de kade veroorzaakt door de boegschroefstraal belasting wordt geschat op $50m^3$. Aangenomen wordt dat de hoofdschroefstraal belasting een kuil veroorzaakt met een omvang van 2 maal het volume van een ontgrondingskuil direct naast de kade. In vergelijking met de aanlegkosten wordt verwacht dat de kosten ten behoeve van herstelwerkzaamheden door relatief hogere mobilisatiekosten met een factor 2 toenemen ten opzichte van de aanlegkosten.

Schade per Ontgrondingskuil		Boegschroef Volume $50m^3$	Hoofdschroef Volume $100m^3$
Breuksteen	10-60kg	€ 3.151,50	€ 6.303,00
	40-400kg	€ 3.481,50	€ 6.963,00
	60-300kg	€ 3.636,00	€ 8.472,00

Tabel 8.8: Reparatiekosten ontgrondingskuilen door boeg- en hoofdschroefstraal belasting

8.4.4 Vaststellen en evalueren van het risico

Na het vaststellen van de gevolgen en de bijbehorende kansen, berekend door het invullen van de foutenboom, kan het risico worden bepaald en kan een evaluatie plaatshebben. Doorgaans gebeurt het toetsen van een risico aan vooraf gestelde normen. Bij het dimensioneren van bodembescherming zijn geen normen bekend waaraan de resultaten getoetst kunnen worden. Wel worden eisen gesteld aan de veiligheid van een kademuur. Hierop wordt teruggekomen in het volgende hoofdstuk. Vooralsnog wordt de interactie met de kademuur buiten beschouwing gelaten. Bij een economische optimalisatie worden de kosten van het proces en het risico berekend. Het ontwerp is optimaal als voldaan wordt aan de normen (eisen van de opdrachtgever) en de kosten minimaal zijn.

$$K_{\text{totaal}} = n_{\text{boeg}} K_{\text{boeg}} + n_{\text{hoofd}} K_{\text{hoofd}} + K_{\text{aanleg}} \quad (8.5)$$

Bestorting breuksteen.....	10-60kg	40-200kg	60-300kg
Aantal manoeuvres in 50 jaar	14000	14000	14000
Aantal ontgrondingskuilen boegschroef	24,076	0,043	0,002
Aantal ontgrondingskuilen hoofdschroef	3,184	0,085	0,003
Kosten ontgrondingskuilen boegschroef	€ 75.875	€ 148	€ 7
Kosten ontgrondingskuilen hoofdschroef	€ 20.066	€ 592	€ 6
Aanlegkosten	€ 943.128	€ 1.396.282	€ 1.765.655
Totaal	€ 1.039.069	€ 1.397.023	€ 1.765.670

Tabel 8.9: Rekenresultaten risicoanalyse zonder interactie met de kademuur

De bovenstaande resultaten van de risicoanalyse zijn vaak een ondersteuning voor het nemen van beslissingen. De ingevulde foutenbomen kunnen worden gevonden in bijlage J. Wanneer de interactie met de kademuur niet wordt meegenomen, wordt aanbevolen een bestorting te kiezen van 10-60kg. Hoewel de risicoanalyse in principe na de evaluatie is afgerond, is hier nog een rationele besluitvorming gewenst.

Aandachtspunten

- Economische schade terminal ten behoeve van herstelwerkzaamheden;
- Ongewenste gevolgen van bezwijken van een kademuur ten gevolgen van een ontgrondingskuil;
- Er is geen onderscheid gemaakt in ladingfrequentie en bijbehorende kosten.

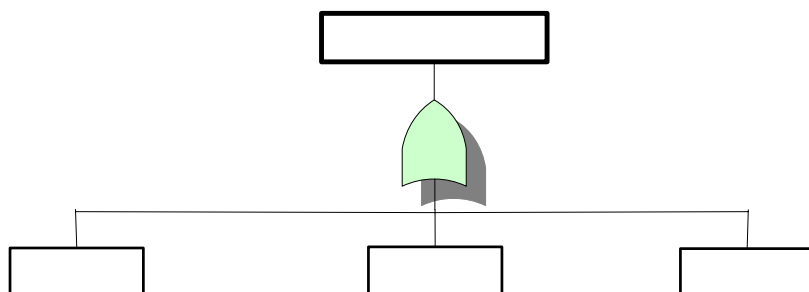
Wanneer deze aandachtspunten in overweging worden genomen, is de verwachting dat frequente ontgrondingskuilen ongewenst zijn naast de kademuur. Het volgende hoofdstuk zal een “grove” analyse geven van de interactie tussen de kademuur en een ontgrondingskuil direct naast de kademuur ten gevolge van boegschroefstraal belasting.

9 Niet beschikbaarheid kademuur

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de interactie tussen een ontgrondingskuil naast de kademuur en de effecten hiervan op de kadeconstructie. Een ontgrondingskuil, veroorzaakt door boegschroefstraal belasting, naast de kademuur kan tot de volgende ongewenste gevolgen leiden:

- Economische schade terminal ten behoeve van herstelwerkzaamheden ;
- Bezwijken van een kademuur door deformaties;
- Bezwijken van het kadeterrein door zakkingen van het achterland.

Navolgend zal er nader ingegaan worden op de deformaties van de kademuren en zakkingen van het achterland. De economische schade aan de terminal wordt niet verder uitgewerkt in dit onderzoek.



Figuur 9.1: Ongewenste “top” gebeurtenis, niet beschikbaarheid kademuur

9.1 Deformaties kademuur ten gevolge van een ontgrondingskuil

Doorgaans wordt een kademuur met een stalen damwand berekend met behulp van betrekkelijk eenvoudige ontwerpprogramma's waarin verplaatsingen te berekenen zijn in de damwand. Bij kademuren die bestaan uit een betonnen bovenbouw is het niet mogelijk direct een relatie te leggen tussen deformaties die gemeten worden op de bovenbouw en de onderliggende constructie. Om inzicht te krijgen in al deze relaties wordt gekozen voor het rekenprogramma PLAXIS. PLAXIS is gebaseerd op een eindige elementen methode. Deze PLAXIS berekening zal zich beperken tot een tweedimensionale situatie. De gevolgen van een ontgrondingskuil op alle constructieve elementen, die integraal verbonden zijn met de kadeconstructie worden impliciet in de berekening meegenomen, worden onderzocht.

De interpretatie van de deformaties verschillen per type kademuur. Hiertoe moet men onderscheid maken tussen de verankerde en onverankerde kademuren. In de Amazonehaven is sprake van een verankerde kademuur. De verankering heeft een grote invloed op de deformaties die gemeten worden ter plaatse van het kadedek.

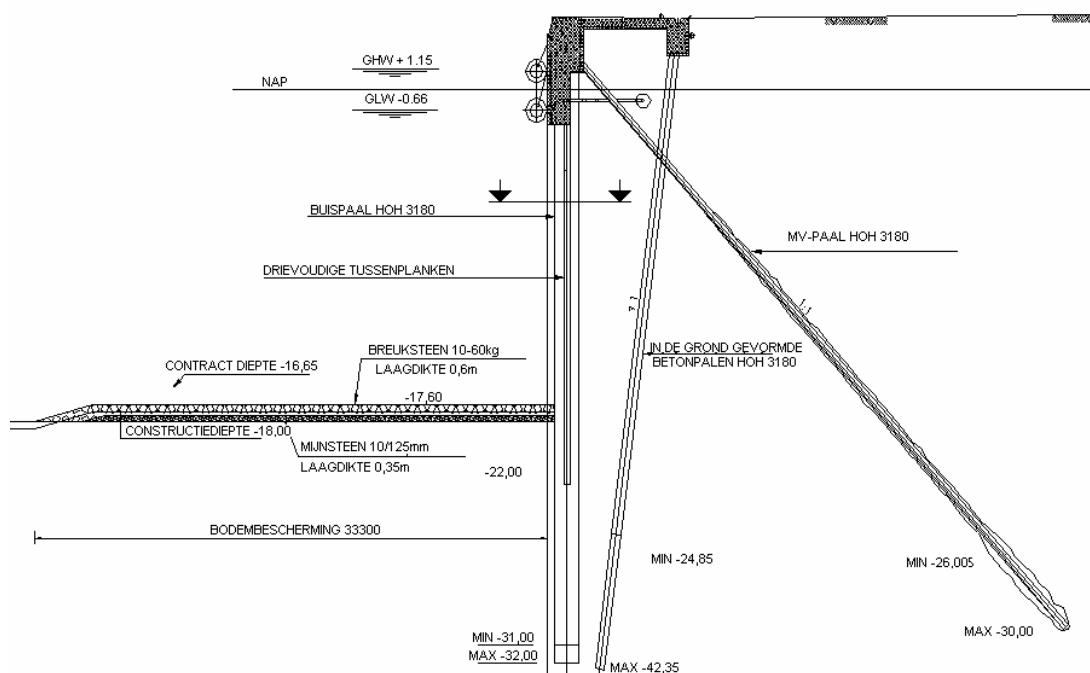
Mogelijke oorzaken horizontale deformaties:

- Belasting op het kadeterrein;
- Ontgronding van de havenbodem direct voor de damwand;
- Versnelde consolidatie van slecht doorlatende gronden;
- Bereiken van de bezwijkspanning van de grond met betrekking tot de dieper gelegen glijvlakken.

Dit onderzoek beperkt zich tot het onderzoeken van de effecten van een ontgronding naast en de effecten van terreinbelasting op de kadeconstructie.

9.1.1 Geometrie en invoer PLAXIS

De kademuur van Fase 1A ter plaatse van de Amazonehaven bestaat uit een bovenbouw waarop de voorkraanbaan aangebracht is. Deze kraanbelasting wordt direct afgevoerd naar de betonnen drukpaal direct onder de voorkraanbaan. De buispalen en de betonpalen zorgen voor de krachtsafdracht van de terreinbelasting. Aan de stalen damwand wordt alleen een grondkerende functie toegekend. Om de deformaties ter plaatse van het kadedek te minimaliseren is er gekozen de trekkrachten af te dragen via een MV-paal.



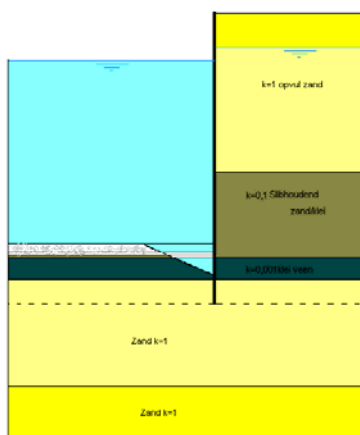
Figuur 9.2: Dwarsdoorsnede Fase 1A Amazonehaven

De volgende geometrische eigenschappen van de constructie elementen zijn benodigd voor de PLAXIS invoer:

Onderdeel	Modellering		EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]
Buispaal	Plate	Elastic	3.008.000	976.000
Betonpaal	Plate	Elastic	2.894.654	723.708
MV-paal	Node to node	Anchor	1.281.132	
MV-paal	Geogrid	Anchor	2.562.264	

Tabel 9.1: PLAXIS invoer constructie elementen

De laagopbouw van de bodem ter plaatse van de kademuur bestaat uit een laag aanvulzand, met daaronder een sliphoudende zandlaag. Daaronder bevindt zich een relatief slecht doorlatende cohesieve klei-veen laag. Onder deze klei-veen laag bevinden zich de Pleistocene zandlagen. De onderstaande figuur wordt duidelijker weergegeven in figuur 9.3.



Figuur 9.3: Laagopbouw bodemprofiel

De geotechnische eigenschappen van de bovenvermelde bodemlagen zijn benodigd voor de PLAXIS invoer. Deze geotechnische eigenschappen worden bepaald zoals beschreven in Herbschleb [17].

Bodem profiel	Drained Mohr- Coulomb model	Laag- dikte [m]	Phi [graden]	Rhow [Kn/m ³]	Cohesie [kN/m ²]	Psi [graden]	Eref [kN/m ²]	Kx [m/dag]
Laag 1	Aanvul zand	15,5	30	18/20	0,00	20,00	25.000	1,00
Laag 2	slibh zand klei-veen	7,5	28	19	0,00	18,00	26.000	0,10
Laag 3	zand/klei veen	2	25	17	10,00	12,00	2.000	0,00
Laag 4	pleis zand	10	33	20	0,00	20,00	75.000	1,00
Laag 5	pleis zand	-	35	20	0,00	20,00	125.000	1,00

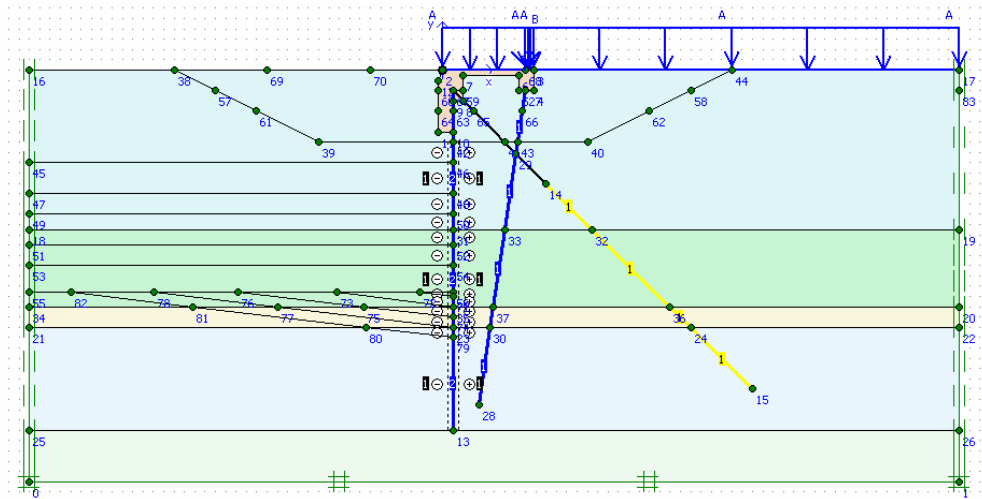
Tabel 9.2: PLAXIS invoer geotechnische eigenschappen bodem opbouw

De volgende terreinbelasting wordt gevonden in Millas [26]:

Terreinbelasting		
Bovenbelasting	40,00	kN/m ²
Voor-kraanbaan belasting	476,00	kN/m
Achter-kraanbaan belasting	340,00	kN/m

Tabel 9.3: PLAXIS invoer terreinbelasting

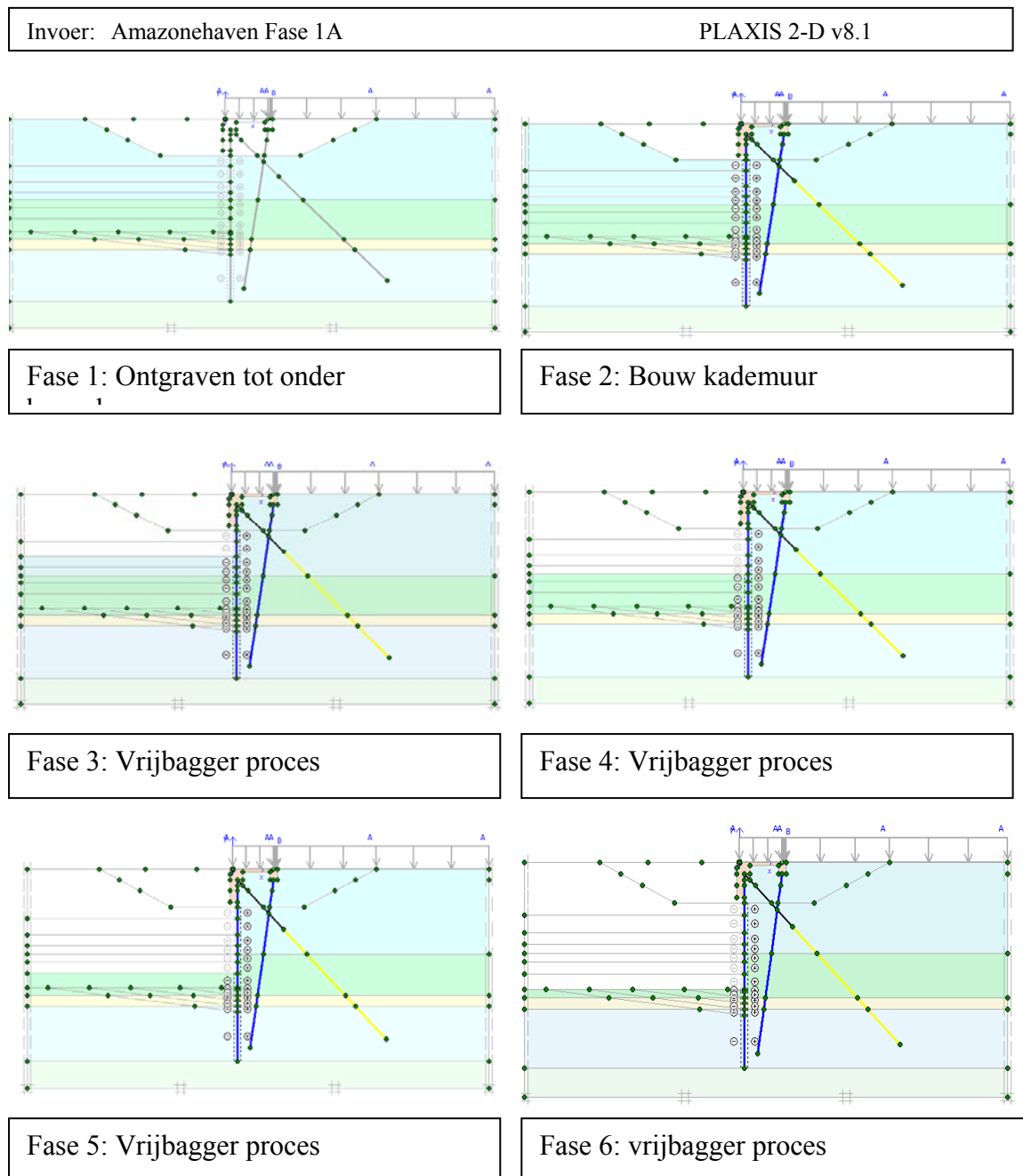
De onderstaande figuur geeft een overzicht van het algemene rekenmodel in PLAXIS.



Figuur 9.4: Resultaat PLAXIS invoer

Om tot rekenresultaten te komen in de gebruiksfase, moet de constructie ingevoerd worden beginnend bij fase nul. De bouwvolgorde van deze kadeconstructie wordt als volgt geschematiseerd: eerst wordt een bouwput gerealiseerd waarna de combiwanden, MV-palen en de betonpalen aangebracht worden. De verwijderde grond achter de combiwand wordt gedeeltelijk weer aangevuld en de bekisting van de betonnen bovenbouw kan gemaakt worden. Wanneer de bovenbouw voldoende verhard is kan begonnen worden met het vrijbagger proces. Dit dient in stappen kleiner dan 2m te gebeuren zodat er geen instabiliteit ontstaat. Wanneer de constructie diepte is bereikt kan de invloed van ontgroningen en de terreinbelasting in de gebruiksfase bekeken worden.

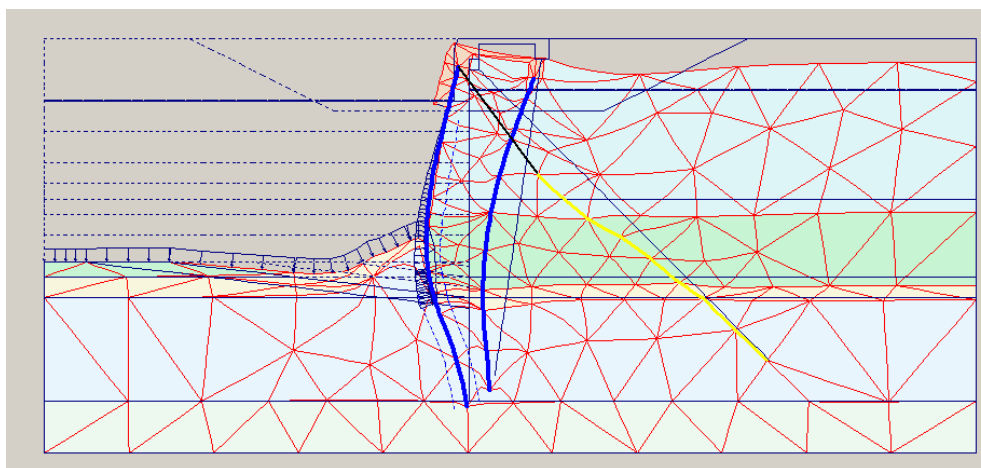
De onderstaande figuur geeft een overzicht van de bouwvolgorde.



Figuur 9.5: Bouwvolgorde Amazonehaven

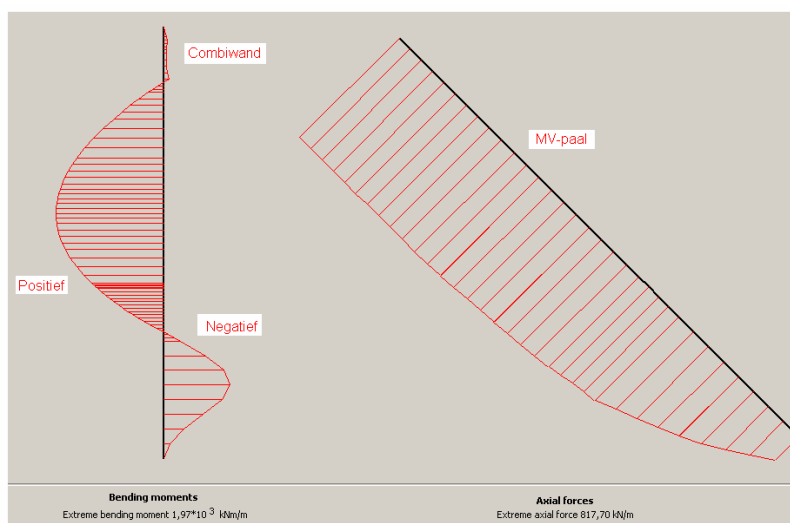
9.1.2 Resultaten ontgrondingskuil van 3,5m en terreinbelasting

Bij toepassing van de eindige elementen methode wordt het grondmassief en de daarin gemodelleerde constructieve delen opgedeeld in lijnen en driehoeken waarbij de knopen langs de randen aan elkaar zijn gekoppeld. Spanningsevenwicht en vervormingen van zowel de grond als de constructie elementen met het eigen gewicht en uitwendige krachten wordt opgelost door een stelsel gekoppelde differentiaal vergelijkingen. Langs de damwand zijn interface elementen verbonden, die het slipgedrag tussen de damwand en het grondmassief beschrijven. De onderstaande figuur geeft het spanningsevenwicht en deformaties van de grond en constructie ten gevolge van een ontgraving van 3,5m en maximale terreinbelasting. Opgemerkt moet worden dat de deformaties in de onderstaande figuur sterk vergroot worden weergegeven.



Figuur 9.6: Deformaties kademuur Amazonehaven PLAXIS berekening

Zoals al eerder vermeld heeft de verankering een grote invloed op de deformaties die gemeten worden ter plaatse van het kadedek, maar ook de deformaties van de buispaal mogen niet verwaarloosd worden. De effecten van een grote ontgrondingskuil en een toename terreinbelasting hebben invloed op de buigende momenten in de buispaal en de trekkracht in de verankering.



Figuur 9.7: Momentenlijn buispaal en trekkracht MV-paal

9.1.3 Conclusies en aanbevelingen

De resultaten uit de onderstaande tabel laten zien dat de differentiatie in deformaties verschillende gevolgen hebben op de krachtswerking in de constructie. Met name een forse ontgronding heeft een grote impact op de toename van het buigende moment in de damwand en heeft relatief weinig invloed op de toename van deformaties ter plaatse van het kadedek. De deformaties die gemonitord worden ter plaatse van het kadedek zijn met name het gevolg van de variabele terreinbelasting. Er is weinig correlatie met de deformatie metingen en een mogelijke ontgrondingskuil.

Ontgrondings- diepte [m]	Max Moment combiwand [kNm]	Max Trekkracht MV-paal [kN]	Kop Verpl. + ← ⇒ - [mm]	Kop Verpl. ↓ - + ↑ [mm]	Max Verpl. combiwand + ← ⇒ - [mm]	Max Verpl. combiwand ↓ - + ↑ [mm]
Zonder terreinbelasting						
0,50	1420	646	0,119	0,009	0,007	0,037
1,50	1500	675	1,530	0,083	10,000	0,625
2,50	1610	724	4,000	0,493	25,920	1,800
3,50	1750	766	7,970	1,480	47,670	3,800
>3,50	-	-	-	-	-	-
Met terreinbelasting						
0,50	1640	639	3,860	8,360	3,860	5,860
1,50	1680	668	5,670	9,050	6,670	6,150
2,50	1810	729	9,900	10,800	9,990	6,980
3,50	1970	812	15,660	13,270	15,660	8,220
>3,50	-	-	-	-	-	-

Tabel 9.4: Rekenresultaten PLAXIS

Bij een ontgronding groter dan 3,5m bezwijkt de grond aan de passieve zijde van de kademuur in de tweedimensionale beschouwde situatie. Dit gebeurt zowel in de situatie met als zonder terreinbelasting. Doordat de deformaties van de buispaal niet worden gemeten zal de constructie niet waarschuwen alvorens deze bezwijkt. De keuze van karakteristieke eigenschappen van de MV-paal speelt in dit proces een voorname rol. Deformaties ter plaatse van het kadedek gedurende de gebruiksfase zijn ongewenst, hierdoor wordt er tijdens de ontwerpfase van een kademuur aan het bezwijkmechanisme “het trek element bezwijkt” een relatief hoge partiële veiligheidsfactor toegekend. Dit wordt beschreven in het “handboek kademuren” [9].

Aanbeveling:

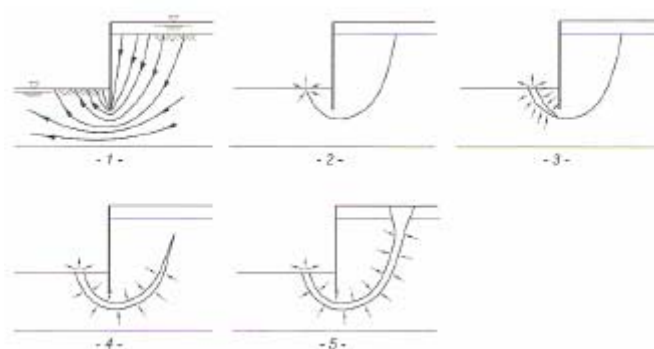
Het tweedimensionale rekenmodel houdt nog geen rekening met de lengte effecten van een ontgrondingskuil. Beter is een ontgrondingskuil te modelleren in de vorm van een halve kegel voor de kademuur. In plaats van gebruik te maken van de tweedimensionale versie van PLAXIS kunnen de locale effecten van een ontgrondingskuil beter gemodelleerd worden in de driedimensionale versie van PLAXIS. De verwachting is dat een locale kuil van 3,5m nog niet tot bezwijken van de kadeconstructie leidt. De deformaties <3,5m aan de combiwand hebben wel een permanent karakter.

9.2 Zakkingen achterland

Bij fijnkorrelige doorlatende gronden is het mogelijk dat door opwaarts gerichte grondwaterstroming aan de passieve zijde van de damwand erosie ontstaat. Deze grondwaterstroming, veroorzaakt door het verschil tussen buiten- en binnengrondwaterstand, zorgt voor een stromingsdruk op de korrels. Dit verschijnsel komt voor bij kademuren waarbij door het gevolg van getijdenwerking ongunstige overdruk situaties optreden. Erosie treedt op wanneer de in het passieve gebied tussen de havenbodem en de onderkant van de damwand de opwaarts gerichte stromingsdrukken groter zijn dan de verticale korrelspanningen uit het eigengewicht. Zie ook CUR, “Handboek kademuren” [9] en Verruit [39].

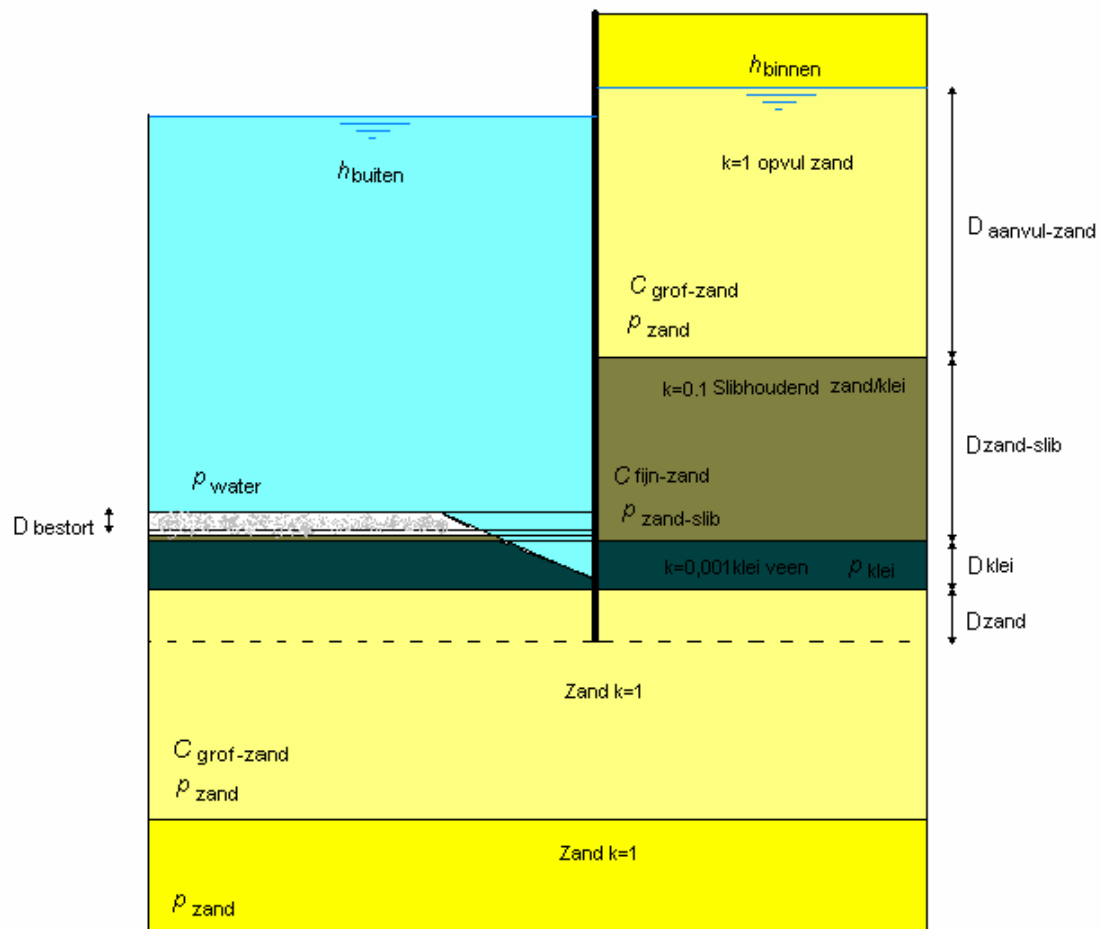
9.2.1 Opbarsten en piping

Een voorwaarde voor een piping gevoelige situaties bij een kademuur is: de binnenwaterstand moet hoger zijn dan de buitenwaterstand. Een goeddoorlatende grondlaag moet gevoed worden door een bovenstrooms waterreservoir en benedenstrooms een uitteerpunt hebben waar het grondwater vrij kan uitstromen. Vanaf dit uitteerpunt is de goed doorlatende grondlaag in bovenstroomse richting begrensd door een relatief ondoorlatend en samenhangend oppervlak. Dit kan bijvoorbeeld een cohesieve kleilaag zijn zoals weergegeven in de onderstaande figuur. Hierdoor bestaat de mogelijkheid dat de kanaaltjes in stand gehouden worden. Zie ook CUR 166 [12] en Handboek kademuren [9].



Figuur 9.8: Ontstaan van piping bij een kadeconstructie

Ter plaatse van de Amazonehaven is een afdekkende klei-veen laag aanwezig, hierdoor is opbarsten van deze laag een voorwaarde voor het ontstaan van piping. Met name bij een ontgronding en een fluctuerende waterstand bestaat de kans dat de kleilaag opbarst. Deze kans zal groter worden indien de ontgrondingsdiepte toeneemt. Er kan een verbinding ontstaan doordat bij een voldoende hoge buitenwaterstand de corresponderende waterdruk in de zandlaag tegen de onderkant van de klei-veen laag groter en/of gelijk wordt aan het gewicht van de bovenliggende grond. Vanwege verticaal evenwicht kan de waterdruk echter nooit groter worden, daarom wordt aangenomen dat de klei-veen laag zal scheuren.



Figuur 9.9: Laagopbouw bodemprofiel

Wanneer de klei-veen laag aan de bovenstroomse kant instant blijft kan verdere controle van piping achterweg blijven. Het kan niet uitgesloten worden dat de bovenstroomse klei-veen laag nog geheel intact is. Deze laag kan lokaal niet aanwezig zijn of er kunnen al kanaaltjes zijn gevormd als gevolg van onvoldoende afgedichte boor- en sondeergaten.

Om het maatgevende verval (hoge binnen- en lage buitenwaterstand) te minimaliseren is een drainagekoffer aangebracht bij de Amazonehaven. Wanneer de binnenwaterstand groter is dan de buitenwaterstand zal via de drainagekoffer de grondwaterstand verlaagd worden ter plaatse van de kademuur. Het grondwater aan de bovenstroomse zijde wordt met enige vertraging geloosd op het buitenwater.

Voorwaarden voor piping ter plaatse van de Amazonehaven:

- De klei-veen laag moet benedenstrooms opbarsten;
- De kleilaag moet bovenstrooms doorbroken zijn;
- De drainagekoffer werkt niet goed.

Grove probabilistische controle opbarsten

Bovenstaand is al vermeld dat opbarsten van de kleilaag een voorwaarde is voor het ontstaan van piping. Door “grove” aannames te doen omtrent de standaard afwijkingen van de invoer variabelen, wordt een eerste benadering van de kans op opbarsten berekend. De ontgrondingsdiepte wordt als gegeven verondersteld. In de onderstaande formules wordt de betrouwbaarheidsfunctie afgeleid voor het opbarst criterium:

$$\sigma' = D_{klei}(\rho_{klei} - \rho_w) + D_{zand / slib}(\rho_{zand / slib} - \rho_w) + D_{bestort}(\rho_{bestort} - \rho_w) \quad (9.1)$$

$$\Delta\sigma_w = (h_{binnen} - h_{buiten})\rho_w \quad (9.2)$$

$$Z_{opbarsten} = \sigma' - \Delta\sigma_w \quad (9.3)$$

De klei laag barst open indien de betrouwbaarheidsfunctie $Z < 0$. De waterspanningen in de zandlaag kan nooit groter zijn dan het gewicht van de afdekkende laag. De onderstaande invoervariabelen worden beschouwd:

	p_{klei} [kN/m ³]	$p_{bestort}$ [kN/m ³]	$p_{zand-slib}$ [kN/m ³]	p_{water} [kN/m ³]	D_{klei} [m]	$D_{bestort}$ [m]	$D_{zand/slib}$ [m]	h_{binnen} [m+ NAP]	h_{buiten} [m+ NAP]
Verd.	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV	Random kiezen
Mu	17,0	26,5	19,0	10,0	2	0,6	1	-0,66	-
Sigma	1	1	1	0,1	0,3	0,2	0,1	0,1	-

Tabel 9.5: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie opbarsten

Opgemerkt moet worden dat hier grove indicaties gemaakt zijn van de standaardafwijkingen van de invoervariabelen.

Grove probabilistische controle piping

In praktijk is gebleken dat de methode van Bligh een bovengrensbepaling geeft voor wel of niet optreden van piping. De methode van Bligh is een eenvoudige toets op piping, waarin de aanwezige kwelweglengte wordt getoetst aan de kritieke kwelweglengte volgens Bligh. De creep factor van Bligh wordt bepaald aan de hand van de geschatte korreldiameter van het zand in de watervoerende grondlaag. Een schatting wordt gemaakt zoals beschreven in Baars [1].

$$\Delta H_{krit} = \frac{L}{C_{creep}} = \frac{2D_{zand} + D_{aanvul-zand}}{C_{grof-zand}} + \frac{D_{zand / slib} + D_{klei}}{C_{fijn-zand}} \quad (9.4)$$

$$\Delta H = h_{binnen} - h_{buiten} \quad (9.5)$$

$$Z_{piping} = \Delta H_{krit} - \Delta H \quad (9.6)$$

Variabele	C _{grof-zand} [-]	C _{fijn-zand} [-]	D _{anvul-zand} [m]	D _{klei} [m]	D _{zand} [m]	D _{zand/slib} [m]	h _{binnen} [m+NAP]	h _{buiten} [m+NAP]
Verdeling	NV	NV	NV	NV	NV	NV	NV	Random kiezen
Mu	12	18	0,9	2	1	0.7	-0,66	-
Sigma	0,1	0,1	0,1	0,3	0,1	0.1	0,1	-

Tabel 9.6: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie piping

Opgemerkt moet worden dat hier grove indicaties gemaakt zijn van de standaardafwijkingen van de invoervariabelen.

Voorwaarden voor het ontstaan van piping is het niet aanwezig zijn van de kleilaag. Volgens het Handboek kademuuren [9] moet voldaan worden aan de eis: De kans op piping mag niet groter zijn dan $1,1 \cdot 10^{-5}$ gedurende de levensduur van een kademuur. Vanwege de frequente van lodingen, eens per maand, moet rekening gehouden worden met de gestelde veiligheidseisen per maand. De veiligheid gesteld aan de levensduur van een kade wordt met een factor 600 verlaagd, omdat de kade een minimale levensduur van 50 jaar heeft. Hierdoor wordt de veiligheidseis per maand $6,6 \cdot 10^{-3}$. De random gekozen waterstanden vertegenwoordigen een tijdsperiode van 10 minuten. Omdat eens per maand een loding wordt gedaan in de Amazonehaven worden 4320 waterstanden verwacht. De kans op piping wordt dus per maand berekend ten gevolge van variatie in ontgrondingsdiepte. Deze berekening wordt gedaan met behulp van een geschreven model in matlab. De “matlab broncode” kan worden gevonden in bijlage K. In deze berekening is aangenomen dat de drainagekoffer goed werkt. Volgens deze grove benadering wordt bij een ontgrondingsdiepte groter van 2m nog steeds voldaan aan de veiligheidseis $6,6 \cdot 10^{-3}$ per maand. Zie onderstaande tabel.

$$P_{\text{totaal}} = P_{\text{opbarsten}} * P_{\text{geen-kleilaag}} * P_{\text{piping}} \leq 6,6 \cdot 10^{-3} \quad (9.7)$$

Kans op	Opbarsten	Niet aanwezigheid kleilaag	Piping [Maand]	Totaal	Voldoet
Ontgrondingsdiepte [m]					
0,00	4,74E-04	1,00E-02	3,84E-01	1,82E-06	ja
0,50	3,65E-03	1,00E-02	3,84E-01	1,40E-05	ja
1,00	2,42E-02	1,00E-02	3,84E-01	9,28E-05	ja
1,50	2,30E-01	1,00E-02	3,84E-01	8,83E-04	ja
2,00	9,99E-01	1,00E-02	3,84E-01	3,83E-03	ja

Tabel 9.7: Rekenresultaten “grove” probabilistische analyse opbarsten en piping

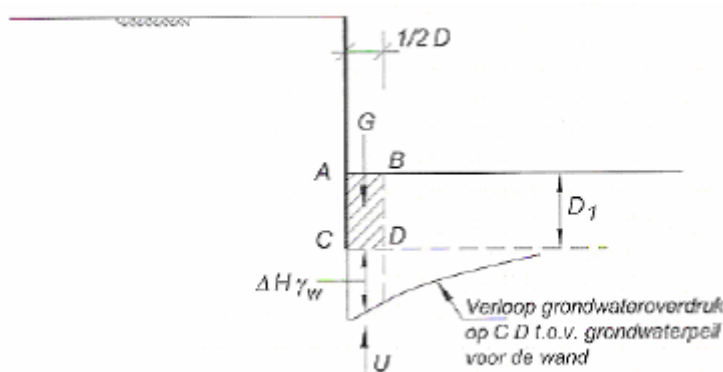
Tijdsafhankelijke effecten zijn niet meegenomen in dit probabilistische model. Wel komt in de tabel duidelijk naar voren dat de kans dat piping direct naast de kademuur optreedt, gegeven een ontgrondingskuil, gering is.

Bij ontgroning ten gevolge van de hoofdschroef is de verwachting dat de kans op piping minimaal is, door de toename van de kwelweglengte.

Het stalen damwandscherm van de Amazonehaven kan worden gezien als een kwelscherm. Kwelschermen vergroten de weerstand die een kwel stroom ondervindt. Wanneer de lengte van het kwel scherm toeneemt, vermindert de kwel en nog belangrijker de stroomsnelheid van het grondwater. Hierdoor neemt de kans op erosie van de goeddoorlatende zandlaag benedenstrooms af. Aan de benedenstroomse zijde van de combiwand wordt de uitstroom richting van de kwelstroom verticaal. Hierbij doet zich het verschijnsel voor dat door de opwaartse kwelstroom de korrelspanningen in het zand achter het kwelscherm afnemen. In het uiterste geval vallen de korrelspanningen geheel weg, dit mechanisme wordt “heave” genoemd. Voor meer gedetailleerde informatie over heave wordt verwezen naar TAW [34].

Bepalend voor dit mechanisme is de toename van de waterspanningen met de diepte in het zand achter het kwel scherm. Indien geen kwel stroming aanwezig is, is die toename hydrostatisch. In het zand is dan korrelspanning aanwezig. Bij een opwaartse kwelstroom zijn de waterspanningen groter dan hydrostatisch, dit leidt tot een afname van de korrelspanningen. Een grenstoestand wordt bereikt wanneer de toename van de wateroverspanning met de diepte gelijk is aan de toename van de korrelspanningen wanneer de waterspanning hydrostatisch zou zijn. De toestand van deze toename van de wateroverspanning kan worden uitgedrukt in termen van de verticale gradiënt van de grondwaterpotentiaal. De gradiënt waarbij de grenstoestand wordt bereikt wordt kritische gradiënt genoemd.

De druk in niet stromend grondwater is hydrostatisch. Als het grondwater niet stroomt wordt aan de evenwichtvergelijkingen voldaan. Deze evenwichtvergelijkingen kunnen opgelost worden indien de ligging van een freatisch vlak (grondwaterstand aan de binnenzijde) bekend is. Wanneer een stijghoogte verschil gemeten wordt over een bepaalde afstand, zal er stroming door de poriën van grondlagen zijn. Deze stroming wordt aangedreven door een potentiaalverschil over deze afstand. De hydraulische gradiënt is de verhouding van het potentiaalverschil over de richting van de grondwaterstroming.



Figuur 9.10: Heave bij een kadeconstructie

Grove probabilistische controle heave

De “weerstand” (sterkte) tegen de toename van de wateroverspanning kan worden uitgedrukt in termen van de verticale gradiënt van de grondwaterpotentiaal. De kritische gradiënt waarbij de weerstand wordt overschreden wordt bepaald met de onderstaande formule.

$$i_{krit} = (1 - n) \frac{(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (9.8)$$

De kritische gradiënt in zand varieert afhankelijk van de porositeit n tussen 0,85 en 1,15. Als regel wordt een toelaatbare kritische gradiënt $i_{krit} = 0,5$ aangehouden.

De “belasting” de toename van de wateroverspanning kan door de volgende formule worden uitgedrukt in termen van de verticale gradiënt van de grondwaterpotentiaal.

$$i_{optr} = \frac{\Delta H}{D} \quad (9.9)$$

$$i_{optr} = \frac{(h_{binnen} - h_{buiten})}{D_{klei} + D_{bestort} + D_{zand / slib} + D_{zand}} \quad (9.10)$$

$$Z_{heave} = i_{krit} - i_{optr} \quad (9.11)$$

Invoer variabelen Monte Carlo simulatie

De Monte Carlo simulatie is gebaseerd op de aannamen in de onderstaande tabel. De waterstand kan niet als een normale verdeling worden beschouwd en wordt weer gekozen uit een opgestelde matrix van de waterstanden.

Variabele	i_{optr} [-]	$D_{bestort}$ [m]	D_{klei} [m]	D_{zand} [m]	$D_{zand/slib}$ [m]	h_{binnen} [m+NAP]	h_{buiten} [m+NAP]
Verdeling	NV	NV	NV	NV	NV	NV	Random kiezen
Mu	0,85	0,9	2	1	0,7	-0,66	-
Sigma	0,1	0,1	0,3	0,1	0,1	0,1	-

Tabel 9.8: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie heave

Opgemerkt moet worden dat hier grove indicaties gemaakt zijn van de standaardafwijkingen van de invoervariabelen.

Voorwaarden voor het ontstaan van heave is het niet aanwezig zijn van de kleilaag aan de binnen zijde van de kadeconstructie. Volgens het Handboek kademuuren [9] moet voldaan worden aan de eis: De kans op heave mag niet groter zijn dan $6,6 \cdot 10^{-3}$ per maand. De random gekozen waterstanden vertegenwoordigen een tijdsperiode van 10 minuten. Omdat eens per maand een loding wordt gedaan in de Amazonehaven worden nogmaals 4320 waterstanden verwacht. De kans op heave wordt dus per maand berekend ten gevolge van verschillen ontgrondingskuilen. Om deze berekening uit te voeren wordt de heave berekening toegevoegd aan het matlab model in bijlage K. In deze berekening is aangenomen dat de drainagekoffer goed werkt. Volgens deze grove benadering wordt bij een ontgrondingsdiepte van 2m nog steeds voldaan aan de gestelde eis $6,6 \cdot 10^{-3}$ per maand. Zie onderstaande tabel.

$$P_{\text{totaal}} = P_{\text{geen-kleilaag}} * P_{\text{heave}} \leq 6,6 * 10^{-3} \quad (9.12)$$

Kans op	Niet aanwezigheid kleilaag	Heave [maand]	Totaal	Voldoet
Ontgrondingsdiepte [m]				
0,00	1,00E-02	1,92E-05	1,92E-07	ja
0,50	1,00E-02	1,39E-04	1,39E-06	ja
1,00	1,00E-02	1,22E-03	1,22E-05	ja
1,50	1,00E-02	1,04E-02	1,04E-04	ja
2,00	1,00E-02	8,70E-02	8,70E-04	ja

Tabel 9.9: Rekenresultaten “grove” probabilistische analyse heave

Tijdsafhankelijke effecten zijn niet meegenomen in dit probabilistische model. Wel komt in de tabel duidelijk naar voren dat de kans dat heave direct naast de kademuur optreedt, gegeven een ontgrondingskuil, gering is.

Bij ontgroning ten gevolge van de hoofdschroef treedt geen heave op, de grondwaterstroming zal dan horizontaal verlopen en niet verticaal.

9.3 Risicoanalyse met invloed kademuur

In deze risicoanalyse wordt de kans op de ongewenste gebeurtenis “kademuur niet beschikbaar” en gevolg (schade of verlies) van deze gebeurtenis “grof” gekwalificeerd. Er wordt alleen rekening gehouden met de gevolgen van schade en herstel aan de constructieve elementen van de kadeconstructie. Economische verliezen door het niet beschikbaar zijn van de kademuur ten behoeve van herstelwerkzaamheden worden niet in rekening gebracht.

9.3.1 Benodigde rekenresultaten

In paragraaf 8.4 is al een risicoanalyse gemaakt zonder de interactie tussen bodembescherming en de kademuur. Een overzicht van deze rekenresultaten kunnen worden afgelezen uit de onderstaande figuur.

Bestorting breuksteen.....	10-60kg	40-200kg	60-300kg
Aantal manoeuvres in 50 jaar	14000	14000	14000
Aantal ontgrondingskuilen boegschroef	24,076	0,043	0,002
Aantal ontgrondingskuilen hoofdschroef	3,184	0,085	0,003
Kosten ontgrondingskuilen boegschroef	€ 75.875	€ 148	€ 7
Kosten ontgrondingskuilen hoofdschroef	€ 20.066	€ 592	€ 6
Aanlegkosten	€ 943.128	€ 1.396.282	€ 1.765.655
Totaal	€ 1.039.069	€ 1.397.023	€ 1.765.670

Tabel 9.10: Rekenresultaten risicoanalyse zonder interactie bodembescherming- kademuur

Gegeven is een grote ontgrondingskuil direct tegen de kademuur ten gevolge van boegschroefstraal belasting. Deze ontgrondingskuil is gorter dan de laagdikte van de bestorting, zodat elke navolgende manoeuvre op deze locatie kan vergroten. Er worden grove indicaties bepaald voor de kans op bezwijken door deformaties van de kadeconstructie en de kans op bezwijken van het achterland door ongewenste zakkingen. Aangenomen wordt dat in 10% van de ontgrondingskuilen groter dan de laagdikte van de bestorting, de ontgrondingskuil tot te grote deformaties van de kademuur leidt. De kans op piping en heave worden bepaald bij een gegeven ontgrondingskuil met een ontgrondingsdiepte van 2m. Dit resulteert in de onderstaande tabel.

Kans op.....	$P(f)$ Deformaties	Zakkingen van het achterland	
		$P(f)$ Piping	$P(f)$ Heave
	1,0E-01	3,83E-03	8,70E-04

Tabel 9.11: Kans op deformaties en zakkingen achterland gegeven een ontgraving

9.3.2 Herstelkosten niet beschikbaarheid kademuur

De gevolgen van een de ongewenste “top” gebeurtenis niet beschikbaarheid kademuur worden uit gedrukt in kosten. Hierbij wordt onderscheidt gemaakt tussen de herstelkosten van de gevolgen door deformaties van de kadeconstructie en zakkings van het achterland. Met behulp van Kortlever [22] en van der Hout [19] is een grove schatting gemaakt voor de gevolgen van een ontgrondingskuil basis van de bouwkosten van een kademuur. De bouwkosten bedragen ongeveer € 20.000 per strekkende meter kademuur. Aangenomen wordt dat een buispaal en twee damwandschermen bezwijken, totaal 7m kademuur, ten gevolge van een grote ontgrondingskuil direct naast de kademuur. De herstelkosten worden 2 maal zo groot verondersteld als de bouwkosten. Deze aannamen resulteren in een grove schatting van de totale schade, namelijk € 280.000. De herstelkosten van zakkings van het achterland worden twee maal zo klein verondersteld in vergelijking met de herstelkosten ten gevolge van deformaties van de kademuur. Dit resulteert in € 140.000. De onderstaande kosten zijn voor ontgrondingskuilen ten gevolge van boegschroefstraal belasting. In deze risicoanalyse worden de gevolgen van een ontgrondingskuil door de hoofdschroef verwaarloosd.

Kosten deformaties Per ontgrondingskuil	Kosten zakkings per ontgrondingskuil
€ 280.000	€ 140.000

Tabel 9.12: Herstelkosten ten gevolge van een ontgrondingskuil direct naast de kademuur

9.3.3 Vaststellen en evalueren van het risico

Na het vaststellen van de gevolgen en de bijbehorende kansen, kan het risico worden bepaald en kan een evaluatie plaatshebben. Doorgaans gebeurt het toetsen van een risico aan vooraf gestelde normen. Wanneer een bestorting van 10-60kg gekozen wordt en er een ontgrondingskuil ontstaat voldoet de kadeconstructie nog steeds aan de gestelde veiligheidseisen.

$$K_{\text{totaal}} = n_{\text{boeg}} (K_{\text{boeg}} + K_{\text{zakkings}} + K_{\text{deformaties}}) + n_{\text{hoofd}} K_{\text{hoofd}} + K_{\text{aanleg}} \quad (9.13)$$

Bestorting breuksteen.....	10-60kg	40-200kg	60-300kg
Aantal manoeuvres in 50 jaar	14000	14000	14000
Aantal ontgrondingskuilen boegschroef	24,076	0,043	0,002
Aantal ontgrondingskuilen hoofdschroef	3,184	0,085	0,003
Kosten ontgrondingskuilen boegschroef	€ 75.875	€ 148	€ 7
Kosten ontgrondingskuilen hoofdschroef	€ 20.066	€ 592	€ 6
Aanlegkosten bodembescherming	€ 943.128	€ 1.396.282	€ 1.765.655
Kosten zakkings	€ 14.157	€ 25	€ 1
Kosten deformaties	€ 674.122	€ 1.198	€ 61
Kosten economisch	nvt	nvt	nvt
Totaal	€ 1.727.348	€ 1.398.247	€ 1.765.732

Tabel 9.13: Rekenresultaten risicoanalyse

Wanneer de interactie met de kademuur wordt meegenomen, wordt aanbevolen een bestorting te kiezen van 40-200kg. De “grove” aannames van bovenstaande risicoanalyse kunnen worden gezien als een ondersteuning voor het nemen van een beslissing. Hoewel qua veiligheidseisen die gesteld worden aan een kademuur voldaan wordt, wordt op basis van deze van deze “grove” risicoanalyse geconcludeerd dat het toepassen van een bestorting van 10-60kg niet wenselijk is in de Amazonehaven. Het aantal ontgrondingskuilen bij een 10-60kg bestorting resulteert in een te groot risico. Hierbij is overigen nog geen rekening gehouden met toekomstige schaalvergroting van de scheepvaart en economische schade door herstelwerkzaamheden aan de terminal. De verwachting is dat wanneer een deze ongewenste gevolgen geanalyseerd worden de 10-60kg nog ongunstiger naar voren komt in deze risicoanalyse.

10 Conclusie

Alvorens de conclusie te bespreken, worden de vragen met behulp van de gestelde doelstelling in dit rapport beantwoordt en nog eens onder elkaar gezet. Containerschepen beschikken over een boegschroef en een hoofdschroef, welke schroefstraal belastingen op de bodembescherming nabij een kademuur kunnen veroorzaken. De hoofd- en subvragen worden gespecificeerd in de algemene conclusie voor respectievelijk de boegschroef en de hoofdschroef ontwerpformules.

10.1 Te beantwoorden vraag in dit rapport

De hoofdvraag luidde:

- *“Hoe betrouwbaar zijn de ontwerpformules van bodembescherming nabij kademuren?”*

De subvragen luiden:

- *“Komt het feitelijke stabiliteitsniveau van een bodembescherming nabij een kademuur overeen met het stabiliteitsniveau dat wordt berekend met de huidige ontwerpformules?”*
- *“Wat zijn de meest kritieke invoervariabelen in de huidige ontwerpformules?”*
- *“Hoe verhouden de faalcondities van de kademuur zich tot de ontwerpformules voor bodembescherming nabij kademuren?”*

10.2 Doelstelling

Door het opstellen van een probabilistisch model wordt inzicht verkregen in de invloed van elke invoervariabele. De uitvoer van het probabilistische model geeft inzicht in het stabiliteitsniveau van de huidige ontwerpformules. Een eerste interactie tussen bodembescherming en de kademuur wordt gemaakt. Op basis hiervan wordt een risicoanalyse uitgevoerd, zodat inzicht kan worden verkregen in de invloed van ontwerpformules van bodembescherming nabij kademuren.

10.3 Conclusie algemeen

Ten aanzien van de stabiliteit van een bodembescherming kan onderscheidt gemaakt worden in diverse “toestanden” waar een bodembescherming in kan verkeren. Deze toestanden variëren van “begin van beweging” (zo nu en dan verplaatst een steen) tot “transport op alle locaties”. De overgang tussen beide toestanden wordt onderverdeeld in 7 fasen, allen gekenmerkt door een mobiliteitscoëfficiënt van Shields. Deze mobiliteitscoëfficiënten van Shields zijn experimenteel bepaald voor uniforme stroomcondities (normale turbulentiecondities) en worden constant voor relatief grote steendiameters. In de huidige ontwerpformules wordt de bodembescherming nabij kademuren gedimensioneerd met de relatie van Isbash. Gedurende schroefstaal belasting kan gesteld worden dat de mobiliteitscoëfficiënt van Shields omgekeerd evenredig is met de mobiliteitscoëfficiënt van Isbash. Schroefstraal belastingen hebben in tegenstelling tot uniforme stromingsbelasting een sterk turbulent karakter. Daarom is in de mobiliteitscoëfficiënt van Isbash ook de invloed van de turbulentie intensiteit van een schroefstaal verwerkt.

Alleen fase 6 “gering transport op alle locaties” en fase 7 “transport op alle locaties” worden vergeleken met referentie lodingen van de Amazonehaven, omdat het moeilijk, zo niet onmogelijk, is de lodingen te vergelijken met de overige fasen. Immers er kan met behulp van lodingen niet worden bepaald in hoeverre stenen bewegen.

Nadere bestudering van de lodingen van het bodemniveau van de Amazonehaven Fase 1 A wees uit dat in de bestorting gedurende de periode 1998-2006 op circa 16 locaties uitschuring van de bestorting is opgetreden. Dit betekent dat gedurende periodieke schroefstraal belastingspulsen de bodembescherming soms niet in een stabiele toestand verkeerde. Onderscheid is gemaakt tussen ontgrondingskuilen veroorzaakt door de boegschroef en ontgrondingskuilen veroorzaakt door de hoofdschroef van een containerschip.

Wanneer een locale ontgrondingsdiepte groter is dan de laagdikte van de bestorting wordt enerzijds verwacht dat ten gevolge van elke periodieke schroefstraal belasting nabij deze locatie de ontgrondingsdiepte vergroot wordt. Anderzijds volgde uit de bestudeerde lodingen dat een periodieke schroefstraal belasting, relatief verder verwijderd van de locale ontgrondingskuil, de ontgrondingskuil geheel of gedeeltelijk weer vult met zand. Hierdoor kan de betrouwbaarheid van één loding in twijfel worden getrokken.

10.3.1 Boegschroefstraal belasting

De eerste subvraag luidde: *“Komt het feitelijke stabiliteitsniveau van een bodembescherming nabij een kademuur overeen het stabiliteitsniveau dat wordt berekend met de huidige boegschroef ontwerpformule?”*

De resultaten van de studie naar de veranderingen in de lodingen van de Amazonehaven Fase 1A zijn gekoppeld aan een mobiliteitscoëfficiënt. Hierdoor is het mogelijk de toestand waarin een bestorting verkeert te schatten bij een bekend veronderstelde belastingsituatie. De belastingsituaties, van toepassing op de bodembescherming, variëren sterk door de invloed van de tijdenverschillen en de diversiteit aan schepen die een kade aandoen. Deze variërende belastingsituatie heeft 11 ontgrondingen veroorzaakt met een ontgrondingsdiepte van ongeveer de halve laagdikte van de bestorting direct naast de kademuur. Deze ontgrondingen, veroorzaakt door 1603 manoeuvres van afvarende containerschepen, worden gekoppeld aan fase 6 “gering transport op alle locaties”. Met behulp van het probabilistische model wordt een schatting gemaakt van de bijbehorende mobiliteitscoëfficiënt van Isbash voor de toestand “gering transport op alle locaties”. Deze toestand stemt het best overeen met de mobiliteitscoëfficiënt $\beta_{isb}=1,65$ en vormt de basis voor de overige probabilistische berekeningen.

Op basis van de mobiliteitscoëfficiënt van fase 6 “gering transport op alle locaties” kan terug gerekend worden naar fase 1 “begin van beweging”. De berekende mobiliteitscoëfficiënt voor de toestand “begin van beweging” van de bestorting stemt overeen met de huidige stabiliteitscoëfficiënt die door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gehanteerd wordt. Voor de kritische mobiliteitscoëfficiënt voor “begin van beweging” wordt een waarde $\beta_{sb}=3$ gevonden. Hoewel er nog onzekerheid bestaat omtrent de bovengrensbenadering van de uitstroomsnelheid achter een schroef kan geconcludeerd worden dat de boegschroef ontwerpp formule de situatie in de Amazonehaven goed benaderd.

De tweede subvraag luidde: *“Wat zijn de meest kritieke invoervariabelen in de huidige boegschroef ontwerpp formule?”*

De ontgrondingskuilen direct naast de kademuur werden veroorzaakt door relatief grote containerschepen (vaak groter dan het ontwerpschip) die ook een relatief grote boegschroef hebben, zodat een relatief grote snelheid boven de bodem veroorzaakt kan worden. Opvallend was dat volgens het probabilistische model niet alleen een groot containerschip een vereiste is om ontgrondingskuilen naast de kademuur te veroorzaken, maar dat ook de mediane steendiameter relatief veel invloed heeft. Gedurende het ontwerpproces wordt niet uitgegaan van de ondergrens van de toegestane variatie in mediane steendiameter. De relatief lage frequentie waarmee deze relatief grote containerschepen gebruik maakten van deze kademuur gecombineerd met het feit dat ze niet exact op dezelfde plaats afmeerden zorgde ervoor dat de ontgrondingsdiepte van een kuil niet sterk uitbreidde.

De derde subvraag luidde: *“Hoe verhouden de faalcondities van de kademuur zich tot de boegschroef ontwerp formule van bodembescherming nabij kademuren?”*

Controle met behulp van een PLAXIS 2-D berekening op het faalmechanisme “te grote deformaties van de kademuur” ten gevolge van een ontgrondingskuil direct naast de kademuur wees uit dat de constructie niet zal waarschuwen, zodat de een te grote afname van de passieve weerstand direct tot falen van de kademuur leidt. Direct bezwijken zal gebeuren als de ontgrondingsdiepte groter is dan 3,5m. Door een grove probabilistische bovengrensbenadering van piping en heave is het faalmechanisme “zakkingen van het achterland” onderzocht. Geconcludeerd werd dat bij een tijdelijke ontgrondingsdiepte van 2m nog steeds aan de veiligheidseisen gesteld aan de kademuur wordt voldaan. Door toetsing aan deze veiligheidseisen is het mogelijk de bodembescherming integraal te ontwerpen met de kademuur.

De hoofdvraag luidde: *“Hoe betrouwbaar is de boegschroef ontwerpformule van bodembescherming nabij kademuuren?”*

Wanneer de bodembescherming niet in een stabiele toestand verkeert gedurende een periodieke schroefstraal belasting wil dit nog niet zeggen dat er daadwerkelijk transport plaatsvindt. Met behulp van het probabilistische model wordt het volgende gevonden: tussen de kans op “begin van beweging” en de kans op “transport op alle locaties” van een bestorting zit een veiligheidsfactor in de orde van 1000.

De 10-60kg bestorting volgde niet uit de boegschroef ontwerpformule zoals deze nu wordt toegepast. Wel wordt nog steeds voldaan aan de veiligheidseisen die gesteld worden aan een kademuur. Door het opstellen van een risicoanalyse heeft een evaluatie plaatsgehad. De herstellkosten van deze relatief lichtere bestorting en de toename van het risico op “het niet beschikbaar zijn” van de kademuur vanwege herstelwerkzaamheden wegen zwaarder dan de extra aanlegkosten van een relatief zwaardere bestorting. Hoewel de gevolgen van een ontgrondingskuil in dit rapport grof onderzocht zijn, kan voorzichtig geconcludeerd worden dat ten gevolge van de huidige boegschroef ontwerpformule niet wordt over gedimensioneerd. Dit betekent dat het risico van een mogelijke ontgrondingskuil zwaarder weegt dan de extra aanlegkosten van een relatief zwaardere bestorting. Dit kan vertaald worden naar: “frequente ontgrondingskuilen direct naast de kademuur zijn ongewenst”.

10.3.2 Hoofdschroefstraal belasting

De eerste subvraag luidde: *“Komt het feitelijke stabiliteitsniveau van een bodembescherming nabij een kademuur overeen het stabiliteitsniveau dat wordt berekend met de huidige hoofdschroef ontwerpformule?”*

In tegenstelling tot de boegschroef ontwerpformule is de belastingsituatie op de bestorting ten gevolge van hoofdschroefstraal belasting niet exact bekend. Enerzijds wordt dit veroorzaakt door het onbekende percentage van het aangewende vermogen van deze schroef. Dit percentage kan variëren per scheepstype per manoeuvre. De loods besluit op basis van weers- en stromingsomstandigheden in combinatie met de ervaring van de kapitein of de inzet van sleepdiensten noodzakelijk is. Anderzijds bestaat er onduidelijkheid omtrent de keuze van de mobiliteitscoëfficiënt, omdat onduidelijk is of de turbulentie intensiteit in de straal achter een hoofdschroef gelijk is aan de straal uit een tunnelbuis van een boegschroef. Vanwege deze onzekerheid in turbulentie intensiteit wordt de mobiliteitscoëfficiënt voor “gering transport op alle locaties” gelijk gesteld aan de mobiliteitscoëfficiënt volgend uit het boegschroef model.

Ook bestaat er veel onduidelijkheid omtrent de constanten in de hoofdschroef ontwerpformule. Er is waarschijnlijk sprake van een overschatting van de uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef. De hoofdschroef ontwerpformule zorgt daarnaast voor een onderschatting van de maximale snelheid boven de bodem, omdat geen rekening gehouden wordt met de begrenzing van de bodem. De maximale bodemsnelheid wordt in het probabilistische model met 30% verhoogd.

In de Amazonehaven is beperkte ruimte voor het op eigen kracht manoeuvreren van containerschepen. Het percentage van het aangewende vermogen is geschat op basis van de beschikbaar gestelde registraties op 10% van het maximaal beschikbare vermogen. Bij de verkregen registraties werd niet vermeld in hoeverre gebruik gemaakt werd van sleepdiensten. De verwachting is dat toekomstige schaalvergroting gepaard gaat met een afname van het aangewende vermogen, omdat meer gebruik gemaakt moet worden van sleepdiensten.

De tweede subvraag luidde: *“Wat zijn de meest kritieke invoervariabelen in de huidige hoofdschroef ontwerpformule?”*

De ontgrondingskuilen relatief verder verwijderd van de kademuur werden volgens het probabilistische model veroorzaakt door relatief grote containerschepen die ook een relatief grote hoofdschroef hebben, zodat een relatief grote snelheid boven de bodem veroorzaakt kan worden. Opvallende was dat volgens het probabilistische model niet alleen een groot containerschip een vereiste is om ontgrondingskuilen naast de kademuur te veroorzaken, maar ook een relatief lage waterstand benodigd is voor het ontstaan van ontgrondingskuilen. Een groot containerschip in combinatie met een relatief lage waterstand en een relatief kleinere mediane steendiameter kunnen leiden tot grote ontgrondingskuilen.

De derde subvraag luidde: *“Hoe verhouden de faalcondities van de kademuur zich tot de hoofdschroef ontwerpformule voor bodembescherming nabij kademuren?”*

De faalmechanismen “te grote deformaties van de kademuur” en “zakking van het achterland” ten gevolge van een ontgrondingskuil relatief verder verwijderd van de kademuur hebben in vergelijking met een kuil direct naast de kademuur beperkte invloed. Piping en heave zullen geen rol van betekenis spelen gedurende het ontwerp van bodembescherming ten gevolge van hoofdschroefstraal belasting. Vanwege het geheel niet beschikbaar zijn van relaties die de vorm en afmetingen van een ontgrondingskuil voorspellen kan niet worden uitgesloten dat een ontgrondingskuil veroorzaakt door de hoofdschroefstraal belasting beperkte invloed heeft op de afname in de passieve wig naast een kademuur.

De hoofdvraag luidde: *“Hoe betrouwbaar is de hoofdschroef ontwerpformule van bodembescherming nabij kademuren?”*

De bestudering met behulp van het probabilistische hoofdschroef model van de situatie in de Amazonehaven en de bestudeerde registraties van afvaar en afmeer manoeuvres kan beschouwd worden als een eerste praktijk proef. Doordat het model geijkt is op de feitelijke lodingsresultaten, zijn de resultaten voor de Amazonehaven bruikbaar. Het is moeilijk, zo niet onmogelijk, om de resultaten door de bovenvermelde onzekerheden te vergelijken met overige havens.

11 Aanbevelingen

In dit hoofdstuk zullen enkele praktische uitwerkingen van de in het voorgaande hoofdstuk vermelde conclusies worden besproken. Diverse groepen, welke belang hebben bij een bodembescherming nabij kademuuren, worden onderscheiden. Voor de volgende belanghebbenden worden aanbevelingen gedaan:

- Onderzoekers;
- Constructeurs;
- Toezichthouders en directievoerders;
- Beheerders.

11.1 Onderzoekers en ontwerp formules

Dit onderzoek heeft uitgewezen dat enkele aspecten gedurende het ontwerp van bodembescherming onderbelicht zijn gebleven. Door middel van verder onderzoek kan worden gestreefd naar het uitdiepen van deze onderbelichte aspecten.

- Het verwerven van meer model proeven met diversiteit aan vrije schroeven en schroeven in tunnelbuizen is gewenst. Dit kan de betrouwbaarheid van de ontwerpformules ten goede komen. Met name kan meer inzicht in de diversiteit van scheepsschroeven leiden tot nauwkeurigere schatting van de constanten in de relaties voor het berekenen van de uitstroomsnelheid achter de schroef en de locatie en grootte van de maximale optredende snelheid boven de bodem. Extra aandacht dient besteed te worden aan de relatieve turbulentie intensiteit van een schroefstraal boven de bodem, zodat een mobiliteitsniveau kan worden toegekend aan diverse belasting situaties.
- Door middel van het aanbrengen van sensoren aan de kademuur en de bestorting kunnen realistische waarde van de gebruiksbelasting worden verworven. Deze resultaten kunnen vergeleken worden met de huidige ontwerpformules.
- Omdat bij de bestudeerde registraties niet vermeld is in hoeverre gebruik gemaakt werd van sleepdiensten is het tot nu toe niet mogelijk een verband te leggen tussen het type schip, de inzet van sleepdiensten en het aangewende hoofdschroef vermogen. Door meer onderzoek naar het aangewende vermogen van de hoofdschroef kan wellicht een relatie gelegd worden tussen stromings- en weersomstandigheden, afmeting van een schip en de benodigde kracht van een schip om los te geraken van de wal.
- Ook dienen de vorm en diepte van een ontgrondingskuil beter in kaart te worden gebracht. Hierdoor kan bij een overschrijding van de kritische stroomsnelheid een schatting gemaakt worden van de vorm en grootte van de ontgrondingskuil. Wanneer deze informatie gekoppeld wordt aan de gevolgen van een ontgrondingskuil kan bepaald worden of de veiligheid van de kademuur in het geding komt.

- De interactie tussen bodembescherming en de kademuur blijft in bovenvermelde onderzoeken enigszins onderbelicht. Meer inzicht kan worden verkregen in de interactie door gebruik te maken van PLAXIS 3D en een gedetailleerder probabilistisch onderzoek naar piping en heave. De vraag die beantwoord moet worden luidt: *“Moet er bij het ontwerpen van bodembescherming nabij een kademuur ten behoeve van containeroverslag nog wel gedimensioneerd worden op hoofdschroef belasting?”*
- Er bestaat wellicht de mogelijkheid om naast een bestaande kademuur een ontgrondingskuil aan te brengen tot dat deze aan de gevolgen hiervan bezwijkt. Hierdoor kan inzicht worden verkregen in de gevolgen van een ontgrondingskuil. Een onderzoek naar de inventarisatie van schade speelt hierbij een voorname rol.

11.2 Constructeurs van advies- en ingenieurbureaubureaus

Veelal zullen opdrachtgevers gebruik maken van de diensten van advies- en ingenieurbureaus wanneer een bodembescherming nabij een kademuur moet worden ontworpen. Daarom is het belangrijk voor de constructeurs, inzicht te hebben in de gevolgen van de door hen gekozen invoervariabelen in de ontwerpformules.

11.2.1 Boegschroef ontwerpformule

Gedurende het ontwerp van bodembescherming, volgens de boegschroef ontwerpformule, wordt rekening gehouden met de komst van het maatgevende schip en een 10% onderschrijdingskans op de waterstand. Deze invoervariabelen in de boegschroef ontwerpformule kunnen worden gehandhaafd zoals deze nu zijn. Deze invoer resulteert in een mediane steendiameter van een bodembescherming. Soms wordt uitgegaan van een te positieve waarde van deze steendiameter.

- Aanbevolen wordt de ondergrens te kiezen van de mediane steendiameter, zodat extra veiligheid wordt verkregen.
- Verder wordt aanbevolen enige beweging van stenen te accepteren. De periodieke schroefstraal belasting zorgde er voor dat de ontgrondingskuilen niet sterk uitbreidden. Een combinatie van een relatief lichte bestorting en een zinkstuk kan wellicht leiden tot een aanvaardbaar risico op het niet beschikbaar zijn van de kademuur.

11.2.2 Hoofdschroef ontwerpformule

In tegenstelling tot de boegschroef ontwerpformule worden in de ontwerpformule van de hoofdschroef enige wijzigingen aanbevolen.

- Aanbevolen wordt om de constante C_2 gelijk te stellen aan 0,4. Dit kan met name van belang zijn bij het ontwerpen van bodembescherming nabij kademuuren die aangedaan worden door schepen die niet beschikken over een boegschroef.
- Wanneer beperkte manoeuvreerruimte beschikbaar is nabij een kademuur kan het aangewende vermogen gelijk gesteld worden aan 10%. Wanneer sprake is van voldoende manoeuvreerruimte kan worden gekozen voor 15-20%.

11.3 Toezichthouders en directievoerders

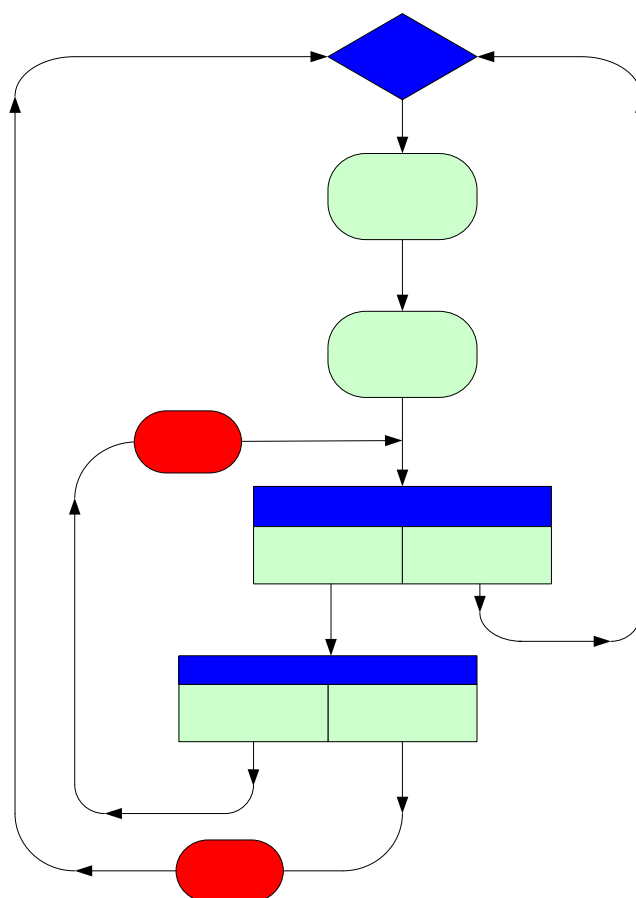
Toezichthouders en directievoerders op locatie controleren of de aannemer ook daadwerkelijk aanbrengt wat is voorgeschreven. De falende manoeuvres die achterhaald kunnen worden uit het opgestelde probabilistische model zijn vaak relatief grote schepen in combinatie met een overschatting van de aangebrachte mediane steendiameter. De invloed van de mediane steendiameter is groter dan vooraf verondersteld.

- Het verleent de voorkeur vóór het aanbrengen te controleren of de mediane steendiameter voldoet aan de eisen gesteld in het programma van eisen en bestek.

11.4 Beheerders

De breedte en de werkelijke diepgang van containerschepen worden permanent gemonitord in de Rotterdamse haven. Hierdoor bestaat de mogelijkheid de peilfrequentie van de benodigde ladingen te optimaliseren, zodat een toename van het risico ten gevolge van schaalvergroting in de scheepvaart gecompenseerd kan worden. De peilfrequentie kan aangepast worden gedurende de levensduur van de kade. Er moet gezocht worden naar een economische optimum. Een bodembescherming wordt ontworpen voor het maatgevende schip zonder direct rekening te houden met toekomstige schaalvergroting. Het is alleen noodzakelijk ladingen te verrichten wanneer dit maatgevende schip de kade aandoet of verlaat bij een lage waterstand.

- Een terugkoppeling naar de ontwerpformules wordt aanbevolen, indien telkens gepeild wordt nadat een maatgevend schip gebruik heeft gemaakt van een kademuur. Er ontstaat een “loop”:



Figuur 11.1: Optimalisatieplan fase onderhoud en beheer

Z-
Ontgron

Referenties

Gebruikte literatuur

- [1] Baars, S. van, januari (2003)
“*Handboek constructieve Waterbouw*”
CT3330 TU-Delft
- [2] Bestek 1, (1993)
“*Dagboek Amazonehaven*”
NR1 t/m 4
- [3] Blaaderen, E.A. van, (2006)
“*Modelling bowthruster-induced flow near quay-wall*”
Afstudeerverslag TU Delft
- [4] Blaauw H.G. and van de Kaa E.J., (1978)
“*Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw race of manoeuvring ships*”
publication no. 202
- [5] Blokland, T., (1996)
“*Bodem- en oeeververdediging Amazonehaven*”
61.00-R95.033 Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
- [6] Blokland, T., (1996)
“*Schroefstraal tegen kademuur*”
61.00-R94.038
- [7] Blokland, T., (1997)
“*Bodembeschermingen belast door schroefstralen*”
61.00-R96.089
- [8] Breusers, H.N.C., (1976)
“*Begin van bewegen bodemmateriaal*”
Spurwerk verstag WL, S159 deel I en II
- [9] CUR, (2003)
“*Handboek kademuren*”
- [10] CUR 190, (2002)
“*Probability in civil engineering*”
Part I, the theory of probabilistic design
- [11] CUR 154, (1991)
“*Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering*”
CIRCA, special publication 83

- [12] CUR 166, (2005)
“Damwandconstructies”
4^e druk deel 1 en 2
- [13] CUR 209, (2002)
“Kansen in de civiele techniek”
Deel 2, voorbeelde uit de praktijk
- [14] Dekking, F.M., (2003)
“Probability and statistics for the 21st Century”
KANSTAT, part 1 and 2
- [15] Elprama, R., (1997)
“Piping-onderzoek zandverlies”
Handelskade Delfzijl
- [16] Hensen, H., (1997)
“Tug use in a port”
Port of Rotterdam
- [17] Herbschleb, J., (2003)
“Bepaling geotechnische parameters”
CUR rapport 7-2003
- [18] Hofland, B., (2005)
“Rock & Roll, Turbulence- induced damage to granular bed protections”
Promotieonderzoek TU-Delft
- [19] Hout, G. van der, (2001)
“Bouwkosten kademuren”
Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
- [20] Jong, M. de, (2003)
“Schade veroorzaakt door boegschroeven van manoeuvrerende schepen bij verticale kademuren”
Afstudeerverslag TU Delft
- [21] Kortlever, W.C.D., (1998)
“Literatuuronderzoek bodembescherming”
R98.013
- [22] Kortlever, W.C.D., (1998)
“Bedrijfskundige benadering bodembescherming bij kademuren”
R98.074
- [23] Kuiper, G., (2003)
“Resistance and Propulsion I”
mt518 TU-Delft

- [24] Laan, T. van der, (2005)
“Het ontwikkelen van een model voor boegschroefstralen bij verticale kademuren”
Afstudeerverslag TU Delft
- [25] Meer, A.L.G. van der, (2001)
“Tarieven bestand”
H&T, Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam
- [26] Millas, C., (1993)
“Plan Delta 2008-8 fase 1A Amazonhaven”
Bestek 1-066-92 en 1-026093, deel 1 en deel 2
- [27] Nielsen, B., (2005)
“Bowthruster-induced damage”
Afstudeerverslag TU-Delft
- [28] Roddy, R.F.,
“Neural Network Predictions of the 4-Quadrant Wageningen B-Srec Series”
- [29] Schiereck, G.J., (2000)
“Bed, bank and shore protection”
ISBN 90-407-1683-8
- [30] Schokking, L.A., (2002)
“Bowthruster-induced damage”
Afstudeerverslag TU Delft
- [31] Sørensen, A.J. et al,
“Experimental Validation of Power and Torque Thruster Control”
- [32] Sørensen, A.J. et al,
“Anti-spin thrusters control in extreme seas”
- [33] Stichting Postacademisch Onderwijs, (2002)
“Cursus: Belasting door scheepvaart”
- [34] TAW, (1999)
“Technisch rapport Zandmeevoerende wellen”
Technische adviescommissie voor de waterkeringen
- [35] Tomas, G.B. and Finney, R.L., (1998)
“Calculus and analytic geometry”
9th edition
- [36] Veldhoven, V.J.C.G.L. van, (2002)
“Vooronderzoek schroefstraal op een talud met breuksteen, stroomsnelheden en steenstabiliteit”

Afstudeerverslag TU Delft

- [37] Verhagen, H.J., (2000)
“Bowthrusters and the stability of a riprap revetment”
Hadmar 2000
- [38] Verheij, H.J., (2000)
“Voorspellen stroomsnelheden en ontgrondingen bij schroefstralen”
WL publication
- [39] Verruit, A., (1983)
“Grondmechanica”
TU-Delft
- [40] Vessels MAN B&W DIESEL A/S,
“Propulsion Treds in Container Vessels”
Copenhagen, Denmark
- [41] Waterloopkundig Laboratorium, (1985)
“Aantasting van dwarsprofielen in vaarwegen”
M1115 deel VII en deel Xa.
- [42] Witthoft, H.J., (2004)
“Container, Die Mega-Carrier kommen”
- [43] www.maritech2006.com/media/PHaug_Warsila_Propellor_Developments_slides.pdf?PHPSESSID=5c8b994d5b369d5e123ab1f0e83e4dcd
- [44] Lisabon, Portugal, juni (2006)
“ 13th Int. Symp on Appl. Laser Techniques to Fluid Mechanics”
- [45] www.ncl.ac.uk/marine/about/facilities/computing.htm
- [46] www.aip.org/pt/feb00/maris.htm
- [47] www.dynafloow-inc.com/Services_DW/Cavitation_DW.htm
- [48] Moon, J., (2001)
“Analysis of the cavitating flow around the horn type rudder in the race of a propeller”
Taejon Korea, session B.9.005

Indirect gebruikte literatuur

- Blokland, T., (1996)
“In situ tests of current velocities and stone movements caused by a propeller jet against a vertical quay wall”
- Blokland, T., (2005)
“Ontwerp richtlijnen, concept”
- Bok, A., (1996)
“De stabiliteit van bodembescherming voor een kademuur bij het gebruik van boegschroeven”
Afstudeerverslag TU Delft
- Bos, J.P. van den, (2006)
“Design of granular near-bed structures in waves and currents”
Afstudeerverslag TU Delft
- Bundesanstalt für Wasserbau, (2005)
“principles for the design of bank and bottom protection for inland waterways”
Bulletin nr.88
- CT5309, (2004)
“Coastal morphology & coastal protection”
TU-Delft
- CUR/WL Delft Hydraulics, (2001)
“Damage by ship propulsion systems to bed protections near quay walls”
- Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, (1997)
“Kansen in de civiele techniek”
CUR 190 deel 1
- Ducker, H.P. and Miller, C., (1996)
“Harbour bottom erosion at berths due to propeller jets”
Congress, Antwerpen
- EAU, (1996)
“Recommendations of the committee for waterfront structures”
7th edition
- Gijt, J.G., (2004)
“Structures in hydraulic engineering”
College dictaat CT5313
- Hayes, K.R., (2000)
“Risk assessment for framework ballast water introductions”
Volume III

Jongejan, R.B., (2006)
“Risicoanalyse zeetoegang IJmuiden”
TU-Delft, conceptrapport

Leeuwestein, W., (2000)
“Schroefstraal belastingen en ontwerp van bodembeschermingen”
CUR/GWR/RWS werkgroep 1

Ligteringen, H., (2000)
“Ports and terminals”
CtWa4330/5306 TU-Delft

Meijer, D.G. and Verheij, H.J., (1993)
“Stroomsnelheden bij de oever veroorzaakt door boegschroeven”
WL. Q1657

PIANC, (1997)
“Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls”
PIANC bulletin 96

Port of Rotterdam, (2001)
“Construction and Survey Accuracies”

Römisch, K., (1993)
“propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Hafen”
Hansa nr.8

Römisch et al, (2002)
“Input data of propeller induced velocities for dimensioning of bed protection near quay walls”
PIANC bulletin 109

Schmidt, E., (1998)
“Ausbreitungsverhalten und Erosionswirkung eines Bugpropellorstrahles vor einer kaiwand“
Mitteilungen Heft

Storm- und Hafenbau, (1994)
“Untersuchung von MaBnahmen gegen propellorstrahlinduzierte Erosionen an Schiffsliegplätzen”

Lijst van figuren

Figuur 1.1: Ontgronding door boegschroef, hoofdschroef en combinatie hoofdschroef roer	1
Figuur 2.1: Wegstromen van zand bij uit het slot gelopen damwand.....	5
Figuur 2.2: Wegstromen van zand bij piping	6
Figuur 2.3: Deformatie van de kademuur.....	7
Figuur 3.1: Uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef	9
Figuur 3.2: Snelheidsprofiel achter een hoofdschroef.....	10
Figuur 3.3: Boegschroef tegen kademuur.....	11
Figuur 4.1: Doorsnede Amazonehaven Fase 1Ater plaatse van de ECT-Terminal.....	15
Figuur 4.2: Bovenaanzicht bodemveranderingen in de periode1998- 2006	19
Figuur 4.3: boven aanzicht bodemveranderingen in de periode1998- 2006.....	21
Figuur 5.1: Histogram waterstanden	26
Figuur 6.1: Histogram betrouwbaarheidsfunctie boegschroef.....	31
Figuur 6.2: Kansverdeling boegschroef model bij gegeven D_{50}	34
Figuur 6.3: Optimalisatieplan fase onderhoud en beheer	36
Figuur 7.1: Histogram betrouwbaarheidsfunctie hoofdschroef.....	40
Figuur 7.2: : Kansverdeling boegschroef model bij gegeven D_{50}	42
Figuur 8.1: Ontwerpstrategieën	45
Figuur 8.2: Ongewenste “top”gebeurtenis, bodemmateriaal spoelt uit	46
Figuur 8.3: Ontgronding ten gevolge boegschroefstraal belasting.....	47
Figuur 8.4: Totaal overzicht foutenboom.....	50
Figuur 9.1: Ongewenste “top” gebeurtenis, niet beschikbaar kademuur	55
Figuur 9.2: Dwarsdoorsnede Fase 1A Amazonhaven	56
Figuur 9.3: Laagopbouw bodemprofiel.....	57
Figuur 9.4: Resultaat PLAXIS invoer	58
Figuur 9.5: Bouwvolgorde Amazonehaven	59
Figuur 9.6: Deformaties kademuur Amazonehaven PLAXIS berekening	60
Figuur 9.7: Momentenlijn buispaal en trekkracht MV-paal	60
Figuur 9.8: Ontstaan van piping bij een kadeconstructie	62
Figuur 9.9: Laagopbouw bodemprofiel.....	63
Figuur 9.10: Heave bij een kadeconstructie	66
Figuur 11.1: Optimalisatieplan fase onderhoud en beheer	82
Figuur A.2: Positieve correlatie	95
Figuur A.3: Negatieve correlatie.....	95
Figuur A.4: Scatterplot en regressielijn Bs versus maximale diepgang	96
Figuur A.5: Scatterplot en regressielijn Bs versus maximale geïnstalleerd vermogen	97
Figuur A.6: Scatterplot en regressielijn diepgang versus maximale geïnstalleerd vermogen	98
Figuur A.7: Scatterplot en regressielijn schroefdiameter versus breedte	99
Figuur A.8: Scatterplot en regressielijn boegschroefvermogen versus breedte	100
Figuur A.9: Scatterplot en regressielijn boegschroefdiameter versus breedte	101
Figuur A.10: Scatterplot en regressielijn werkelijke diepgang versus breedte.....	102
Figuur B.1: Uitstroomsnelheid achter een schroef.....	103
Figuur B.2: Axiale, radiale en tangentiële uitstroomsnelheid	104
Figuur B.3: Rechts en links draaiende scheepsschroef	106
Figuur B.4: Rake van een scheepsschroef	107
Figuur B.5: Cup van een scheepsschroef	107
Figuur B.6: Pitch van een schroef	108
Figuur B.7: Constante en progressieve pitch	108
Figuur B.8: Karakteristieken van de B4-Series van scheepsschroeven	109
Figuur B.9: Open-water curves for B4-70 Propellers	110
Figuur B.10: Snelheidsprofiel achter een schroef	111
Figuur B.11: kritische aanval op de bodem.....	113
Figuur B.12: boegschroefstraal tegen een kademuur	116
Figuur C.1: momentane snelheidsmeting door een EMS	119
Figuur C.2: Maatgevende eddy nabij de bodem	121
Figuur C.3: Stabiliteitscoëfficiënt Shields, Jongeling en Hofland	122
Figuur D.1: Swirl bewegingen van een schroefstraal.....	127

Figuur D.2: Visuele resultaten Nielsen	127
Figuur D.3: Snelheidsmeting (EMS) door Nielsen	128
Figuur D.4: Eerste invoer numerieke model.....	128
Figuur D.5: Horizontaal stroombeeld vlak boven de bodem	128
Figuur D.6: Verticale doorsnede in de as van de tunnelbuis.....	129
Figuur D.7: Verticale doorsnede buiten de as van de tunnelbuis.....	129
Figuur D.8: Verticale doorsnede net buiten de boeg van het schip	130
Figuur D.9: Gemeten snelheids verdeling over de verticaal	130
Figuur D.10: Gemeten horizontaal snelheidsveld over de dwarsdoorsnede	131
Figuur D.11: Berekende snelheidsverdeling met een paalt van 85% van Ds	131
Figuur D.12: Gemiddelde stromingsontwikkeling achter een schroef; bron [44].....	132
Figuur D.13: radiale stroming direct achter een schroef; bron[44].....	132
Figuur D.14: Resultaat numerieke modellering schroef; bron [45].....	132
Figuur D.15: Cavitaie bij een schroef bron[46].....	133
Figuur D.16: Cavitatie bij een schroef bron [47].....	133
Figuur D.17: Numerieke modellering van een schroef en roer bron [48]	133
Figuur E.1: Veranderingen in lodingen in de periode maart 1998- juli 1999	137
Figuur E.2: Veranderingen in lodingen in de periode maart 1998- juli 1999	137
Figuur E.3: Veranderingen in lodingen in de periode juli 2000 – oktober 2002	138
Figuur E.4: Veranderingen in lodingen in de periode oktober 2002 – juni 2006.....	138
Figuur E.5: Veranderingen in lodingen in de periode1998- 2006.....	140
Figuur E.6: Overzicht lodingen in de periode maart 1998- juni 2006.....	141
Figuur F.1: Windroos ter plaatse van de Amazonehaven	145
Figuur F.2: Aankomst overstuur aanschieten achteruit.....	148
Figuur F.3: Vertrek: vierkant af	149
Figuur F.4: Vertrek: ruimte voor de boeg	150
Figuur J.1: Ingepulde foutenboom breuksteen 10-60kg.....	168
Figuur J.2: Ingepulde foutenboom breuksteen 40-200kg.....	170
Figuur J.3: Ingepulde foutenboom breuksteen 60-300kg.....	172

Lijst van tabellen

Tabel 4.1: Ontwerpparameters bodembescherming.....	16
Tabel 4.2: Controle breuksteen bestorting Amazonehaven Fase 1A	17
Tabel 4.3: Gehanteerde mediane steendiameter door IGWR.....	18
Tabel 4.4: Mediane steendiameter volgens CUR 154	18
Tabel 4.5: Mobiliteitsparameter ψ / uniforme stroming.....	19
Tabel 4.6: Aantal manoeuvres van 1999 tot en met 2004	20
Tabel 4.7: Kans op ongewenste toestand door boegschroefstraal belasting	20
Tabel 4.8: Kans op ongewenste toestand door hoofdschroefstraal belasting	21
Tabel 5.1: Afhangelijkheid tussen invoervariabelen boegschroef en B_s en D_s	25
Tabel 5.2: Onafhankelijke invoervariabelen	26
Tabel 5.3: Afhangelijkheid tussen invoervariabelen hoofdschroef en B_s en D_s	27
Tabel 6.1: Kans op toestand waarin de bestorting verkeerd.....	30
Tabel 6.2: Mobiliteitsparameter ψ / uniforme stroming.....	30
Tabel 6.3: Variabele invoer boegschroef model.....	31
Tabel 6.4: Resultaten boegschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65	32
Tabel 6.5: Invloedsfactoren van de invoervariabelen in het boegschroef model	32
Tabel 6.6: Kans op toestand waarin de bestortingen 10-60kg en 40-200kg verkeren	33
Tabel 7.1: Kans op toestand waarin de bestorting verkeerd.....	37
Tabel 7.2: Variabele invoer hoofdschroef model.....	38
Tabel 7.3: Resultaten hoofdschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65	38
Tabel 7.4: Invloedsfactoren van de invoervariabelen in het hoofdschroef model	38
Tabel 7.5: Variabele invoer hoofdschroef model.....	39
Tabel 7.6: Resultaten hoofdschroef model met mobiliteitscoëfficiënt 1,65	40
Tabel 7.7: Invloedsfactoren van de invoervariabelen in het hoofdschroef model	41
Tabel 7.8: Kans op toestand waarin de bestortingen 10-60kg en 40-200kg verkeren.....	41
Tabel 8.1: Mobiliteitscoëfficiënt en toestand van de bestorting.....	48
Tabel 8.2: Rekenresultaten boegschroefmodel	52
Tabel 8.3: Rekenresultaten hoofdschroef model	52
Tabel 8.4: Aantal ontgrondingskuilen door boegschroefstraal belasting	52
Tabel 8.5: Aantal ontgrondingskuilen door hoofdschroefstraal belasting	52
Tabel 8.6: Eenheidsprijzen breuksteen bestortingen	53
Tabel 8.7: Aanlegkosten bestorting Amazonehaven.....	53
Tabel 8.8: Reparatiekosten ontgrondingskuilen door boeg- en hoofdschroefstraal belasting	53
Tabel 8.9: Rekenresultaten risicoanalyse zonder interactie met de kademuur	54
Tabel 9.1: PLAXIS invoer constructie elementen.....	57
Tabel 9.2: PLAXIS invoer geotechnische eigenschappen bodem opbouw	57
Tabel 9.3: PLAXIS invoer terreinbelasting	58
Tabel 9.4: Rekenresultaten PLAXIS.....	61
Tabel 9.5: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie opbarsten	64
Tabel 9.6: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie piping.....	65
Tabel 9.7: Rekenresultaten “grove” probabilistische analyse opbarsten en piping.....	65
Tabel 9.8: Invoervariabelen betrouwbaarheidsfunctie heave.....	67
Tabel 9.9: Rekenresultaten “grove” probabilistische analyse heave	68
Tabel 9.10: Rekenresultaten risicoanalyse zonder interactie bodembescherming- kademuur	69
Tabel 9.11: Kans op deformaties en zakkingen achterland gegeven een ontgroning	69
Tabel 9.12: Herstellkosten ten gevolge van een ontgrondingskuil direct naast de kademuur.....	70
Tabel 9.13: Rekenresultaten risicoanalyse	70
Tabel A.1: Correlatie en variantie maximale diepgangen breedte containerschip.....	96
Tabel A.2: Correlatie en variantie maximale vermogen en breedte containerschip.....	97
Tabel A.3: Correlatie en variantie hoofdschroef vermogen en maximale diepgang	98
Tabel A.4: Correlatie en variantie hoofdschroef diameter en breedte containerschip	99
Tabel A.5: Correlatie en variantie maximaal boegschroefvermogen en breedte containerschip.....	100
Tabel A.6: Correlatie en variantie boegschroef diameter en breedte containerschip	101
Tabel A.7: Correlatie en variantie werkelijke diepgang en breedte containerschip	102
Tabel B.2: Constante C_1 bij variërende pitch-diameter verhouding voor schroef type B4-70.....	110

Tabel B.3: Gemiddelde waarde en variantie van C_1	110
Tabel B.4: Gemiddelde waarde en variantie van C_2	113
Tabel B.5: Ontwikkelingstijd bij variërende kielspeling.....	114
Tabel B.6: Gemiddelde waarde en variantie van C_3	117
Tabel E.1: Aantal manoeuvres per jaar	139
Tabel E.2: Rekenresultaten boegschroef	139
Tabel E.3: Rekenresultaten hoofdschroef.....	140
Tabel F.1: Aankomst hoofdschroef voorwaartse vaart.....	151
Tabel F.2: Aankomst hoofdschroef achterwaartse vaart.....	152
Tabel F.3: Aankomst boegschroef water en kadezijde	153
Tabel F.4: Vertrek hoofdschroef voorwaartse vaart	154
Tabel F.5: Vertrek hoofdschroef achterwaartse vaart	155
Tabel F.6: Vertrek boegschroef kade en waterzijde.....	156
Tabel H.1: "Gering transport" boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65	161
Tabel H.2: Vervolg "Gering transport" boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65.....	162
Tabel H.3: "Transport" boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,51	163
Tabel H.1: "Gering transport" hoofdschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65	165
Tabel H.2: "Transport" hoofdschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,51	166

Bijlage A: Data analyse

A.1 Methode der kleinste kwadraten

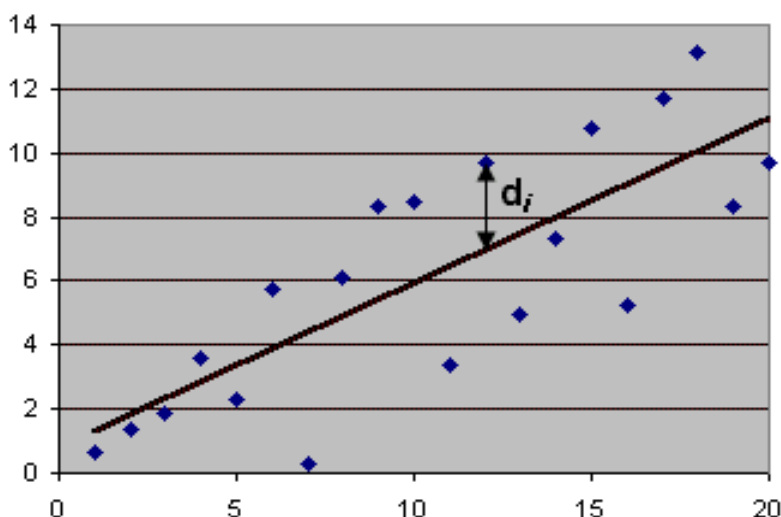
Meer achtergrond informatie betreffende deze bijlage kan worden gevonden in CUR 190 [10], in Tomas and Finney [35] en in Dekking [14]. De regressieanalyse is een statistische techniek voor het analyseren van gegevens (data) waarin sprake is van een specifieke samenhang, aangeduid als regressie. Deze samenhang houdt in dat de waarde van een stochastische variabele op een storingsterm afhangt van een of meer in principe instelbare variabelen. Hierin wordt de stochastische variabele Y afhankelijk van de instelvariabele x_i , het verband is dan:

$$Y_i = a + bx_i + U_i \quad (\text{A.1})$$

Waarin:

Y_i	= stochastische variabele
x_i	= instelvariabele
a	= constante parameter
b	= regressie parameter
U_i	= storingsvariabele

Omdat een schatting van de parameters gebaseerd wordt op het resultaat van beschikbare data, kan het analyseren door het toepassen van enkelvoudige lineaire regressie opgevat worden als het bepalen van de best passende lijn door de gegeven meetpunten. De parameters a en b uit de bovenstaande formule worden bepaald met de “methode der kleinste kwadraten”. Van lijn $y = a + bx$ worden de coëfficiënten a en b zodanig berekend dat de som van de kwadraten van alle afwijkingen (d_i) van de meetpunten ten opzichte van de berekende regressielijn minimaal is.



Figuur A.1: Regressielijn en scatterplot met afstand d_i

Met behulp van de methode der kleinste kwadraten kunnen met de onderstaande formules de parameters a en b geschat worden voor de coördinaten (y_i, x_i) :

$$\hat{b} = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad (\text{A.2})$$

$$\hat{a} = \bar{y}_n - \hat{b} \bar{x}_n \quad \text{met} \quad \bar{x}_n = E[X] \quad \text{en} \quad \bar{y}_n = E[Y] \quad (\text{A.3})$$

Waarin:

y_i	= y-coördinaat data
x_i	= x-coördinaat dat
$\hat{a}$	= a bepaald door methode der kleinste kwadraten
$\hat{b}$	= b bepaald door methode der kleinste kwadraten
n	= het aantal coördinaten
$\bar{y}_n$	= gemiddelde van y-coördinaten data
$\bar{x}_n$	= gemiddelde van x-coördinaten data

In deze regressieanalyse wordt de storingsvariabele U normaalverdeeld verondersteld met een verwachtingswaarde van 0 en een standaardafwijking σ . Deze standaardafwijking kan met de methode der kleinste kwadraten als volgt bepaald worden:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \left(Y_i - \hat{a} - \hat{b} x_i \right)^2} \quad (\text{A.4})$$

A.2 Covariantie en correlatie

Voor twee willekeurige variabelen X en Y geldt altijd:

$$E[X + Y] = E[X] + E[Y] \quad (\text{A.5})$$

Dit geldt echter niet voor de variantie van X en Y. De variantie is met name belangrijk om de standaardafwijking van meerdere willekeurige variabelen te bepalen. Indien twee willekeurige variabelen geen samenhang hebben en dus niet gecorreleerd zijn, is de variantie:

$$\text{Var}(X + Y) = \text{Var}(X) + \text{Var}(Y) \quad (\text{A.6})$$

Echter als er enige samenhang is tussen twee willekeurige variabelen dan moet gebruik worden gemaakt van de volgende relatie:

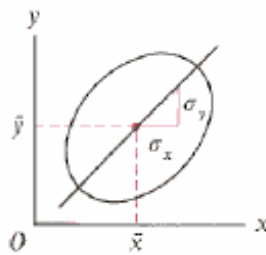
$$\text{Var}(X + Y) = \text{Var}(X) + \text{Var}(Y) + 2E[(X - E[X])(Y - E[Y])] \quad (\text{A.7})$$

$$\text{Cov}(X, Y) = E[XY] - E[X]E[Y] \quad (\text{A.8})$$

De correlatiecoëfficiënt kan als volgt worden berekend:

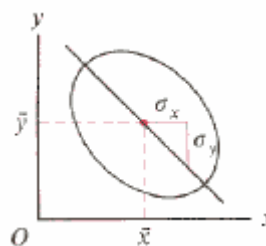
$$\rho(X,Y) = \frac{\text{Cov}(X,Y)}{\sqrt{\text{Var}(X)\text{Var}(Y)}} \quad (\text{A.9})$$

In het plaatje wordt door σ_x en σ_y de standaarddeviatie gegeven. Is de centrale lijn van een puntenwolk stijgend, dan is de richtingscoëfficiënt van de lijn gelijk aan $\frac{\sigma_x}{\sigma_y}$. Er is dan sprake van positieve correlatie.



Figuur A.2: Positieve correlatie

Is de centrale lijn van een puntenwolk dalend, dan is de richtingscoëfficiënt van de lijn gelijk aan $-\frac{\sigma_y}{\sigma_x}$. Er is nu sprake van negatieve correlatie.



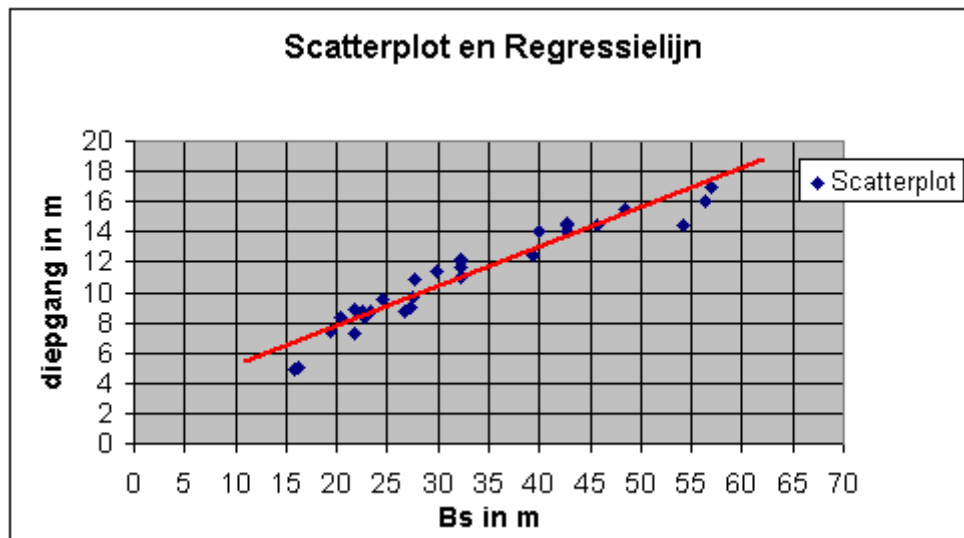
Figuur A.3: Negatieve correlatie

A.3 Scatterplots en regressielijnen

Belangrijke variabelen in het ontwerp van bodembescherming zijn de diepgang en de breedte van containerschepen die de kade zullen aandoen. Uit een database beschikbaar gesteld door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam kunnen relaties bepaald worden die de samenhang tussen de variabelen weergeven. Deze database bevat informatie over de afmetingen, type hoofdschroef en indien aanwezig boegschroef van 140 schepen, hiervan zijn 45 schepen zeewaardig en bestemd voor de containervaart. De gevonden regressielijnen stemmen overeen met Witthoft [42] en MAN B&W [40].

A.3.1 Maximale diepgang en breedte

De beschikbaar gestelde data heeft geleid tot een relatie tussen de maximale diepgang en breedte van containerschepen. De relatie is bepaald met behulp van de boven beschreven “kleinste kwadraten methode” en wordt weergegeven in de onderstaande figuur. Opgemerkt moet worden dat hier een relatie wordt bepaald met een bepaalde standaardafwijking. De maximale diepgang is niet gelijk aan de actuele diepgang. Zeker bij containervvaart kan de actuele diepgang sterk fluctueren. Niet alleen door het verschil in import, export en overslag, maar ook door het transport van lege containers (empties).



Figuur A.4: Scatterplot en regressielijn B_s versus maximale diepgang

De bovenstaande figuur is het resultaat van gegevens uit de database van Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam. Duidelijk wordt dat er een lineaire relatie bestaat tussen de maximale diepgang en de breedte van een containerschip. Hoewel er altijd uitzonderingen zijn, kan toch een goede schatting gemaakt worden omtrent de verwachte maximale diepgang indien de breedte bekend is.

De volgende regressielijn is gevonden:

$$d_{\max} = 0,302B_s + 1,256 \quad (\text{A.10})$$

De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

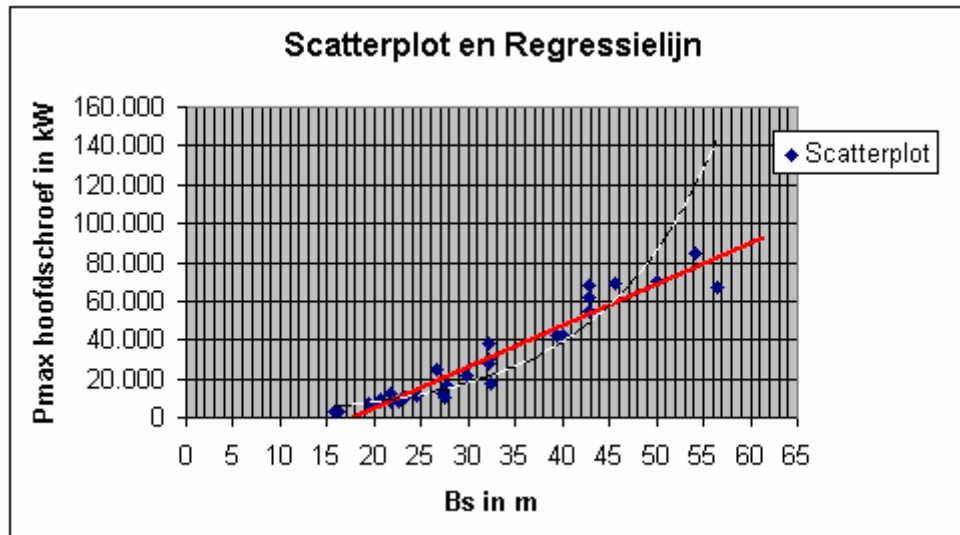
$\rho(B_s, d_{\max})$ [-]	0,930
$\hat{\sigma}_{d_{\max}}$ [m]	0,870

Tabel A.1: Correlatie en variantie maximale diepgangen breedte containerschip

De bovenstaande tabel laat zien dat beide variabelen sterk gecorreleerd zijn. Echter moet wel opgemerkt worden dat de benodigde scheepsdatabase te klein is om een nauwkeuriger schatting van de standaardafwijking te verwezenlijken. Dit wil niet zeggen dat de database niet bruikbaar is voor een eerste probabilistisch ontwerp.

A.3.2 Hoofdschroef vermogen en breedte

Wanneer er nader gekeken wordt naar het geïnstalleerde hoofdschroef vermogen kan geconstateerd worden dat er een lineair verband bestaat tussen de maximale breedte van een containerschip en het beschikbare maximaal geïnstalleerd hoofdschroef vermogen.



Figuur A.5: Scatterplot en regressielijn Bs versus maximale geïnstalleerd vermogen

De bovenstaande figuur laat het verband zien tussen het geïnstalleerde vermogen en de breedte van een containerschip. Duidelijk is te zien dat de standaardafwijkingen groter zijn dan het verband tussen de breedte en de diepgang. Dit is te wijten aan de variatie van de lengte, breedte en diepgang van het schip. Indien er een grotere database beschikbaar komt, bestaat wellicht de mogelijkheid om een nauwkeurigere relatie te bepalen door de maximale lengte van een containerschip in te vergelijken.

De volgende lineaire regressielijn is gevonden:

$$P_{\max} = 2111B_s - 37334 \quad (\text{A.11})$$

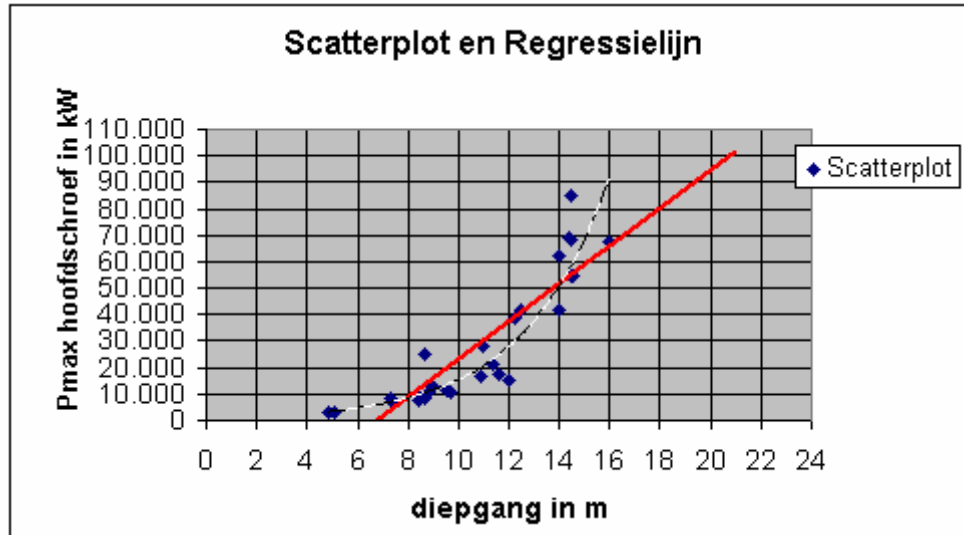
De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(B_s, P_{\max})$ [-]	0,923
$\hat{\sigma}_{P_{\max}}$ [kW]	7497,7

Tabel A.2: Correlatie en variantie maximale vermogen en breedte containerschip

A.3.3 Hoofdschroef vermogen en diepgang

Er is ook een verband gelegd tussen de diepgang en het geïnstalleerde vermogen. De relatie tussen de maximale diepgang en het geïnstalleerde vermogen lijkt kwadratisch te zijn. Het is mogelijk om deze relatie te bepalen, echter is deze relatie niet bruikbaar voor een probabilistisch ontwerp. Het is moeilijk om de maximale diepgang van schepen te bepalen die een kade aandoen.



Figuur A.6: Scatterplot en regressielijn diepgang versus maximale geïnstalleerd vermogen

Duidelijk is te zien dat de standaardafwijkingen groter zijn dan de relatie tussen de breedte en het geïnstalleerde vermogen. De onderstaande relatie is dan ook niet bruikbaar.

De volgende regressielijn is gevonden:

$$p_{\max} = 7138d_{\max} - 48110 \quad (\text{A.12})$$

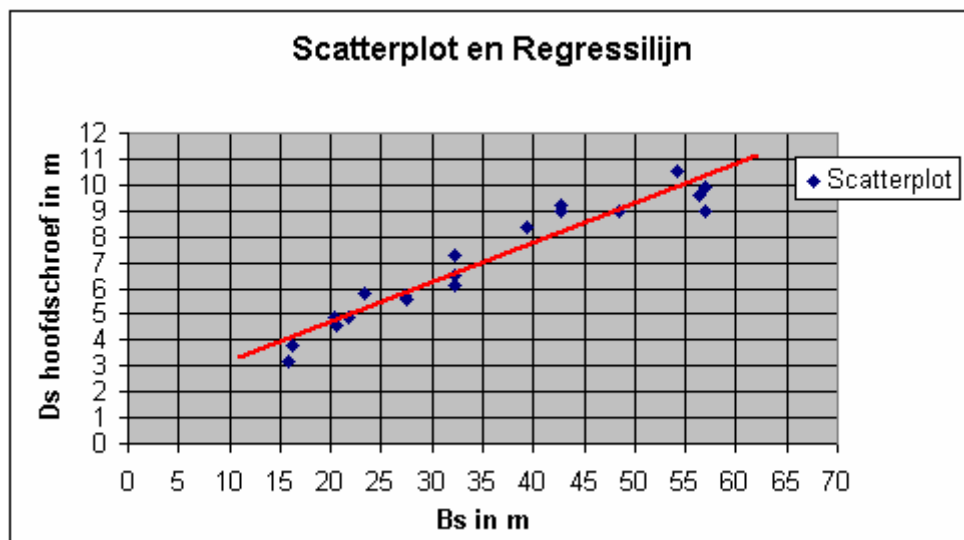
De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(d_{\max}, P_{\max}) [-]$	0,854
$\hat{\sigma}_{P_{\max}} [\text{kW}]$	11187,3

Tabel A.3: Correlatie en variantie hoofdschroef vermogen en maximale diepgang

A.3.4 Hoofdschroef diameters en breedte

Vaak wordt een verband gelegd tussen de schroefdiameter en het vermogen van de schroef. Omdat we in een probabilistisch ontwerp dan standaardafwijkingen van standaardafwijkingen krijgen, kunnen de resultaten onbetrouwbaar worden. Daarom is de breedte van een containerschip vergeleken met de schroefdiameter. Hoewel er meestal geen lineair verband bestaat tussen het vermogen en de schroefdiameter laat de onderstaande figuur veel belovende resultaten zien. Hoewel er van weinig schepen data bekend was over de schroef diameter is er toch een lineair verband gevonden tussen de breedte en de schroefdiameter.



Figuur A.7: Scatterplot en regressielijn schroefdiameter versus breedte

De bovenstaande figuur laat zien dat de standaardafwijkingen niet noemenswaardig groot zijn, ook is er een sterke correlatie tussen de variabelen. Doordat er in de database in mindere mate gegevens beschikbaar zijn, zijn de resultaten nog niet betrouwbaar genoeg om voor een definitief ontwerp te gebruiken. Met name de standaardafwijking zal dan groter kunnen worden.

De volgende regressielijn is gevonden:

$$D_s = 0,153B_s + 11,679 \quad (\text{A.13})$$

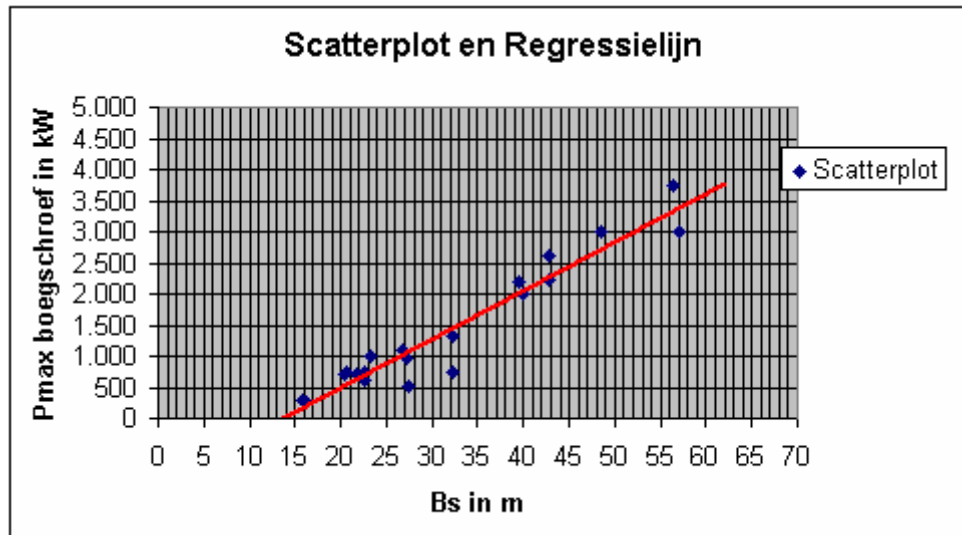
De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(B_s, D_s) \quad [-]$	0,909
$\hat{\sigma}_{D_s} \quad [\text{m}]$	0,633

Tabel A.4: Correlatie en variantie hoofdschroefdiameter en breedte containerschip

A.3.5 Boegschroef vermogen en breedte

Wanneer er nader gekeken wordt naar het geïnstalleerde boegschroefvermogen kan geconstateerd worden dat er een lineair verband bestaat tussen de maximale breedte van een containerschip en het beschikbare maximaal geïnstalleerd boegschroefvermogen.



Figuur A.8: Scatterplot en regressielijn boegschroefvermogen versus breedte

De bovenstaande figuur laat het verband zien tussen het geïnstalleerde vermogen en de breedte van een containerschip. Indien er een grotere database beschikbaar komt, bestaat wellicht de mogelijkheid om een nauwkeurigere relatie te bepalen door de maximale lengte van een containerschip te vergelijken met de gevonden relatie tussen breedte en vermogen.

De volgende regressielijn is gevonden:

$$P_{\max} = 261,9B_s - 1392,1 \quad (\text{A.14})$$

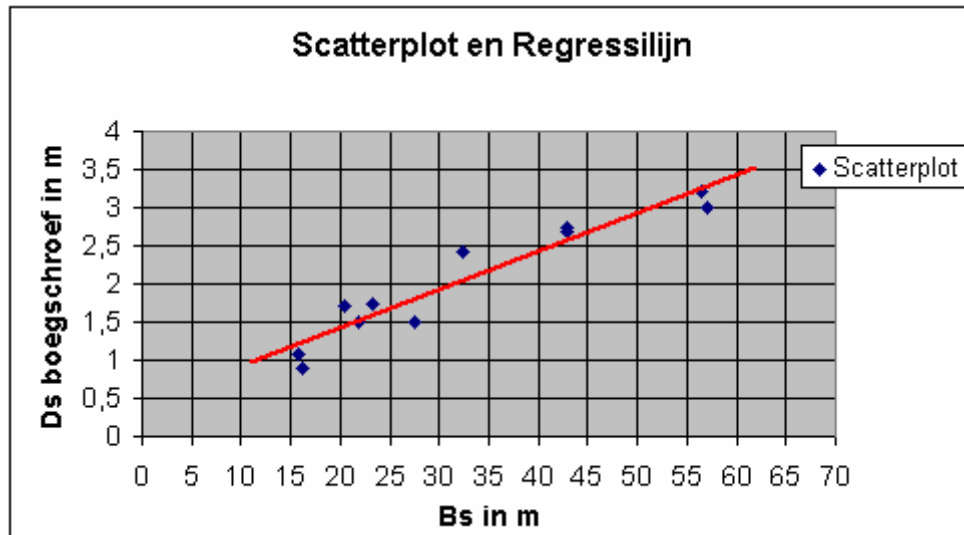
De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(B_s, P_{\max})$ [-]	0,87
$\hat{\sigma}_{P_{\max}}$ [kW]	419,1

Tabel A.5: Correlatie en variantie maximaal boegschroefvermogen en breedte containerschip

A.3.6 Boegschroef diameter en breedte

De breedte van een containerschip wordt vergeleken met de schroefdiameter. Hoewel er van weinig schepen data bekend was over de schroefdiameter is er toch een lineair verband gevonden tussen de breedte en de schroefdiameter.



Figuur A.9: Scatterplot en regressielijn boegschroefdiameter versus breedte

De volgende regressielijn is gevonden:

$$D_s = 0,05B_s + 0,464 \quad (\text{A.15})$$

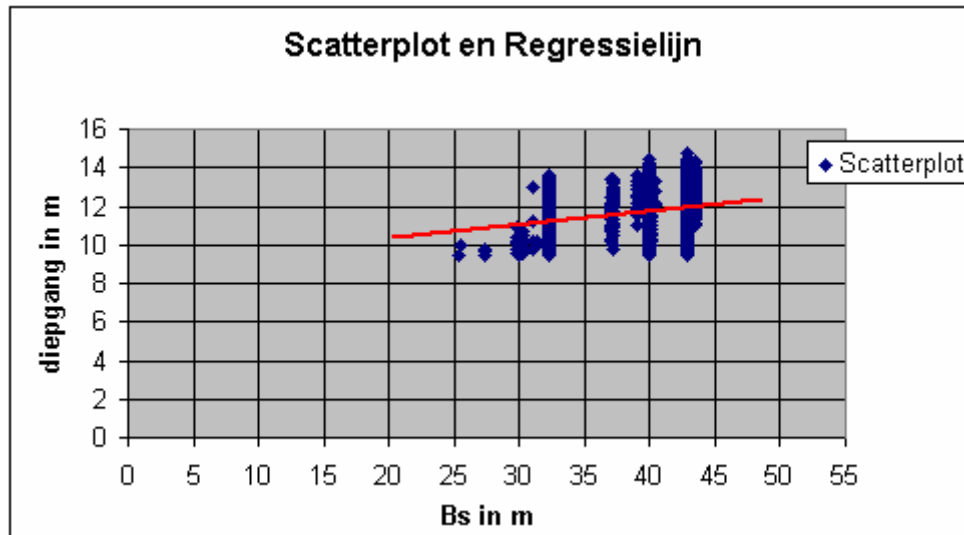
De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(B_s, D_s) \quad [-]$	0,867
$\hat{\sigma}_{D_s} \quad [\text{m}]$	0,227

Tabel A.6: Correlatie en variantie boegschroefdiameter en breedte containerschip

A.3.7 Werkelijke diepgang Amazonehaven en breedte

Al eerder is het verschil genoemd tussen de werkelijke diepgang en de maximale diepgang van een containerschip. De onderstaande figuur is gebaseerd op de containerschepen die gebruik gemaakt hebben van kademuur ter plaatsen van de Amazonehaven in de periode 1999-2004.



Figuur A.10: Scatterplot en regressielijn werkelijke diepgang versus breedte

Duidelijk is te zien dat er een grote standaardafwijking is tussen de scheepsbreedte en de werkelijke diepgang. De gevonden regressielijn is alleen geschikt voor een probabilistisch ontwerp indien ook de grote standaardafwijkingen gehanteerd worden. Echter kan de frequentie van aankomst en vertrek van de containerschepen niet door een normale verdeling benaderd worden. **De voorkeur voor een probabilistisch ontwerp zal uit gaan naar randomgetallen te genereren uit de in de grafiek gepresenteerde scatterplot of opgestelde matrix.**

De volgende regressielijn is gevonden:

$$d_{actueel} = 0,069B_s + 8,978 \quad (A.16)$$

De volgende tabel geeft de correlatie en de variantie:

$\rho(B_s, d_{actueel})$ [-]	0,293
$\hat{\sigma}_{d_{actueel}}$ [m]	1,036

Tabel A.7: Correlatie en variantie werkelijke diepgang en breedte containerschip

Ook is duidelijk te zien dat er maar een beperkte correlatie is tussen beide variabelen. **Gekozen wordt om de dat random te genereren uit een opgestelde matrix.**

Bijlage B: Evaluatie huidige ontwerp formules

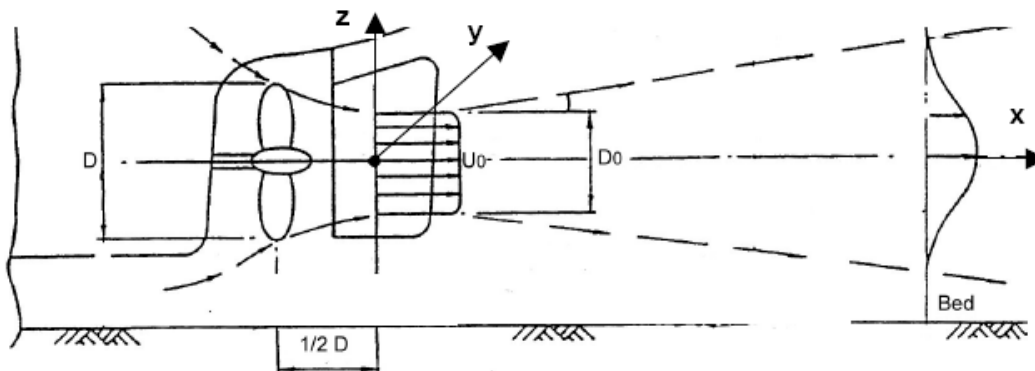
Een schroefstraal van een schip wordt gekenmerkt door het optreden van radiale, tangentiële en axiale stroomsnelheidcomponenten. Bovendien heeft deze waterbeweging in een schroefstraal altijd een turbulent karakter. Dit wordt versterkt door de aanwezigheid van de schroefas, het aantal schroefbladen dat rond draait, een of meerdere roeren en de invloed van de scheepsromp. Hierdoor is de uitstroomsnelheid van de schroef niet constant en homogeen en treden wervels op achter de schroef. Tot op heden is het niet mogelijk een mathematische formulering af te leiden, die het snelheidsveld zowel dichtbij als op enige afstand van de schroef exact modelleert.

Navolgend wordt een overzicht gegeven van de door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gehanteerde formules voor het berekenen van stroomsnelheden als gevolg van een schroefstraal, en voor het dimensioneren van een bodembescherming. Hierbij worden deze formules ook geëvalueerd en zullen vergelijkbare formules bekeken worden. Hierdoor kan inzicht worden verkregen in de afwijkingen, fouten en onzekerheden in de constanten in de formules.

B.1 Belasting door hoofdschroef

B.1.1 Uitstroomsnelheid achter de hoofdschroef

De stroomsnelheid direct achter een schroef, ter plaatse van de maximale dwarscontractie van de straal, wordt berekend met de onderstaande relatie (B.1). Deze relatie van Fuehrer en Römisch wordt vermeld in Blokland [7] en is omgeschreven door Blauw en Van de Kaa [4]. Deze formule is gebaseerd op het verband tussen het geïnstalleerde vermogen en de opgewekte stuwkracht. Met behulp van deze formule kan de uitstroomsnelheid bepaald worden als het aangewende vermogen bekend is. Zie ook Blokland [7].



Figuur B.1: Uitstroomsnelheid achter een schroef

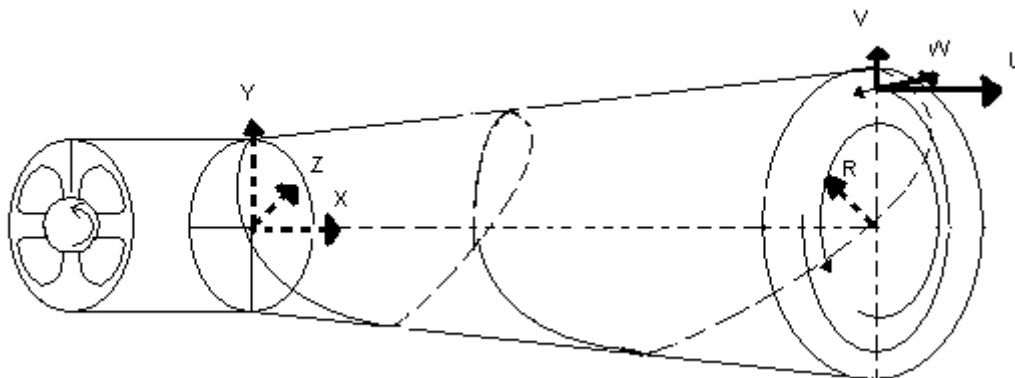
$$U_0 \approx 1,17 \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad \text{met} \quad D_0 = D_s / \sqrt{2} \quad (\text{B.1})$$

Waarin:

- U_0 = stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
- D_0 = diameter van de straal kort achter de schroef [m]
- D_s = diameter van de schroef [m]
- P = aangewend motorvermogen per schroef [W]
- ρ_w = dichtheid van water [kg/m³]

Evaluatie

De formule van de uitstroomsnelheid is gebaseerd op de impuls Theorie. Deze theorie resulteert in een gemiddelde axiale uitstroomsnelheid. De tangentiële stroomsnelheden worden verwaarloosd, wel vindt er contractie plaats. Contractie vindt plaats tot $\frac{1}{2} D$ achter de schroef.



Figuur B.2: Axiale, radiale en tangentiële uitstroomsnelheid

De schroef wordt dus geschematiseerd als een impulschijf [8] met een oneindig aantal balden. Volgens het Waterloopkundig Laboratorium [41] bestaan er gecompliceerdere formules die wel rekening houden met snelheden in de tangentiële richting. Voor een onderzoek naar de invloed hiervan wordt verwezen naar de blad-elementtheorie, dit kan van belang zijn bij bijvoorbeeld een model in het programma “phoenics”. Blauw en van de Kaa [4] en het Waterloopkundig Laboratorium [41] gebruikten een constante van 1,15. Het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam hanteert een factor 1,17, waardoor er dus meer veiligheid wordt verkregen. Römisch [7] en Verheij [38] hebben ook de invloed van intree en uittreeverliezen in rekening gebracht, dit resulteert in een lagere uitstroomsnelheid. Navolgend wordt de achtergrond van de factor 1,17 achterhaald, in het vervolg te noemen C_1 .

Achtergrond van C_1

Het is mogelijk de uitstroomsnelheid te berekenen met behulp van de stuwkracht T van de schroef. De stuwkracht T kan ook worden berekend als functie van het aangewende vermogen P . Hiervoor moet het schroefas koppel Q worden bepaald. Omdat schepen nabij kademuren gebruik maken van de “bollard pull” (de schroef wordt niet aangestroomd)conditie wordt de voortschrijdingcoëfficiënt J gelijk aan nul gesteld, omdat er geen intreesnelheid in rekening gebracht hoeft te worden ($U_A=0$).

$$J = \frac{U_A}{nD_s} \quad (B.2)$$

$$K_{Ts} = \frac{T}{\rho_w n^2 D_s^4} \quad (B.3)$$

$$K_Q = \frac{Q}{\rho_w n^2 D_s^5} \quad (B.4)$$

Waarin:

U_A	= intreesnelheid voor de schroef [m/s]
D_s	= diameter van de schroef [m]
J	= voortschrijdingcoëfficiënt [-]
K_Q	= schroefaskoppelcoëfficiënt [-]
K_T	= stuwkrachtcoëfficiënt [-]
ρ_w	= dichtheid van water [kg/m ³]
T	= stuwkracht [N]
Q	= schroefaskoppel [Nm]
n	= toerental [1/s]

De stuwkracht wordt bepaald door impulsstheorie, de volgende vergelijking wordt vermeldt door het Waterloopkundig Laboratorium [41]. Dit betekent dat de totale stuwkracht gelijk is aan de impuls van de straal achter de schroef. Deze relatie geldt alleen als de schroef niet wordt aangestroomd (bollard pull).

$$T_{s0} = \rho_w \frac{\pi}{4} D_0^2 U_0^2 \quad (\text{B.5})$$

De relatie de stuwkracht T en het aangewende vermogen P is bepaald door Sørensen et al. [30] en [31]. Om de uitstroomsnelheid U_0 te bepalen wordt gerekend met de "bollard pull" conditie ($J=0$).

$$T_{s0} = \frac{K_{T0}}{K_{Q0}^{2/3} (2\pi)^{2/3}} \rho^{1/3} D_0^{2/3} P^{2/3} \quad (\text{B.6})$$

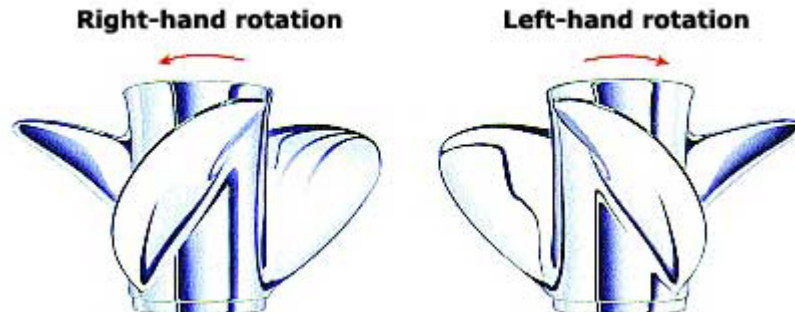
$$U_0 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{K_{T0}}{K_{Q0}^{2/3} (2\pi)^{2/3}}} \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad (\text{B.7})$$

$$U_0 = C_1 \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad (\text{B.8})$$

Een van de meest gebruikte studies naar de prestaties van scheepsschroeven zijn de Wageningen B-Screw series. Op basis van deze series is een neurale netwerk opgesteld door Roddy et al. [28]. De parameters die kunnen worden verkregen uit de series zijn, stuwkrachtcoëfficiënt K_T en de schroefaskoppelcoëfficiënt K_Q . Belangrijk is de verhouding tussen de pitch en de diameter van de schroef.

Soorten schroeven

In de handel zijn zowel "linkse" als wel "rechtse schroeven" verkrijgbaar. Beiden hebben een verschillende invloed op het stuurgedrag van het schip. Dit heeft te maken met het wieleffect. Verdere verdiepingstof kan worden gevonden in Kuiper [23].



Figuur B.3: Rechts en links draaiende schroef

Het wieleffect

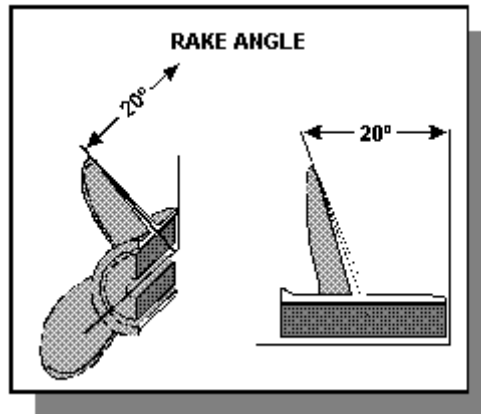
Het draaien van de schroef geeft een zogenaamd wieleffect of directe schroefwerking. De achterkant van het schip zal in de richting van de draaibeweging van de schroef trekken. Bij een rechtse schroef naar stuurboord, bij een linkse naar bakboord. Bij een sneldraaiende kleine schroef met weinig spoed zal het wieleffect kleiner zijn dan bij een langzaam draaiende grote schroef met grote spoed. Het bepalen of je schroef links of rechts draait doe je door achter het schip te gaan staan en het bovenste schroefblad te bekijken. Als daarvan de rechterkant meer naar voren staat is het een rechtse schroef en omgekeerd natuurlijk links. Als het schip in het water ligt kan je tijdens het varen naar de draaibeweging van de schroefas kijken. Links of rechts wordt dan bepaald door in de richting van het voorschip te kijken. Bij vooruit varen merk je weinig van het wieleffect omdat door de achterwaartse stuwkracht van het schroefwater de roerwerking zal overheersen. Bij afstoppen of achteruit varen is het een ander verhaal. Er is nu geen stuwkracht op het roer. Het wieleffect gaat overheersen. De rechtse schroef draait bij achteruitslaan linksom.

Aantal schroefbladen

Er bestaan schroeven met twee, drie, vier en zelfs vijf bladen. Theoretisch geldt dat, hoe groter het aantal bladen is, hoe groter het stuwende oppervlak. Een toename van het aantal bladen resulteert in een toename van de weerstand. Een schroef met weinig bladen, vergroot echter weer het vibreren van de schroef. Het compromis waarvoor in de meeste gevallen wordt gekozen bij grote container schepen, is een schroef met vier bladen. Hoe meer bladen een schroef telt, hoe beter de equilibratie wordt. De veroorzaakte trilling wordt in dit geval kleiner.

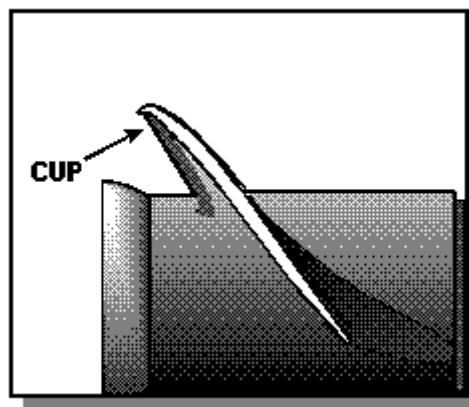
De bladvorm

De bladvorm van schroef een is voor een groot gedeelte van invloed op de schroefeigenschappen. Aspecten die hierbij meespelen, zijn onder andere de hoek die de voorste bladrand maakt ten opzichte van de schroefas, “rake” genaamd, en de komvormigheid van de bladrand, welke “cup” heet.



Figuur B.4: Rake van een schepsschroef

Rake wordt alleen maar toegepast op schroeven van zeer snel varende schepen waarbij de schroef zich zeer dicht aan de wateroppervlakte bevindt. Het voorkomt ventilatie en cavitatie, deze verschijnselen zullen niet verder worden toegelicht.



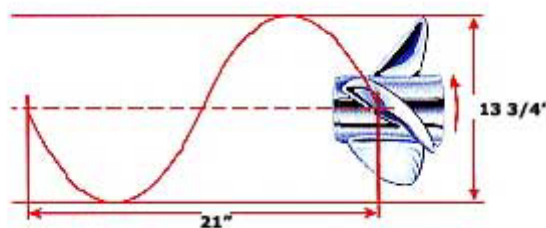
Figuur B.5: Cup van een schepsschroef

De cup zorgt voor een betere grip. De cup veroorzaakt wel een toerental verlaging, maar vermindert anderzijds ook de ventilatie. Bijkomend voordeel is dat de cup toelaat om grotere trimhoeken (hoek gevormd door de staart en de kiel) te kiezen, in functie van het vaarwater.

De spoed van de schroef

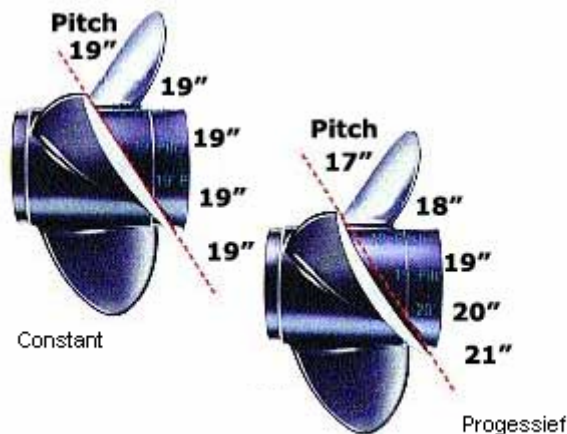
Het begrip “spoed” is iets wat bij de keuze van een schroef belangrijk is. De engelse benaming van spoed is “pitch”. Spoed staat voor de theoretische horizontale waterverplaatsing per omwenteling. Dat betekent de afstand die zou worden afgelegd per omwenteling indien er geen slip zou optreden. De spoed wordt meestal uitgedrukt in inches of millimeters.

De pitch van een schroef is de afstand die de schroef zal verplaatsen in de axiale richting van de pitch lijn in één gehele omwenteling. Een schroef met $13 \frac{3}{4}'' \times 21''$ heeft een diameter van $13 \frac{3}{4}''$ (35cm) en een pitch van $21''$ (53cm) zal in één omwenteling $21''$ in axiale richting verplaatsen. Er kan onderscheid gemaakt worden tussen een constante pitch en een progressieve pitch over het schroefblad.



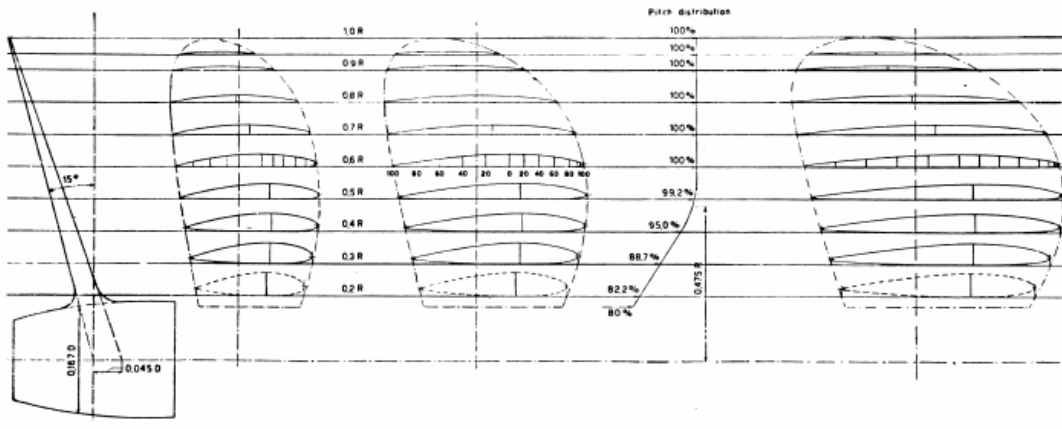
Figuur B.6: Pitch van een schroef

Een schroef met een progressieve pitch heeft het voordeel dat er een beter rendement bij een hoger toerental gehaald wordt.



Figuur B.7: Constante en progressieve pitch

De onderstaande figuur laat de verdeling van de pitch over het schroefblad zien. Bij zeewaardige schepen wordt over het algemeen een progressieve pitch aangebracht.

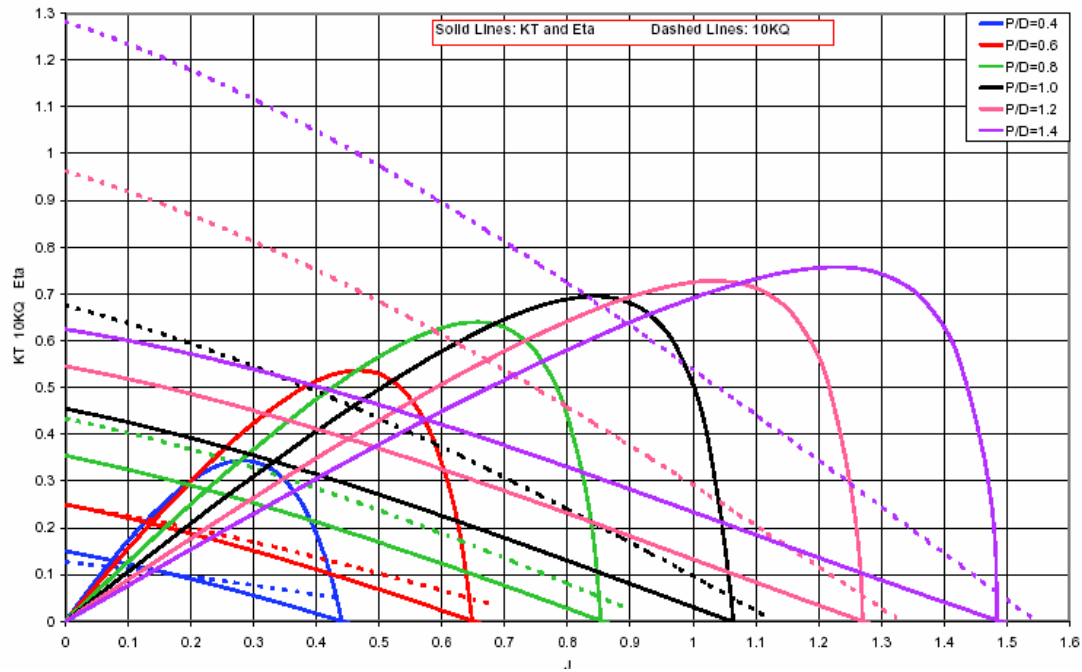


Figuur B.8: Karakteristieken van de B4-Series van schroepsschroeven

Propeller diameter mm	Power density kW/m ²	Tip speed m/s	Power kW	RPM	Wake	Ship speed in ice knots	Thrust in ice kN	Pitch ratio in ice P/D	Ship speed in free sailing knots	Thrust in free sailing kN	Pitch ratio in free sailing P/D
2000	400	38	1257	363	0,34	5	150	0,688	15	123	0,803
4000	400	38	5027	181	0,34	5	599	0,691	15	492	0,807
6000	400	38	11310	121	0,34	5	1349	0,688	15	1106	0,803
8000	400	38	20106	91	0,34	5	2394	0,685	15	1967	0,800

Tabel B.1: Verhouding tussen pitch en diameter verhouding onder ijs- en normale belasting: bron [43]

De volgende figuur is gebaseerd op de verhouding tussen de pitch en de diameter van de schroef P/D. P is dus in deze figuur niet het aangewende vermogen. De pitch-diameter verhouding voor container schepen varieert. Opgemerkt moet worden dat 1,4 de maximale pitch-diameter verhouding is. Het schroefblad wordt dan 24 graden gedraaid ten opzichte van de aanhechting van het blad met de schroefas. Het rendement van een schroef is afhankelijk van de pitch van een schroepsschroef. Voor een schip dat opereert met een beperkte vaarsnelheid zal bijvoorbeeld een lagere P/D ratio gekozen worden. Deze relatief lage pitch schroef heeft bij een beperkte vaarsnelheid een grotere stuwkracht dan een schip met een hogere P/D ratio en is dus efficiënter. Een grotere P/D ratio van de schroef zal er voor zorgen dat de schroef bij beperkte vaarsnelheid inferieur is, echter zal een grotere vaarsnelheid worden verkregen omdat de schroef langer een grotere stuwkracht behoudt.



Figuur B.9: Open-water curves for B4-70 Propellers

$$C_1 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \frac{K_{T0}}{K_{Q0}^{2/3} (2\pi)^{2/3}}} \quad (\text{B.9})$$

De resultaten van de bovenstaande formule zijn verwerkt in de onderstaande tabel.

P/D	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
Pitch hoek	7,3°	9,0°	10,8°	12,6°	14,3°	16,0°	17,6°	19,3°	10,9°	22,5°	24,0°
K_{Q0}	0,013	0,018	0,025	0,034	0,043	0,055	0,068	0,088	0,106	0,122	0,141
K_{T0}	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65
C₁	1,007	1,043	1,046	1,034	1,033	1,017	1,005	0,972	0,958	0,955	0,947

Tabel B.2: Constante C_1 bij variërende pitch-diameter verhouding voor schroeftype B4-70

De tabel laat al zien dat schroeven van met een pitch-diameter verhouding groter dan 1 niet efficiënt zijn. De ratio voor grote containerschepen ligt ongeveer bij 0,8. Omdat deze schepen zeewaardig zijn zullen schroeven van grote containerschepen altijd groter zijn dan 0,6. In de gehanteerde factor $C_1=1,17$ zit dus een veiligheidsfactor van 1,13 verstopt.

$\mu_{C1} [-]$	1,033
$\hat{\sigma}_{C1} [-]$	0,01

Tabel B.3: Gemiddelde waarde en variantie van C_1

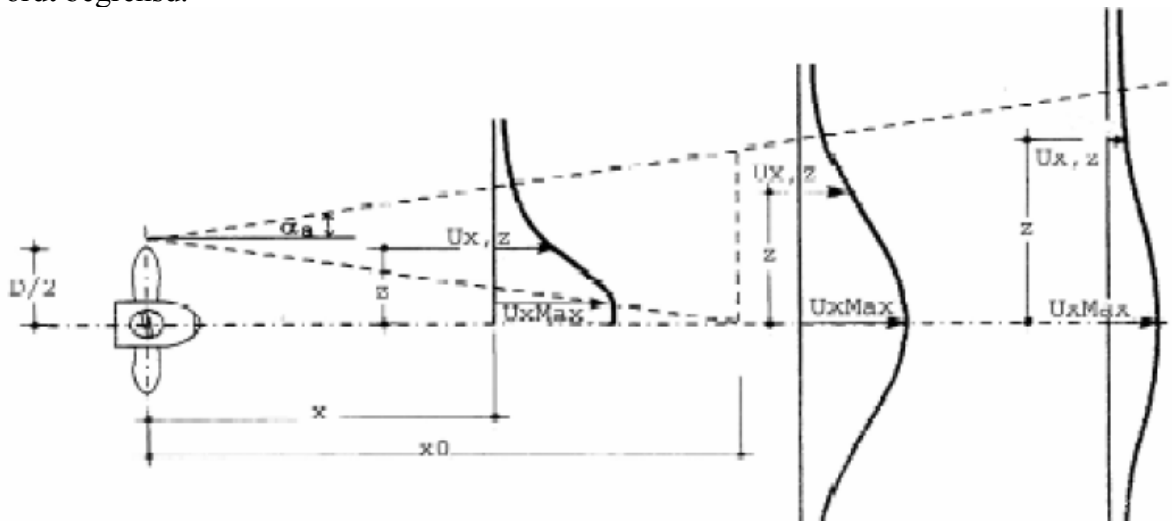
De standaard afwijking is gebaseerd op een P/D verhouding van 0,7 tot 1,0. De gemiddelde waarde van C_1 kan veranderen indien een ander type schroef wordt onderzocht. Meer onderzoek naar diverse type schroeven is gewenst om een betere schatting te kunnen maken van de variatie. Voorlopig wordt de bovengrensbepending 1,17 gehandhaafd.

B.1.2 Hoofdschroefstraal evenwijdig aan kade

Het snelheidsveld van de schroefstraal wordt beschreven volgens de diffusietheorie. In het gebied waar de stroming zich aan het ontwikkelen is, is de stroomsnelheid in de as constant gelijk aan de uitstroomsnelheid. In het diffusie gebied wordt de ontwikkelde stroming gekenmerkt door het feit dat de stroomsnelheid afneemt met de toenemende afstand tot de schroefas. Deze theorie is gebaseerd op de volgende drie aannamen:

- Hydrostatische drukverdeling;
- Diffusie is dynamisch gelijkvormig (constante spreidingshoek);
- De snelheidscomponent verloopt volgens een normaalverdeling.

Voor de berekening van het snelheidsveld binnen een schroefstraal wordt uitgegaan van de relatie voor een vrije, onbegrensde schroefstraal. Hierdoor wordt een onderschatting verkregen van de werkelijke snelheid bij de bodem. De aanwezigheid van de bodem vormt namelijk een begrenzing voor de radiale verspreiding van de straal. Hierdoor is de snelheid bij de bodem groter dan volgens de situatie van een vrije straal, waarvan de verspreiding niet wordt begrensd.



Figuur B.10: Snelheidsprofiel achter een schroef

De maximale snelheid boven de bodem in de situatie van één enkele schroef wordt berekend met de volgende relatie volgens Blokland [7]:

$$U_{b,max} = U_{b,max, enkel} = f \cdot 0,306 \cdot \frac{U_0 \cdot D_0}{h_{pb}} \quad (B.10)$$

Waarin:

- $U_{b,max}$ = maximale snelheid boven de bodem [m/s]
- $U_{b,max, enkel}$ = $U_{b,max}$ in de situatie van één enkele schroef [m/s]
- h_{pb} = hoogte van de schroefas boven de bodem [m]
- f = correctiefactor die de toename van de stroomsnelheid in rekening brengt als gevolg van begrenzingen van de radiale verspreiding van de straal [-]

Door partiële differentiatie naar x met $r = h_{pb}$, waarbij een correctiefactor f is toegevoegd om de toename van de stroomsnelheid als gevolg van de begrenzende invloed van de bodem in rekening te kunnen brengen, is vergelijking B.11 gevonden.

Uit de partiële differentiatie volgt ook dat (uitgaande van de vrije straal theorie) de maximale snelheid boven de bodem optreedt op een afstand $x_{Umax} = 5,55 \cdot h_{pb}$ achter de schroef.

Voor de waarde van f wordt toegepast zoals beschreven door Blokland [7]:

- $f = 1,0$ als er alleen sprake is van begrenzing door bodem en wateroppervlak;
- $f = 1,1$ als de straal ongeveer evenwijdig aan een kademuur of oeverwalud is gericht;
- $f = 1,2$ als de straal schuin tegen een kademuur of tegen een oeverwalud is gericht.

Het verschil tussen de werkelijke en de met de vrije straal relatie berekende snelheid is groter dan de toegepaste factor f . Dit blijkt duidelijk voor de situatie met alleen een bodem en een wateroppervlak, waarbij men zou verwachten dat $f > 1$.

Evaluatie

Een andere bekende formule om de maximale snelheid boven de bodem te berekenen, is afgeleid door Römisch [7]. Een opmerkelijk verschil is de gekozen schroefdiameter. Volgens Römisch is $D_0 = D_s$ voor een vrije schroefstraal. Ook gebruikt hij andere coëfficiënten voor de invloed van wateroppervlak, bodem en kademuur. Dit resulteert in een snelheid die een factor 2 hoger is dan de gebruikelijke Nederlandse methode. Römisch houdt ook rekening met de invloed van een roer achter het schip. De invloedsfactor van een roer is 1,7. Dus een verschilfactor van 3,4 op het totaal. Dit is een enorm verschil, hierbij moet wel vermeld worden dat de methode van Römisch een relatief lagere stabiliteitsfactor voor het dimensioneren van bestortingen gebruikt.

Achtergrond C2

De volgende formule is de oorsprong van de bovenstaande vergelijking B.10 en is weergegeven in figuur B.10:

$$U_{(x,r)} = U_0 2,8 \frac{D_0}{x} e^{-15,4 \frac{r^2}{x^2}} \quad (B.11)$$

$$r = \sqrt{y^2 + x^2} \quad (B.12)$$

Wanneer r bekend is kan, door te differentiëren naar x zoals vermeld in blokland [7], worden afgeleid dat de maximale stroomsnelheid optreedt als $x = x_{umax} = 5,55 h_{pb}$. Voor en na x_{umax} bevindt zich een gebied waarin de bodemsnelheid niet veel afwijkt van de maximale bodemsnelheid. Dit gebied ligt ongeveer tussen $4-10 h_{pb}$. Het resultaat hiervan is:

$$U_{b,max} = U_{b,max,enkel} = f \cdot C_2 \cdot \frac{U_0 \cdot D_0}{h_{pb}} \quad (B.13)$$

Zowel Blokland [6] als het Waterloopkundig Laboratorium [41] hebben metingen verricht waaruit gebleken is dat de maximale bodemsnelheid een onderschatting is van de werkelijke maximale snelheid. Beiden concludeerden dat de verschilfactor 1,3 bedroeg. Zoals al uitgelegd is heeft dit te maken met de begrenzing door de bodem in radiale richting. Voor de standaarddeviatie van C_2 wordt 10% van het rekenkundige gemiddelde gekozen.

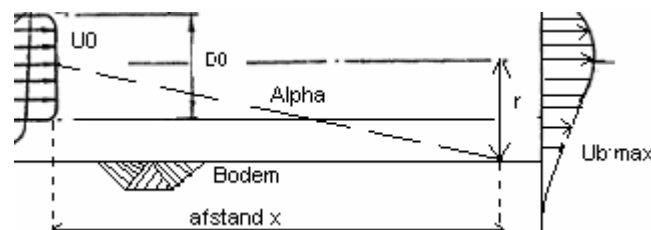
$\mu_{C2} [-]$	0,4
$\hat{\sigma}_{C2} [-]$	0,04

Tabel B.4: Gemiddelde waarde en variantie van C_2

B.1.3 Ontwikkelingssnelheid menglaag

Er zal een menglaag ontstaan tussen het relatief stilstaande water en de stroomstraal uit de hoofdschroef. Het relatief stilstaande water zal een versnelling ondergaan waardoor sterke schuifspanningen in de menglaag ontstaan. Het gevolg hiervan is een hoge turbulentie in de menglaag. Als de turbulente menglaag de bodem bereikt, zal daar de grootste en kritische aanval zijn op de bodem. Vlak achter dit punt zal een nieuwe menglaag ontstaan. De stroming is in deze nieuwe grenslaag nog steeds verre van uniform. Het punt waar de divergerende hoek de bodem zal bereiken kan bepaald worden, omdat de hoek van de kritische aanval 10,2 graden bedraagt en niet afhankelijk is van de diepgang.

In de onderstaande figuur is het snelheid profiel weergegeven met de parameters die de maximum snelheid op de bodem beïnvloeden. h_{pb} is in dit geval gelijk genomen aan r .



Figuur B.11: kritische aanval op de bodem

In de onderstaande tabel is een gemiddelde snelheid bepaald, zodat de ontwikkelingstijd geschat kan worden. Met behulp van de onderstaande formule kan de gemiddelde snelheid geschat worden:

$$U_{gem} = \frac{U_0 + U_{b,max0}}{2} \quad (B.14)$$

Waarin:

- U_{gem} = gemiddelde ontwikkelingssnelheid [m/s]
- U_0 = stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
- $U_{b,max0}$ = $U_{b,max}$ in de situatie van één enkele schroef [m/s]

Kielsing in [m]	2	3	4	5	6
U_0 [m/s] met $P=20\%$ [MW]	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5
$U_{b,max0}$ [m/s]	2,4	2,0	1,7	1,5	1,4
U_{gem} [m/s]	4,46	4,26	4,12	4,017	3,93
Ontwikkelingstijd in [s]	6,5	8,2	9,3	11,3	13,1

Tabel B.5: Ontwikkelingstijd bij variërende kielsing

B.1.4 Invloed van het roer

Citaat uit: Bodem bescherming belast door schroefstralen [7]

Er wordt bij de huidige rekenmethode geen rekening gehouden met de invloed van het roer. Het roer veroorzaakt een splitsing van de straal, waarbij een deel van de straal naar boven schiet en een deel van de straal naar beneden. Volgens Römisch en volgens onderzoek van het Franzius Instituut, kan dit gepaard gaan met een sterke toename van de stroomsnelheid boven de bodem. Bij het Franzius Instituut is dit alleen vastgesteld bij zeer kleine afstand van de schroef boven de bodem.

Uit een meting die is uitgevoerd bij het Waterloopkundig Laboratorium in een verticaal vlak door de as van een schroefstraal, blijkt dat de naar beneden gerichte straal is waar te nemen tot een afstand van $(8 \text{ à } 12) \cdot D_0$ achter de schroef en tot een diepte van $(1,5 \text{ à } 2) \cdot D_0 = (1 \text{ à } 1,5) \cdot D_p$ onder de schroefas. Op grotere afstand en op grotere diepte is gesplitste straal door menging en diffusie weer veranderd in één samengestelde straal met het normale Gaussische snelheidsprofiel. De snelheden in deze integrale straal zijn echter wat lager dan in een straal die niet is beïnvloed door een roer, omdat de splitsing door een roer gepaard gaat met energieverlies. Dit energieverlies wordt groter als het roer ook onder een hoek staat. Daarom wordt door het WL een reductie-factor geïntroduceerd voor de snelheid in een schroefstraal afhankelijk van de roerhoek.

Op grond van de meting in het Waterloopkundig Laboratorium zou men kunnen concluderen dat de aanwezigheid van een roer alleen een toename van de snelheid boven de bodem veroorzaakt als de als de schroefas zich minder dan 1,5 maal de schroefdiameter boven de bodem bevindt. Bij hoger gelegen schroefas zou de aanwezigheid van een roer daarentegen enige afname van de snelheid boven de bodem veroorzaken.

Deze conclusie moet echter met voorzichtigheid worden gehanteerd, omdat het WL alleen in een verticaal vlak door de schroefas heeft gemeten. Waarschijnlijk zal de door het roer afgesplitste straal ook schuin wegschieten. Als ook in een schuin vlak was gemeten, zou mogelijk zijn waargenomen dat de afgesplitste straal tot een grotere diepte dan 1,5 maal de schroefdiameter doordringt.

Resumerend moet worden gesteld dat de invloed van het roer afhankelijk is van de hoogte van de schroefas boven de bodem. Hoe deze afhankelijkheid er uit ziet, is nog niet bekend. Bij de rekenmethode van IH wordt geen rekening gehouden met de aanwezigheid van een roer. Bij kleine afstand tussen schroefas en bodem kan dit een onveilig resultaat opleveren.

Citaten uit: Literatuuronderzoek bodembescherming [21]

Uit experimenten is gebleken dat de schroefstraal door het roer wordt gesplitst in een straal omhoog en een straal omlaag, en dat dit effect meer geprononceerd is wanneer het roer zich achter het midden van de schroef bevindt.

Uit experimenten met een schaalmodel B20-trawler blijkt het volgende:

De schroefstraal raakt bij de aanwezigheid van een roer eerder de bodem. Feitelijk is dit het deel van de schroefstraal dat naar de bodem is gericht.

De stroom snelheid bij de bodem neemt af met toenemende waterdiepte. Deze afname is meer geprononceerd bij kleine waterdieptes.

De positie en diepte van kuil is afhankelijk van de roerhoek.

Enkele conclusies:

Bij de aanwezigheid van een roer achter de schroef en bij een kade muur zijn de stroomsnelheden bij de bodem hoger dan bij de vrije straaltheorie.

Een schroefstraal ver van de kade wordt omgebogen tot de halve roerhoek.

Een straal langs de kade hecht zich aan deze kade, hierdoor bevindt zich de maximale stroomsnelheid dicht bij de kade dan bij de schroefas.

B.2 Belasting door boegschroef

E.A. van Blaaderen [3] heeft een numeriek model opgesteld om de 3D stroming rond een afvaren schip in kaart te brengen ten gevolge van boegschroefbelasting. Zijn onderzoek vertoonde opvallende resultaten. Er is een aparte bijlage aan zijn onderzoek gewijd, bijlag D.

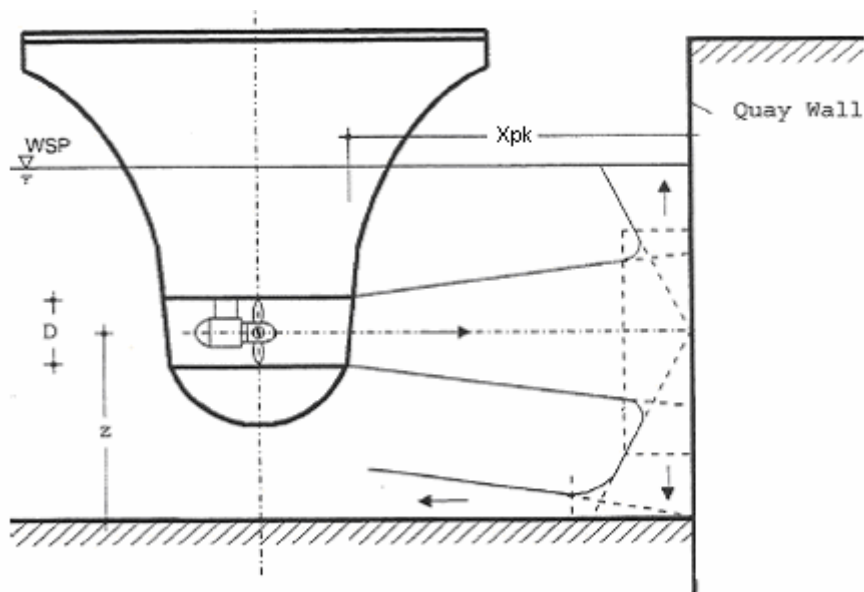
B.2.1 Boegschroefstraal loodrecht tegen kademuur

De stroomsnelheid direct achter de tunnelbuis van de boegschroef wordt berekend met de volgende relatie, er vindt dus geen contractie plaats. Zie ook blokland [7]:

$$U_0 \approx 1,17,3 \sqrt{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad \text{met } D_0 = D_s \quad (\text{B.14})$$

Waarin:

U_0	= stroomsnelheid achter de schroef [m/s]
D_0	= diameter van de straal kort achter de schroef [m]
D_s	= diameter van de schroef [m]
P	= aangewend motorvermogen per schroef [W]
ρ_w	= dichtheid van water [kg/m ³]



Figuur B.12: boegschroefstraal tegen een kademuur

De maximale stroomsnelheid die boven de bodem voor een kademuur wordt veroorzaakt door een schroefstraal loodrecht tegen de kademuur, wordt berekend met de volgende relaties beschreven door Blokland [7]:

$$U_{b,\max} = 2,8 \cdot \frac{U_0 \cdot D_0}{x_{pk} + h_{pb}} \quad \text{als} \quad \frac{x_{pk}}{h_{pb}} \geq 1,8 \quad (\text{B.15})$$

$$U_{b,\max} = 1,0 \cdot \frac{U_0 \cdot D_0}{h_{pb}} \quad \text{als} \quad 1,0 < \frac{x_{pk}}{h_{pb}} < 1,8 \quad (\text{B.16})$$

Waarin:

x_{pk} = afstand van de schroef tot de kademuur [m].

De situatie met $x_{pk}/h_{pb} < 1,0$ komt in de praktijk vrijwel niet voor. Voor het ontwerp van kademuren ten behoeve van de grote containerschepen wordt de verhouding van x_{pk}/h_{pb} relatief groot. Ondanks het feit dat kleinere schepen ook gebruik maken van deze kademuren zal de grotere verhouding toch tot de maatgevende situatie leiden, omdat de schroefdiameter bij deze schepen veel kleiner is.

Evaluatie

Deze relaties zijn getoetst door prototype metingen met de straal van een sleepboot loodrecht tegen een kademuur in de Beneluxhaven. De bovenstaande relaties zijn opgesteld door ir. T. Blokland. Bij deze metingen was er sprake van één constante waarde van h_{pb} en drie verschillende waarden van x_{pk} .

$$U_0 = C_1 \sqrt[3]{\frac{P}{\rho_w \cdot D_0^2}} \quad \text{met} \quad D_0 = D_s \quad (\text{B.17})$$

$$U_{b,\max} = C_3 \frac{U_0 \cdot D_0}{x_{pk} + h_{pb}} \quad \text{als} \quad \frac{x_{pk}}{h_{pb}} \geq 1,8 \quad (\text{B.18})$$

De factor $C_3=2,8$ bleek een goede benadering voor de optredende maximale bodemsnelheid. Daarom wordt er een beperkte standaardafwijking toegekend, namelijk 0,05.

$\mu_{C_3} \quad [-]$	2,8
$\hat{\sigma}_{C_3} \quad [-]$	0,05

Tabel B.6: Gemiddelde waarde en variantie van C_3

Bijlage C: Dimensioneren steen bestorting

C.1 Huidige ontwerp formule

Vanwege de zwaarte van de stromingsbelasting door schroefstralen, bestaat de toplaag van de bodembescherming in de meeste gevallen uit breuksteen. De mediane steendiameter van een steenbestorting wordt gedimensioneerd met de relatie van Isbash. In deze relatie komt een stabiliteitscoëfficiënt $\beta_{Is,cr}$ voor. Voor deze coëfficiënt worden in de literatuur waarden gegeven die variëren tussen 1,3 en 6,6. De te gebruiken waarde van $\beta_{Is,cr}$ is mede afhankelijk van de methode waarmee de maximale stroomsnelheid boven de bodem wordt berekend. De door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gehanteerde methode, beschreven in Blokland [7], is hieronder weergegeven:

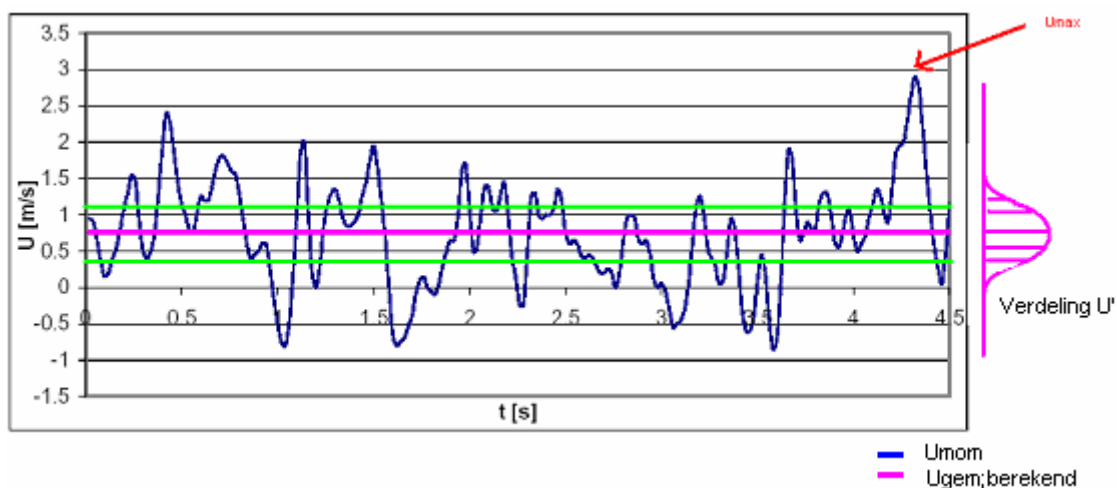
$$D_{50} \geq \beta_{Is,cr} \frac{U_{b,max}^2}{2g\Delta} \quad (C.1)$$

Waarin:

$U_{b,max}$	= maximale snelheid boven de bodem [m/s]
D_{50}	= mediane steen diameter [m]
$\beta_{Is,cr}$	= kritische stabiliteitscoëfficiënt [-]
Δ	= relatieve dichtheid stortsteen[-]

C.2 Turbulentie en Isbash

In de Isbash vergelijking wordt rekening gehouden met een zekere mate van turbulentie. In de onderstaande figuur is een mogelijke snelheidsmeting weergegeven, door een EMS.



Figuur C.1: momentane snelheidsmeting door een EMS

$$U_{mom}(t) = U_{gem;berekend} \pm U'(t) \quad (C.2)$$

$$U' = \frac{1}{T} \sqrt{\int_T (U_{mom}(t) - U_{gem;berekend})^2 dt} \quad (C.3)$$

$$U_{gem;berekend} = \frac{1}{T} \int_T U_{mom}(t) dt \quad (C.4)$$

Waarin:

$U_{gem;berekend}$ = Tijdsgemiddelde maximale snelheid boven de bodem [m/s]

U_{mom} = Momentane snelheid [m/s]

U' = Turbulente snelheids fluctuatie[m/s]

Ontgronding treedt op wanneer de snelheid boven de bodem hoger is dan de kritische ontwerp snelheid. Het volgende wordt gesteld:

$$U_{crit;ontwerp} = U_{gem;berekend} + pU' \quad \text{met} \quad U' = r_u U_{gem;berekend} \quad (C.5)$$

Een grove schatting voor de factor p die afhankelijk is van de kans dichtheidsfunctie van turbulente fluctuaties wordt verkregen met behulp van de onderstaande formule:

$$p = \frac{U_{max;gemeten} - U_{gem;berekend}}{U'_{berekend}} \quad (C.6)$$

Opgemerkt moet worden dat er tijdens het ontwerp rekening gehouden moet worden met de bovengrens van de turbulente fluctuaties. Om een “grobe schatting” te doen van de invloed van de turbulente fluctuaties is gekozen om rekening te houden met een overschrijdingskans van de gemiddelde berekende bodemsnelheid. Aangenomen wordt dat de optredende bodemsnelheid als een normale verdeling beschouwd kan worden. Wanneer bijvoorbeeld wordt uitgegaan van $p=3$, wordt de overschrijdingskans volgens een normale verdeling $1,3 \cdot 10^{-3}$ in rekening gebracht.

Jongeling et al (2004)...[18]

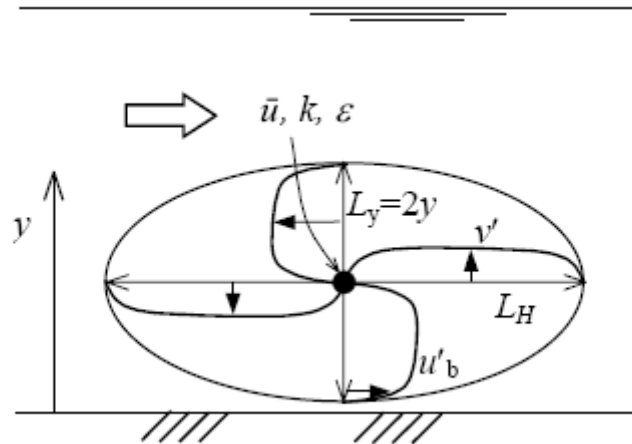
Jongeling vond een ontwerpbenadering voor niet uniforme stroming. Deze benadering relateert de uitkomst van een $k-\varepsilon$ model aan een stabiliteitscoëfficiënt ψ_{WL} vergelijkbaar met de stabiliteitscoëfficiënt van Shields $\psi_c=0,03$. Het bevat de invloed van turbulentie in een vergelijkbare stochastische manier zoals hierboven is afgeleid.

$$\psi_{WL} = \frac{<(U_{gem;berekend} + \alpha\sqrt{k})^2 > h_m}{\Delta g d_{n50}} \quad (C.7)$$

$$\text{met } \alpha = 6 \text{ en } h_m = 2d_{n50} + 0,2h \quad \Rightarrow \quad \psi_{WLcrit} = 8$$

Hofland (2005)...[18]

Hofland definieerde voor de vergelijking van Jongeling een grote eddy (wervel) nabij de bodem om de stabiliteitscoëfficiënt van een steen te bepalen.



Figuur C.2: Maatgevende eddy nabij de bodem

Waarin:

$U_{gem;berekend}$	= tijdsgemiddelde maximale snelheid boven de bodem [m/s]
L_H	= horizontale afstand van de turbulentie invloed [m]
L_y	= verticale afstand van de turbulentie invloed [m]
ϵ	= dissipatie van turbulentie
k	= kinetische turbulentie energie [m ² /s ²]
v	= opwaartse stroomsnelheid boven de bodem [m/s]

Hieruit concludeerde hij dat:

$$U_{b,max} = \max \left[\frac{L_H}{y} (U_{gem;berekend} + \alpha \sqrt{k}) \right] \quad (C.8)$$

$$\psi_{LH} = \frac{\max \left[\frac{L_H}{y} (U_{gem;berekend} + \alpha \sqrt{k}) \right]^2}{\Delta g d_{n50}} \quad (C.9)$$

De keuze voor de waarde van p is afhankelijk van de standaard afwijking van de bodemsnelheid en de grootte van de relatieve turbulentie intensiteit. Doordat een schroefstaal een sterk turbulent karakter heeft, zal volgens de ontwerpformules een relatief lage overschrijdingskans gekozen worden, omdat verwacht wordt dat de maximale turbulente snelheidsfluctuatie bij elke scheepsmanoeuvre voorkomt.

Uniforme stroming

Isbash vond voor uniforme stroomcondities, waarbij de snelheid boven de bodem bekend verondersteld werd, dat de stabiliteitscoëfficiënt β_{isb} 0,7 bedroeg. In deze factor zijn ook de turbulente fluctuaties verwerkt geldig voor de uniforme stroming. Omdat invloed van de turbulente fluctuaties bij schroefstraal belasting vele malen groter is dan de belasting met uniforme stroom condities kan de factor 0,7 niet gebruikt worden bij schroefstaal belasting. Voor uniform stroming geldt dat de turbulente fluctuaties relatief weinig invloed hebben op de kritische bodemsnelheid.

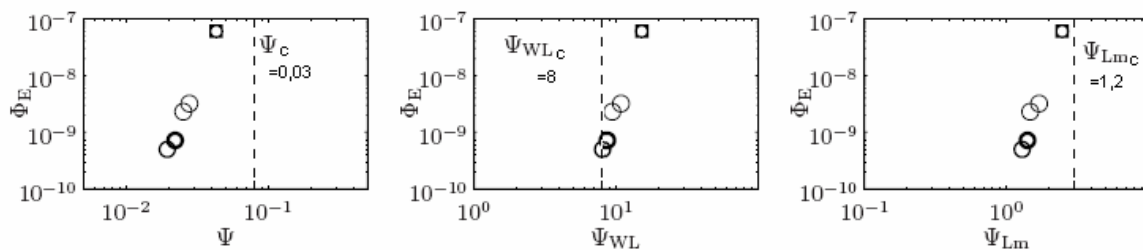
De relatie van Isbash moet als volgt gelezen worden:

$$D_{50} \geq B(1 + pr_u)^2 \frac{U_{bmax:gem}^2}{2g\Delta} \quad (C.10)$$

Waarin:

$U_{bmax:gem}$	= gemiddelde maximale snelheid boven de bodem [m/s]
U'	= turbulente snelheids fluctuatie[m/s]
r_u	= relatieve turbulentie intensiteit
p	= factor overschrijdingsfrequentie van een normaalverdeling [-]
B	= stabiliteitscoëfficiënt Isbash zonder invloed turbulentie [-]

De resultaten van de boven vermeld onderzoeken zijn voor uniformstroom condities gepresenteerd in de onderstaande figuur.



Figuur C.3: Stabiliteitscoëfficiënt Shields, Jongeling en Hofland

ψ_{WLc}	= kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld door WL/Delft Hydraulics
ψ_c	= kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld Shields
ψ_{LHc}	= kritische stabiliteitscoëfficiënt ontwikkeld door Hofland
ϕ_E	= coëfficiënt voor meevoering

Schatting B volgens Isbash

De basis voor de onderstaande schatting wordt gevonden in Verhagen [37]. Zoals al eerder genoemd is zijn de turbulente fluctuaties bij uniforme stroomcondities laag. Isbash vond dat een bodembescherming onder uniforme stroomcondities stabiel was als $\beta_{Is,cr} = 0,7$. De relatieve turbulentie intensiteit wordt geschat op $r_u = 0,1$ voor een situatie in uniforme stroming. De relatie tussen k en r_u wordt als volgt gedefinieerd: $\sqrt{k} = \sqrt{0,5} r_u U_{gem;berekend}$. Voor de overschrijdingsfactor wordt $p=6$ gekozen, dit is gebaseerd op de gevonden $\alpha = 6$ en $\sqrt{k} = \sqrt{0,5} r_u U_{gem;berekend}$ door het waterloopkundig laboratorium.

$$\frac{1}{\beta_{Isbc}} = \frac{U_{gem;berekend}^2}{2\Delta g D_{50}} = \frac{1}{B(1 + p\sqrt{0,5}r_u)^2} = \quad (C.11)$$

De waarde van B wordt bepaald door invoer van $r_u = 0,1$ en $p=6$ te gebruiken en gelijk te stellen aan de voor uniforme stroom condities geldige $\beta_{Isb} = 0,7$. Aangenomen wordt dat de volgende vergelijking geldt voor niet uniforme stroming.

$$\beta_{Isbc} = 0,345(1 + p\sqrt{0,5}r_u)^2 \quad (C.12)$$

Schatting B volgens Waterloopkundig Laboratorium 2003

Het waterloopkundig laboratorium vond dat een bodembescherming onder uniforme stroomcondities stabiel was als $\psi_{wLc} = 8$. De relatieve turbulentie intensiteit bedraagt weer $r_u = 0,1$. Voor de overschrijdingsfactor wordt $p=6$ gekozen.

$$D_{50} = \frac{\beta_{Isbc} U_{gem;berekend}^2}{2\Delta g} = \frac{(U_{gem;berekend} + \alpha\sqrt{k})^2}{0,84\Delta g \psi_{wLc}} \quad (C.13)$$

$$\beta_{Isbc} = \frac{2(1 + p\sqrt{0,5}r_u)^2}{0,84\psi_{wLc}} \quad (C.14)$$

$$(C.15)$$

$$\beta_{Isbc} = B(1 + pr_u)^2 = \frac{2(1 + p\sqrt{0,5}r_u)^2}{0,84\psi_{wLc}} \quad (C.16)$$

De waarde van B wordt bepaald door invoer van $\psi_{wLc} = 8$. Aangenomen wordt dat de volgende vergelijking geldt voor niet uniforme stroming.

$$\beta_{Isbc} = 0,298(1 + p\sqrt{0,5}r_u)^2 \quad (C.17)$$

Hofland concludeerde dat ψ_{WL_c} geen juiste benadering geeft voor uniforme stroming, omdat deze relatie alleen geldig is voor hoge Reynolds getallen. De relatie afgeleid door Hofland kan hier niet toegepast worden omdat de eddy die ontstaat door schroefstraal belasting niet goed bekend is. Daarom wordt gekozen de gevonden waarden in de literatuur te vergelijken met vergelijking C.12.

Door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam wordt ook de relatieve turbulentie fluctuatie in rekening gebracht in de stabiliteitscoëfficiënt. Voor schroefstaal belasting wordt gekozen voor $p=6$ dit komt overeen met een overschrijdingskans volgens een normale verdeling van $1,1 \cdot 10^{-5}$. De keuze voor deze relatief hoge waarde van p is te verklaren, doordat een schroefstaal een sterk turbulent karakter heeft. Deze relatief lage overschrijdingskans is te verklaren omdat verwacht wordt dat de maximale turbulente snelheidsfluctuatie bij elke manoeuvre voorkomt.

C.3 Kritische stabiliteitscoëfficiënt en literatuur

Door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam wordt uitgegaan van:

$\beta_{Is,cr} = 3,0$ als geen beweging van stenen wordt geaccepteerd,

$\beta_{Is,cr} = 2,5$ als enige beweging van stenen acceptabel is.

De waarde $\beta_{Is,cr} = 3,0$ komt overeen met de waarde die door de CUR in 1989 [6] wordt aanbevolen in combinatie met de berekening van $U_{b,max}$ met de vrije straal theorie.

Als de relatieve turbulentie intensiteit wordt berekend als een standaardafwijking van de gemiddelde snelheid dan worden er vaak waarden variërende tussen 0,25-0,6 gevonden [6].

Waterloopkundig laboratorium (1985)...[41]

De waarde $\beta_{Is,cr} = 4,1$ a $6,6$ werd aanbevolen door waterloopkundig laboratorium in 1985.

De gepresenteerde resultaten uit praktijk metingen van de hoofdschroef in dit rapport worden in gevuld in vergelijking C.12. Door het waterloopkundig laboratorium werd een maximale waarde van $r_u=0,6$ gepresenteerd voor de hoofdschroef ontwerpformule, dit resulteert in een $\beta_{Is,cr} = 4,33$ volgens vergelijking C.12.

Römisch (1993)...[7]

Römisch concludeerde dat $\beta_{Is,cr} = 1,3$ a $0,7$ was in 1993. Deze waarden zijn waarschijnlijk alleen geldig indien ook de formules van Römisch voor het bepalen van de maximale bodemsnelheid worden gehanteerd. Deze snelheden zijn groter dan de werkelijk optredende bodemsnelheid. Het logische gevolg is een afname van de stabiliteitscoëfficiënt. Toch komt Römisch tot de conclusie dat er grotere benodigde steen diameters ten opzichte van de door het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gehanteerde methode voor de bestorting nodig zijn.

Blokland (1996)...[6]

De waarde $\beta_{Is,cr} = 3,0$ is ook bevestigd door de prototypemetingen in de Beneluxhaven door Blokland in 1997 met een schroefstraal loodrecht tegen een kademuur (boegschroef). Op grond van de meetresultaten, werd een β_{Is} gevonden. Echter is gebruik gemaakt van de relatie van Paintal. Er is een relatie afgeleid voor hoge Reynolds-getallen, dit resultaat kan echter alleen een goede beschrijving geven indien de relatie van Paintal een goede beschrijving geeft van de transport intensiteit. Blokland heeft met een EMS de momentane stroomsnelheid gemeten en de relatieve turbulentie berekend bij deze proef.

Hoofdschroef

Wanneer vergelijking C.12 met $p=6$ en $r_u=0,53$ wordt toegepast geeft dit $\beta_{Is,cr}=3,63$.

Boegschroef

Voor de boegschroef wordt dezelfde berekening gedaan met $p=6$ en maximaal $r_u=0,37$ geeft dit $\beta_{Is,cr}=2,28$. Opvallend is dat een schroefstraal die relatief ver van de kade verwijderd is een grotere turbulentie intensiteit levert. Het kan zijn dat relatieve turbulentie intensiteit niet op de juiste locatie is gemeten zie de Bijlage C, het onderzoek van van Blaaderen [3]. De afstand tot de kade werd vergroot en er werd een relatieve turbulentie intensiteit berekend. $r_u=0,43$ resulteert in $\beta_{Is,cr}=2,75$.

Verheij (2000)...[38]

H. Verheij hanteert $\beta_{Is,cr} = 1,3$ a $3,0$. Deze waarden vond hij na een literatuuronderzoek. Hierbij heeft hij de Duitse en de Nederlandse methoden vergeleken. Er worden geen waarden genoemd omtrent de turbulentie intensiteit en factor p .

Van Veldhoven (2001)...[36]

Van Veldhoven vond $\beta_{Is,cr}=3,0$ in 2001.

Schokking (2002)...[32]

Schokking vond $\beta_{Is,cr} = 4,3$. Uit de proefresultaten van een schroefstaal loodrecht tegen een kademuur volgde $r_u = 0,23$. Opgemerkt moet worden dat de er enige twijfel bestaat omtrent de berekende $\beta_{Is,cr}$ volgens Schokking. Volgens vergelijking C.12 moet $\beta_{Is,cr}$ gelijk zijn aan 1,35.

De Jong (2003)...[20]

De Jong vond volgens vergelijking (C.12) $\beta_{Is,cr} = 1,46$ met $p=6$ en $r_u=0,25$.

Evaluatie

Voor de situatie zonder kademuur kan theoretisch een andere waarde van $\beta_{Is,cr}$ geldig zijn dan voor de situatie van een straal loodrecht tegen een kademuur. Dit omdat bij een straal loodrecht tegen een kademuur naast de kademuur de verwachting is dat de turbulentie intensiteit relatief groter is bij een schroefstraal loodrecht op de kademuur. De resultaten van blokland en het waterloop kundig laboratorium spreken dit echter tegen. Een mogelijke verklaring hiervoor wordt gegeven door E. van Blaaderen (Bijlage D). Volgens dit onderzoek treden de maximale turbulente fluctuaties niet op in het verlengde vlak van de schroef as. Doordat de turbulentie pieken voor extra onder- en bovendruk op een steen in een bestorting kunnen veroorzaken is de verwachting dat een straal loodrecht op de kade dus bij een lagere bodemsnelheid al beginnen te bewegen.

Echter zoals in bijlage B is vermeld, wordt de werkelijke stroomsnelheid door de vrije straal relatie onderschat voor de hoofdschroef ontwerpformule. Dit verschil wordt dus gedeeltelijk verdisconteerd in de waarde van β_{Is} omdat de stabiliteitscoëfficiënt in de hoofdschroef ontwerpformule gelijk gekozen wordt aan de stabiliteitscoëfficiënt in de boegschroef ontwerpformule. Er zal dus een veiligheidsmarge zijn aangebracht in de ontwerpvariabele $\beta_{Is,cr} > \beta_{Is}$.

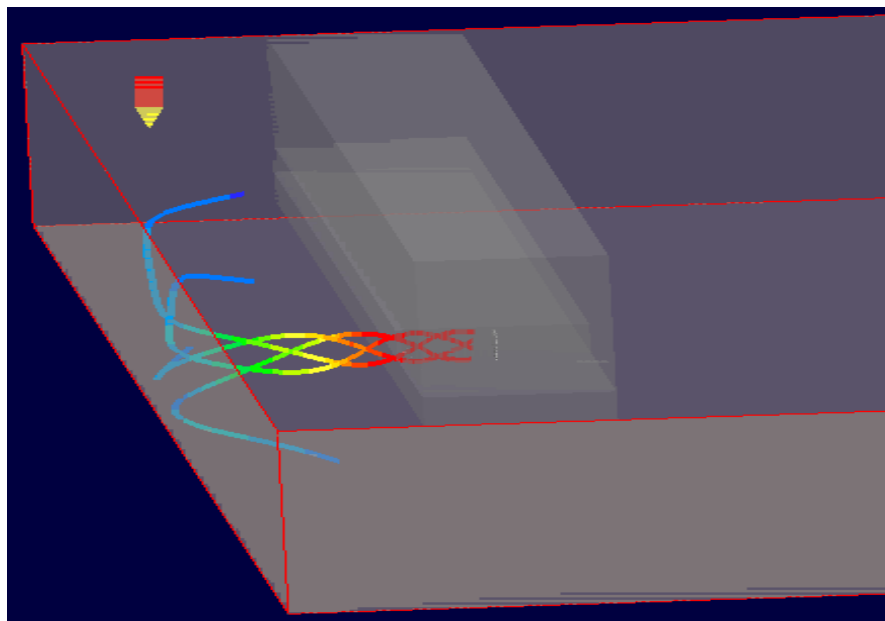
Conclusie:

$$1,35 < \beta_{Is,cr} < 4,33$$

De verwachting is dat de gekozen p van 6 resulteert in een te lage stabiliteitsfactor, omdat het karakter van schroefstraal belasting veel turbulenter is dan de onderzochte situaties door Hofland en Jongeling et al.

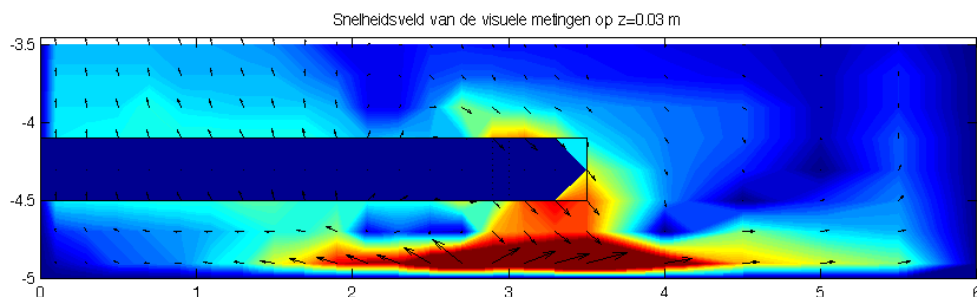
Bijlage D: 3D stroming rond een afvarend schip

Nadat Schokking [32] en de Jong [20] al geconcludeerd hadden dat een schroefstraal niet gemodelleerd mag worden als een water jet startte van der Laan [24] zijn afstudeeronderzoek. Van der Laan maakte gebruik van een geschaald model, om de complexe stroming rond een afvarend schip in kaart te brengen. De rotatie is een belangrijke factor gebleken bij deze onderzoeken. Ook is een schroef in een tunnelbuis, niet te vergelijken met een vrije schroef, hierdoor wordt de geldigheid van de vrije straal theorie in twijfel getrokken.

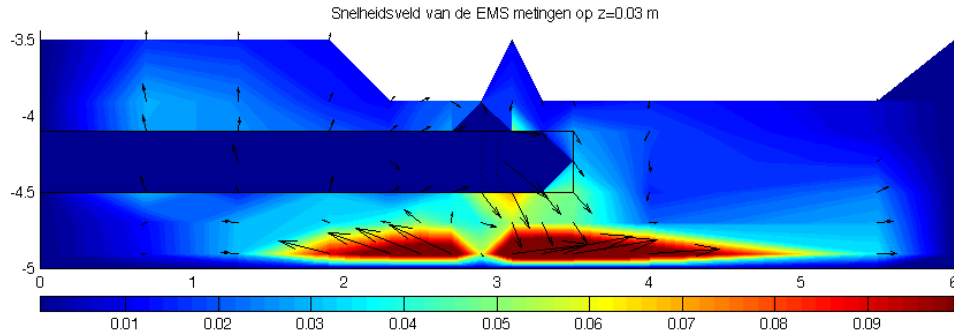


Figuur D.1: Swirl bewegingen van een schroefstraal

Van der Laan vergeleek een fysisch model met een 3D-model en kwam tot de conclusie dat de verkregen resultaten nog niet accuraat genoeg waren. Het werk van van der Laan is opgevolgd door Nielsen [27]. Nielsen bracht het stroombeeld ook in kaart door met een EMS metingen te verrichten. Zijn conclusie was eveneens dat er substantiële afwijkingen waren tussen het numerieke model en het fysische model. Van Blaaderen trok de meetresultaten enigszins in twijfel, omdat het berekende volume en het instrument groot waren ten opzichte van de stroomsituatie [3]. Een overzicht van de resultaten van Nielsen kan in de onderstaande figuren worden gezien.

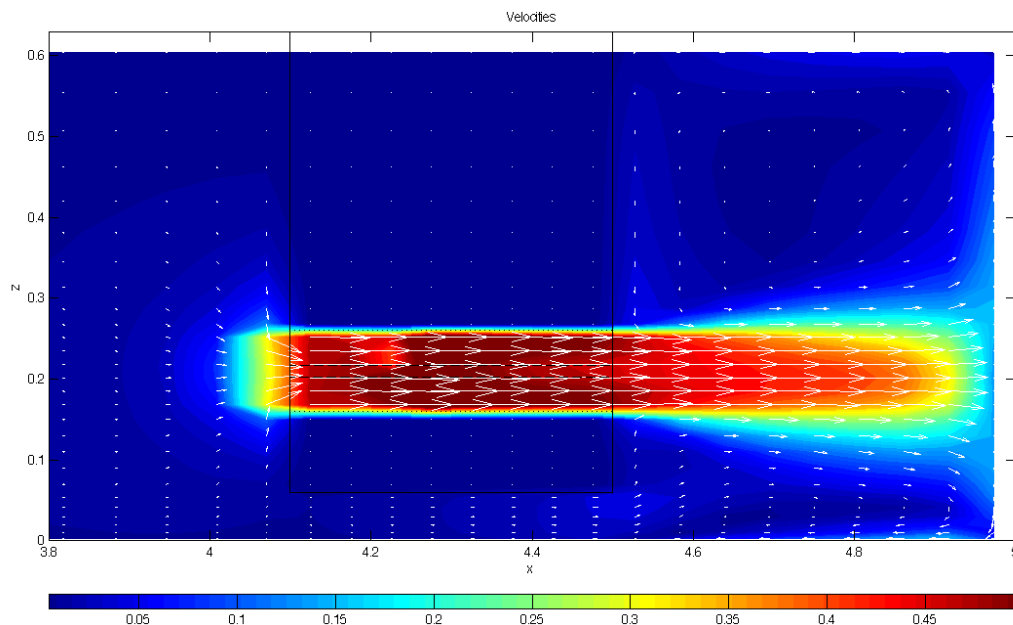


Figuur D.2: Visuele resultaten Nielsen



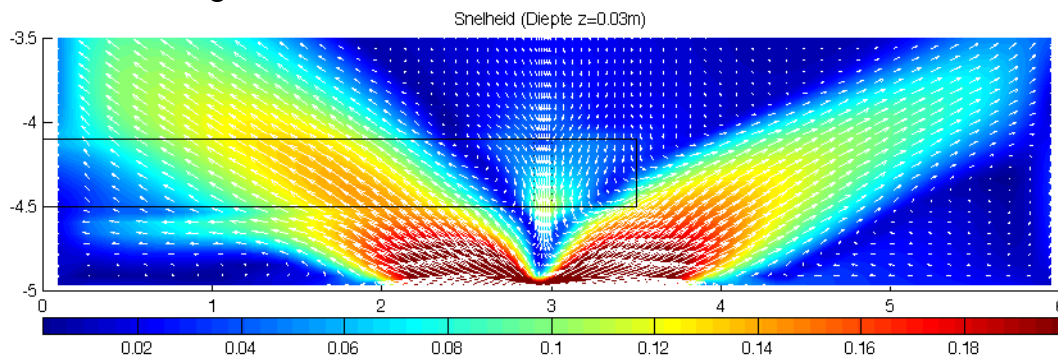
Figuur D.3: Snelheidsmeting (EMS) door Nielsen

Een eerste berekening volgens het numerieke model kan wordt gepresenteerd in de onderstaande figuren. De uitstroom is bijna uniform en komt overeen met de huidige ontwerpformules. Ook is te zien dat er lage diffusiecoëfficiënt werkzaam is, omdat er een zeer geconcentreerde stroom op de kademuur werkt.



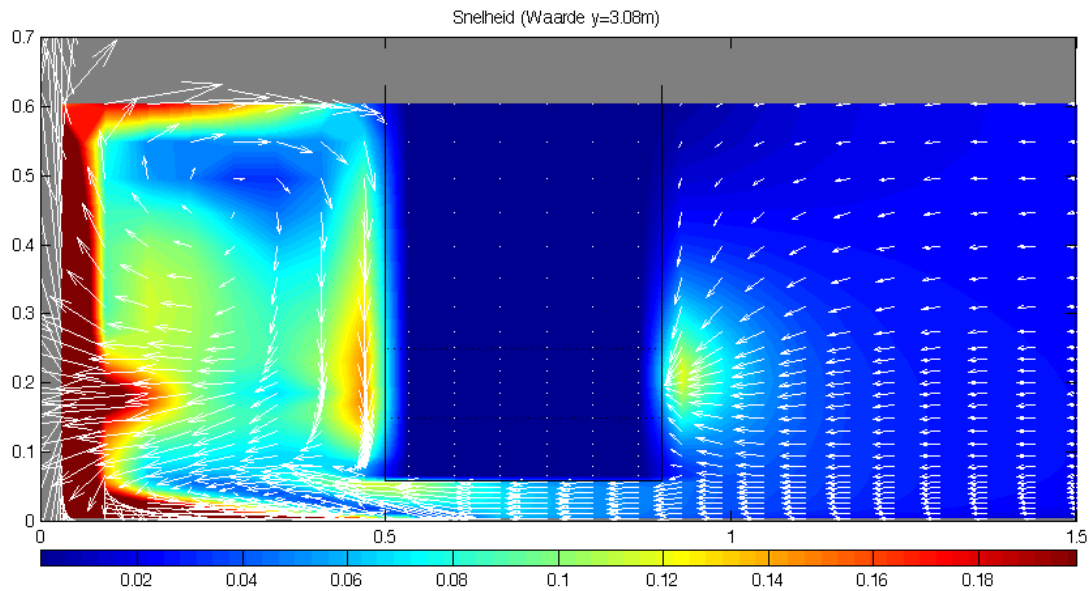
Figuur D.4: Eerste invoer numerieke model

Een implicatie van het snelheidsveld boven de bodem wordt gepresenteerd in de onderstaande figuur. De straal botst tegen de kademuur en veroorzaakt een symmetrische snelheidsverdeling boven de bodem.

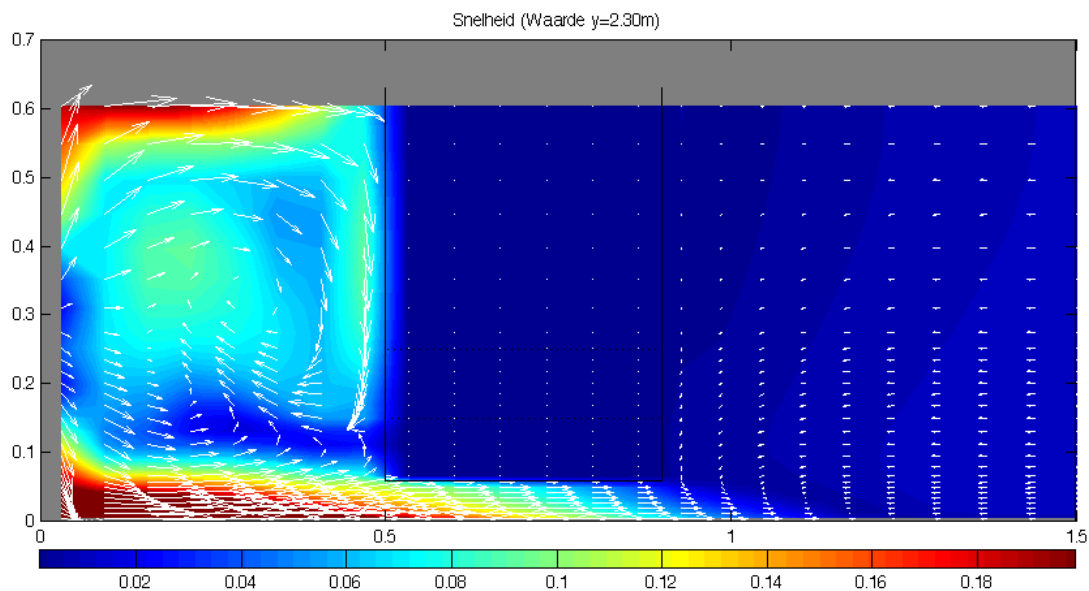


Figuur D.5: Horizontaal stroombeeld vlak boven de bodem

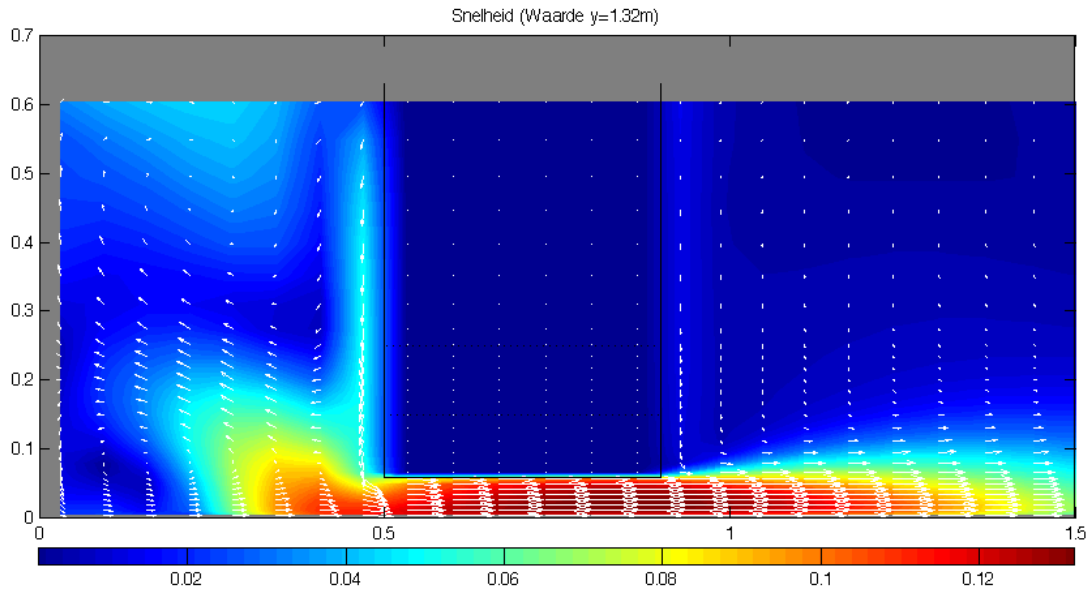
Doordat de schroefstraal het benodigde water aanzuigt ontstaat er ter plaatse van de as van de tunnelbuis een stroom onder het schip richting kade. Het water kan dus op deze locatie niet onder het schip wegstromen. De maximale snelheid zal dus niet in het verlengde van de schroefas liggen, maar vlak voor de boeg van het schip. Van Blaaderen concludeerde dit en heeft de volgende figuren verkregen uit het numerieke model.



Figuur D.6: Verticale doorsnede in de as van de tunnelbuis



Figuur D.7: Verticale doorsnede buiten de as van de tunnelbuis

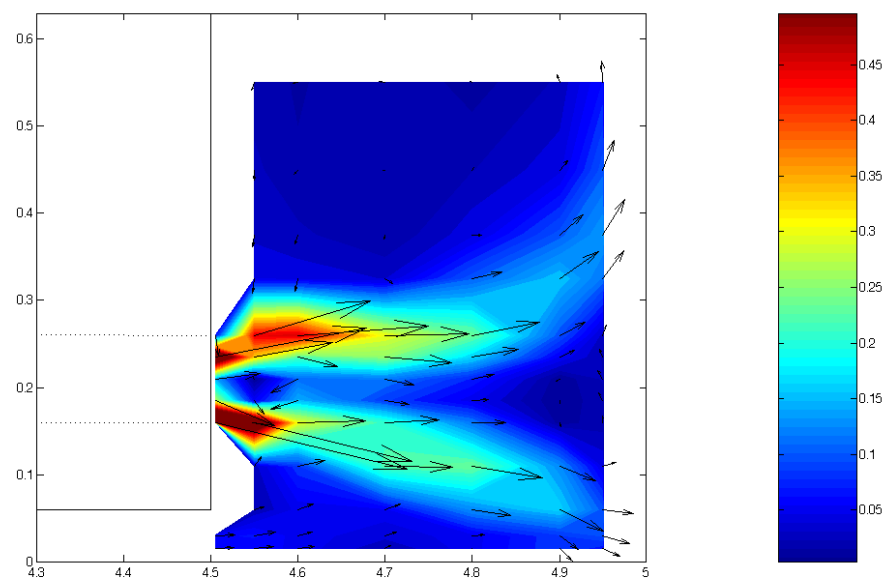


Figuur D.8: Verticale doorsnede net buiten de boeg van het schip

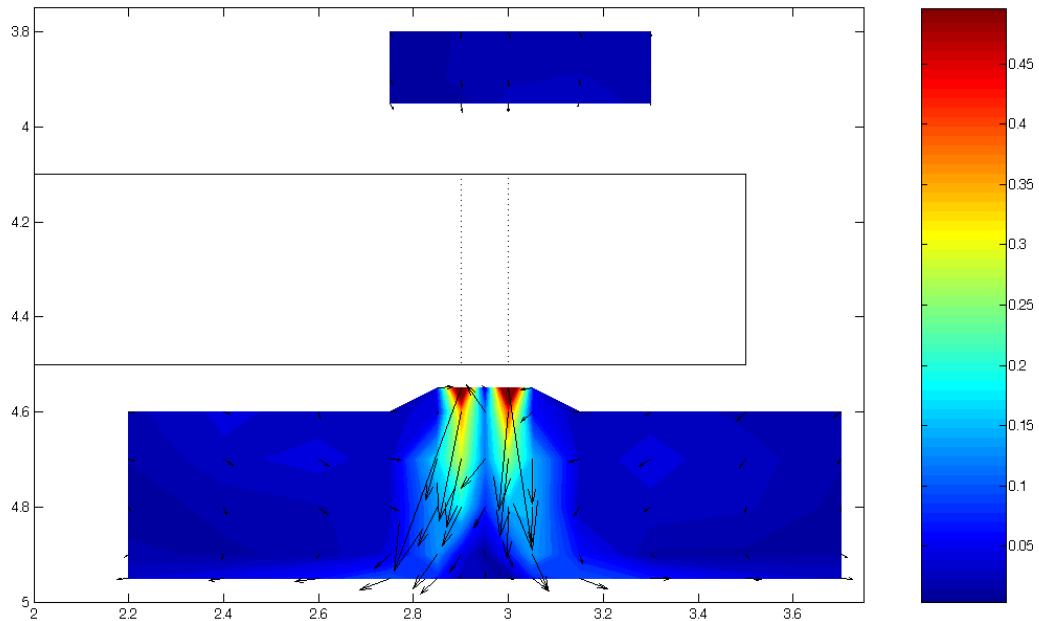
De resultaten van de bovenstaande figuren zijn in tegenspraak met de theorie van de analytische ontwerpformules, omdat deze uitgaan van een radiale snelheidsverdeling en niet van een verdeling die begrensd wordt door de wanden door vorticeiteit.

Snelheidsloze kern.

Van Blaaderen heeft het snelheidsveld dicht bij de boegschroef gemeten en kwam tot opmerkelijke resultaten. De schroefstraal uit een tunnelbuis heeft volgens van Blaaderen een snelheidsloze kern en de kern blijft snelheidsloos tot aan de kademuur.

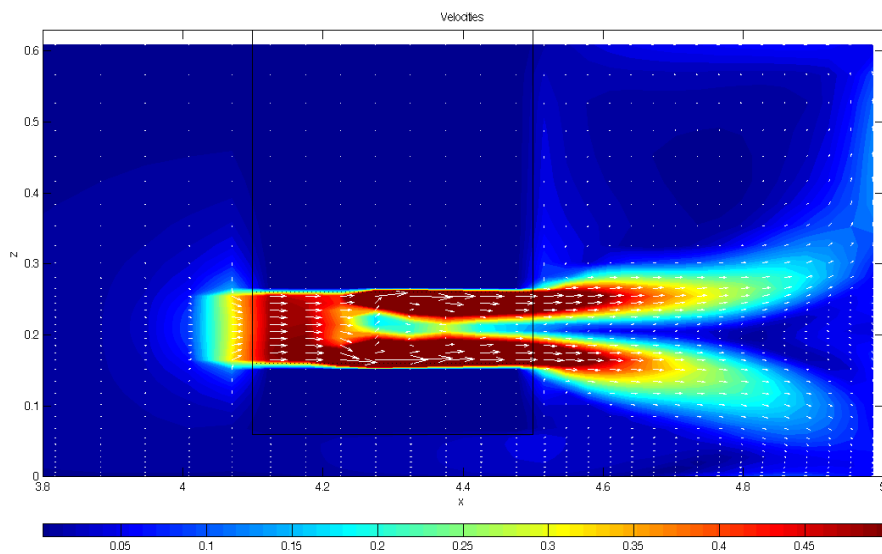


Figuur D.9: Gemeten snelheids verdeling over de verticaal



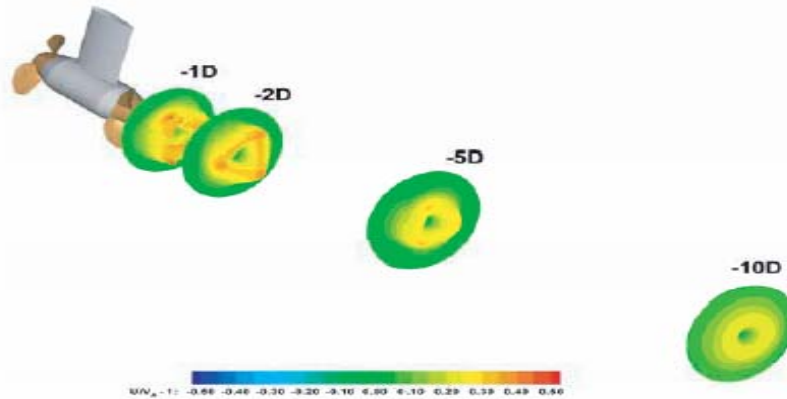
Figuur D.10: Gemeten horizontaal snelheidsveld over de dwarsdoorsnede

Van Blaaderen kwam in het numerieke model alleen tot het gemeten resultaat door een plaat in de as van de propeller toe te voegen. Als de plaat 85% van de diameter bedraagt worden gewenste resultaten verkregen.

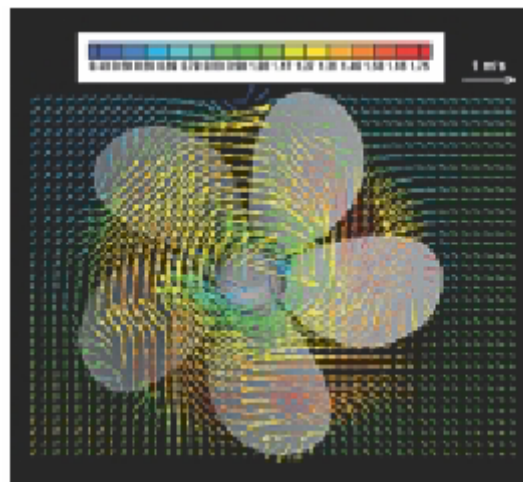


Figuur D.11: Berekende snelheidsverdeling met een paalt van 85% van D_s

Navolgend nog wat internet sites die de bovenstaande bevindingen van van Blaaderen ook weergeven.



Figuur D.12: Gemiddelde stromingsontwikkeling achter een schroef; bron [44]



Figuur D.13: radiale stroming direct achter een schroef; bron[44]

De bovenstaande figuur is onduidelijk maar laat zien dat er inderdaad een snelheidsloze kern in radiale richting is en dat op ongeveer $0,85 D_s$ de grootste stroomsnelheden optreden. Hieronder nog wat andere plaatjes.



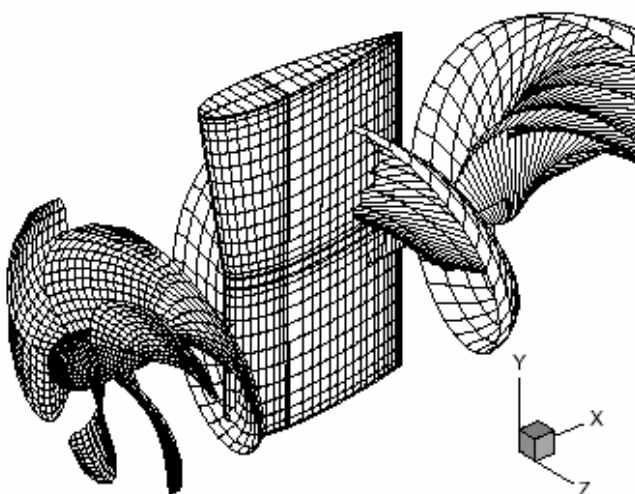
Figuur D.14: Resultaat numerieke modellering schroef; bron [45]



Figuur D.15: Cavitaie bij een schroef bron[46]



Figuur D.16: Cavitatie bij een schroef bron [47]



Figuur D.17: Numerieke modellering van een schroef en roer bron [48]

Bijlage E: Analyse lodingen Amazonehaven Fase 1A

Het Havenbedrijf Rotterdam heeft lodingen beschikbaar gesteld. Deze lodingen betreffen de Amazonehaven ter plaatse van de ECT-Terminal, Fase 1A. De lodingen werden verkregen door de multi-beam methode uit te voeren. De eerste lodingen dateren van het jaar 1998 en lopen op tot de huidige situatie in het jaar 2006. De aanleg van de bodembescherming in de Amazonehaven Fase 1A 1030m (ECT-Terminal) geschiedde in het jaar 1996. In het jaar 1997 is dit deel van de Amazonehaven her in gebruik genomen.

E.1 Onduidelijke situatie in 1998

In 1998 werd een opvallende veranderingen van het bodemniveau zichtbaar uit de lodingen. Over een lengte van 200 a 300m en een breedte van 20 a 30m, worden veranderingen in het bodemniveau van 0,7m ten opzichte van de vorige/referentie loding gemeten. Omdat schroefstraalbelastingen dergelijke grote en gelijkmatige schades niet kunnen veroorzaken in een relatief korte tijdsbestek wordt dit als onmogelijk aangenomen. Deze situatie vertoont veel gelijkenis met een mogelijk baggerwerk, waarna een bestorting aangebracht wordt. Echter na het raadplegen van het dagboek uit “bestek 1” [2] van de constructiefase werd duidelijk dat de bestorting aangebracht was in het jaar 1996. In de archieven van het ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam zijn geen revisietekeningen gevonden van de aangebrachte bestorting ter plaatse van fase 1A. De revisie tekeningen van fase 1B direct naast Fase 1A zijn wel beschikbaar. Opvallend was echter dat in fase 1B relatief grote variaties waargenomen werden in de aangebrachte laagdikte. Soms was er bijna geen dekking op de aangebrachte mijnsteenlaag. Er zijn in tegenstelling tot fase 1A bij 1B inspecties uitgevoerd ter controle van mogelijke slotopeningen. Er werden geen openingen gevonden.

Verschillende mogelijke scenario's:

- Metingen onjuist;
- Opdracht voor inspectie van slotopeningen;
- Opnieuw aanbrengen van bestorting.

Onnauwkeurigheden in de beschikbaar gestelde lodingen worden minimaal verondersteld, omdat het gebied buiten de verdieping weinig tot geen veranderingen vertoont met eerdere en latere lodingen. Een mogelijkheid is dat de bodembescherming te licht is bevonden. In 1998 heeft het ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam gesteld dat de stabiliteitscoëfficiënt te laag bevonden was. Het is niet ondenkbaar dat er toen een discussie is ontstaan over de aangebrachte bestorting in de Amazonehaven.

Opmerkelijk is ook dat veel mensen denken dat er ter plaatse van de ECT-terminal asfaltmatten liggen. Deze matten liggen echter alleen achter in de Amazonehaven. Deze mensen werken zowel bij het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam als bij het Havenbedrijf Rotterdam NV, hieronder valt ook de beheerder van de Amazonehaven. Het kademurenboek, beschikbaar bij het Havenbedrijf Rotterdam NV en het ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam laten in beide gevallen zien dat er geen asfaltmatten liggen. Beide bedrijven zijn verplicht deze boeken “up to date” te houden. De beheerder van de Amazonehaven was in de betreffende periode nog niet werkzaam in zijn huidige functie. Omdat achter in de Amazonehaven wel asfaltmatten liggen is het mogelijk dat hij de situatie verkeerd geïnterpreteerd heeft.

Gemeentewerken heeft in 2004 de werkelijke diepgang van de containerschepen, die de Amazonehaven aan doen, vergeleken met de bodembescherming die er ligt. Waarom zou dit het geval zijn als er op die locatie asfaltmatten liggen? Blokland vond dat de diepgang van de schepen niet noemenswaardig groot was, zodat er geen groot gevaar voor instabiliteit aanwezig zou zijn. Ook heb ik samen met de beheerder van de Amazonehaven, tijdens een afspraak met hem, in het kademurenboek gekeken en concludeerde ook hij dat er geen asfaltmatten lagen. Nadat de lodingen beschikbaar waren gesteld, volgde nog een telefonisch contact met de beheerder.

Er werd geïnformeerd naar de situatie in 1998. De beheerder vertelde dat er in 2002 asfaltmatten geplaatst zouden zijn en dat er geen gegevens beschikbaar waren over de situatie in 1998. Dit is vreemd, omdat bij het ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam niks bekend is over een dergelijke plaatsing en ontwerp. De lodingen in en na 2002 laten geen werkzaamheden zien. Het zou vreemd zijn om de asfaltmatten direct op de 10-60kg breuksteen te plaatsen. Ook zouden dan extra lodingen voor en na de situatie verwacht worden. Er is in deze periode niet gestreefd naar een constant bodemniveau. Ook laten de lodingen zien dat er toch nog een paar gaten bij zijn gekomen wat eigenlijk bij een goed ontwerp van asfaltmatten met de huidige belastingsituaties niet te verwachten is.

E.2 Conclusie betreffende onzekerheden

Er ligt een bestorting van de breuksteen 10-60kg in de Amazonehaven. De situatie in 1998 is te wijten aan een te grote variatie in laagdikte van de bescherming of een controle op slotopeningen. Er is aangenomen dat de loding direct na deze situatie de referentie loding (nieuwe/gewijzigde bestorting) wordt.

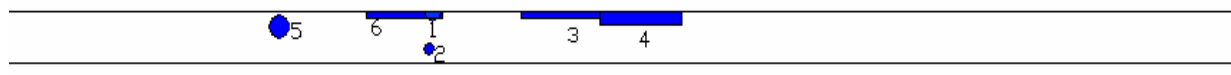
E.3 Onderhoud door het Havenbedrijf

Het Havenbedrijf zal onderhoud toepassen als bodem hoger komt te liggen dan de contractie diepte van NAP-16,65m. Het gemiddelde bodemniveau ligt op 17,4m in de Amazonehaven. Omdat de bestorting een bepaalde tolerantie mag hebben, zal het havenbedrijf ingrijpen indien de bestorting onder NAP-17,6m komt. Dit werd verteld door de heer J. van Tuijl van het Havenbedrijf Rotterdam NV. Opmerkelijk is dat dus niet wordt uitgegaan van een referentie loding maar van een referentie diepte. Het havenbedrijf vindt een afwijking dicht bij de kademuur van 0,5m vele malen erger dan een zelfde afwijking van 0,5m aan de rand van de bestorting.

E.4 Periode maart 1998- juli 1999

Er zijn 6 locaties waar veranderingen van het bodem profiel te zien zijn. Opgemerkt moet worden, dat een “verandering” alleen als zodanig gedefinieerd wordt indien er sprake is van een frequente repetitie in diverse lodingen. Veranderingen 1, 2, 5 en gebied 6 komen na juli 1999 niet meer terug. Verandering 5 is een relatief diep gat dat een relatief groot oppervlak beslaat. Dit gat is waarschijnlijk veroorzaakt door een middel groot containerschip met een breedte van 30m. Verandering 5 is waarschijnlijk in juli 1999 gevuld, omdat een dergelijke grote schade in de opvolgende lodingen niet meer wederkeert. Ook komen de relatief kleinere veranderingen van 1,2 en 6 niet meer terug. Van gebieden 3 en 4 is niet met zekerheid te zeggen of er onderhoud is gepleegd, omdat in latere fases toch weer veranderingen op treden, op dezelfde locatie.

maart 1998-juli 1999, reparatie tbv 5



Figuur E.1: Veranderingen in lodingen in de periode maart 1998- juli 1999

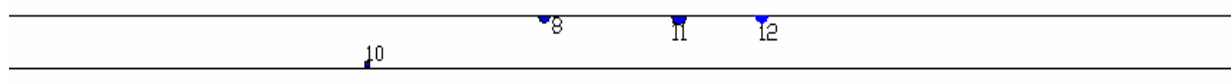
Veranderingen:

- [1] Door boegschroef, relatief klein.
- [2] door hoofdschroef ongeveer 30m uit de kade. Dit zou veroorzaakt kunnen worden door een breed schip. Meer voor de handliggend is een afvarend schip dat een relatief hoog vermogen gebruikt. Ook een combinatie roer/hoofdschroef is niet ondenkbaar, echter zou dan verwacht worden dat bij een dergelijke manoeuvre het roer richting de wal gedraaid moet worden.
- [3] Dit is eigenlijk meer een gebied waarin verschillende kleine verplaatsingen door de boegschroef zijn waar te nemen. In deze periode komen de verandering telkens terug in dit gebied, zeer variërende veranderingen duiden op het natuurlijke vul- en uitspoelproces van de gaten met zand.
- [4] Zie 3.
- [5] Zeer groot gat diepte $\approx 1,2m$ en komt niet meer voor in de lodingen. Aanname aanleiding tot reparatie. Gat is ontstaan door hoofdschroef.
- [6] Zie 3. Ook geval 1 ligt in gebied 6.

E.5 Periode juli 1999-juli 2000

In deze periode komen er nieuwe veranderingen in het bodemverloop, echter zijn deze verandering relatief klein dat wil zeggen ze komen niet onder de NAP -17,6m en niet boven de NAP-16,85m.

juli 1999 - juli 2000,



Figuur E.2: Veranderingen in lodingen in de periode maart 1998- juli 1999

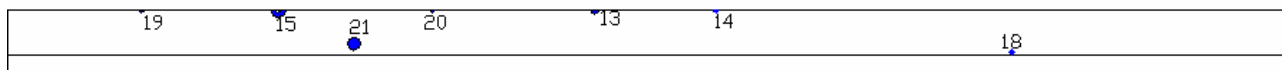
Veranderingen:

- [8] Door boegschroef, in gebied 3.
- [10] Vlak naast de bestorting wordt de ontgronding steeds groter, hierdoor is het niet ondenkbaar dat er een deel van de bescherming ter plaatse van 10 iets verschoven is.
- [11] Deze verandering ontstaat in gebied 4. Echter is in deze periode niet echt een gebied te onderscheiden maar een lokale verandering. Waarschijnlijk is er in gebied 3 en 4 geen reparatie geweest.
- [12] Deze verandering lijkt in de volgende periode gerepareerd te zijn. Maar naar 3 jaar komt dit gat exact op dezelfde locatie terug. Dit zou wel heel toevallig zijn, gezien het aantal veranderingen.

E.6 Periode juli 2000-oktober 2002

In deze periode ontstaat er een gat door de boegschroef die aanleiding geeft tot reparatie/onderhoud.

juli 2000 - oktober 2002 reparatie tbv 15



Figuur E.3: Veranderingen in lodingen in de periode juli 2000 – oktober 2002

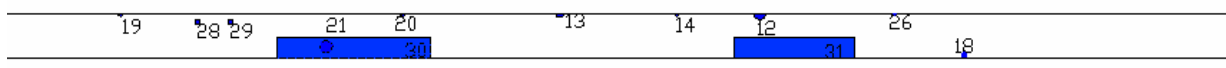
Veranderingen:

- [13] Dit is weer een kleine verandering in gebied 3.
- [14] Dit is weer een kleine verandering in gebied 4. Tevens is dit exact dezelfde locatie als verandering [11].
- [15] Dit is een redelijk gat dat onder NAP-17,6 is gekomen. Dit gat komt 2 keer voor in de lodingen en daarna niet meer. De verwachting is dat dit gat gerepareerd is. Overige kleinere gaten zijn niet gevuld.
- [18] Dit is weer een verandering net naast de onbeschermde zone.
- [19] Kleine verandering door de boegschroef.
- [20] Opnieuw ontstaat een relatief klein gat door de boegschroef. Dit gat bevindt zich tevens ter plaatse van locatie 6.
- [21] Dit is een verandering veroorzaakt door de hoofdschroef waarschijnlijk door frequentie afvaar manoeuvres, dus vaker belasting op dezelfde locatie.

E.7 Periode oktober 2002- juni 2006

De veranderingen van de voorgaande periode blijven duidelijk zichtbaar, dit wil niet zeggen dat de veranderingen in elke loding zichtbaar zijn, door het natuurlijke vulproces. Maar deze veranderingen worden telkens weer blootgelegd. Hierdoor zijn de veranderingen [22] t/m [27] dezelfde als [13] t/m [21]. Dit is gebaseerd op het feit dat de coördinaten exact overeen kwamen.

oktober 2002 - juni 2006 geen onderhoud



Figuur E.4: Veranderingen in lodingen in de periode oktober 2002 – juni 2006

Veranderingen:

- [28] Het is niet goed duidelijk wat de oorzaak van deze gaten is, beide gaten liggen ongeveer 6m uit de kademuur. Dit kan door de boegschroef komen, ook is een hoofdschroef van een klein schip niet ondenkbaar en is een combinatie roer hoofdschroef niet uitgesloten
- [29] Zie 28.
- [30] Het gebied rond verandering 21 wordt steeds iets groter, hierbij blijft 21 constant. Duidelijk is dat de hoofdschroef invloed heeft op dit gebied.
- [31] Ook ter plaatse van dit gebied krijgt de hoofdschroef steeds meer invloed.

E.8 Conclusie

Boegschroef

Er zijn 11 veranderingen te onderscheiden door de boegschroef invloed. Een verandering wil zeggen: $0,2\text{m} < \text{ontgrondingkuil} < 0,3\text{m}$. Er is ook een keer onderhoud gedaan door een verandering door de boegschroef. Onderhoud is nodig als de ontgrondingkuil $> 0,6\text{m}$ de laagdikte van de bestorting.

Jaar	Aantal manoeuvres
1999	551
2000	667
2001	540
2002	512
2003	472
2004	462
Totaal	3206

Tabel E.1: Aantal manoeuvres per jaar

Indien aangenomen wordt dat de boegschroefstraal naar de kade is gericht tijdens de afvaarmanoeuvre, dan bedraagt het aantal afvaarmanoeuvres 1603 gedurende 6 jaar. De resultaten van de lodingen zijn geldig voor een periode van 8 jaar. Hiermee wordt het aantal afvaarmanoeuvres geschat op $1603 \cdot 8 / 6 \text{jaar} = 2137$ in 8 jaar.

$$P(f)_{\text{Toes tan d / manoeuvre}} = \frac{n_{\text{veranderingen / 8 jaar}}}{n_{\text{afvaarmanoeuvres / 8 jaar}}} \quad (\text{E.1})$$

$$P(f)_{\text{Toes tan d / nmanoeuvres}} = 1 - (1 - P(f)_{\text{Toes tan d / manoeuvre}})^n \quad (\text{E.2})$$

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	5,15E-3
onderhoud	4,68E-4

Tabel E.2: Rekenresultaten boegschroef

Hoofdschroef

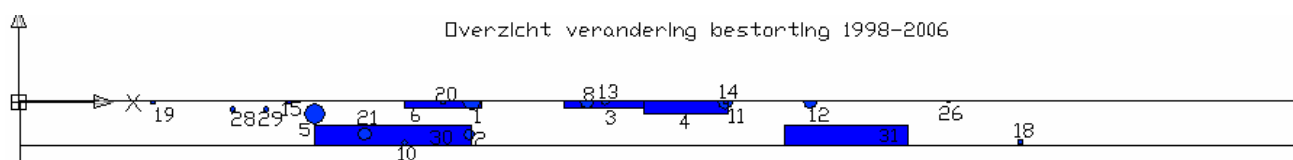
In totaal zijn er vijf veranderingen van het bodemprofiel gevonden, veroorzaakt door de hoofdschroef. Er is een keer onderhoud noodzakelijk geweest door de invloed van de hoofdschroef.

Toestand	Kans op toestand
Verandering bodemprofiel	2,34E-3
onderhoud	4,68E-4

Tabel E.3: Rekenresultaten hoofdschroef

Conclusie algemeen

In de onderstaande figuur is een overzicht van alle veranderingen van het bodem profiel te zien.

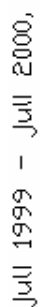


Figuur E.5: Veranderingen in ladingen in de periode 1998- 2006

Door de schaalvergroting van de containerschepen vindt er steeds meer activiteit plaats ten gevolge van de boegschroef en hoofdschroef belasting. In verhouding neemt in de periode 1998-2006 de invloed van de hoofdschroef belasting steeds meer toe.

Ontgrondingskuilen >0,2m kunnen gezien worden als een incidentele belasting, omdat de gaten qua grootte niet toenemen in de tijd. De gaten worden geregeld gevuld met zand en weer uitgespoeld. Het effect hiervan is dat de vindkans van een kuil afneemt. Door de coördinaten van de kuilen te monitoren en de repetitie te bekijken, is vastgesteld of er onderhoud plaatsheeft gevonden.

Ontgrondingskuilen >0,6m worden ook gezien als een incidentele belasting. De breuksteen laag is geheel weg bij deze ontgrondingskuil. Elke navolgende schroefstraal belasting op deze locatie zal de ontgrondingskuil vergroten.

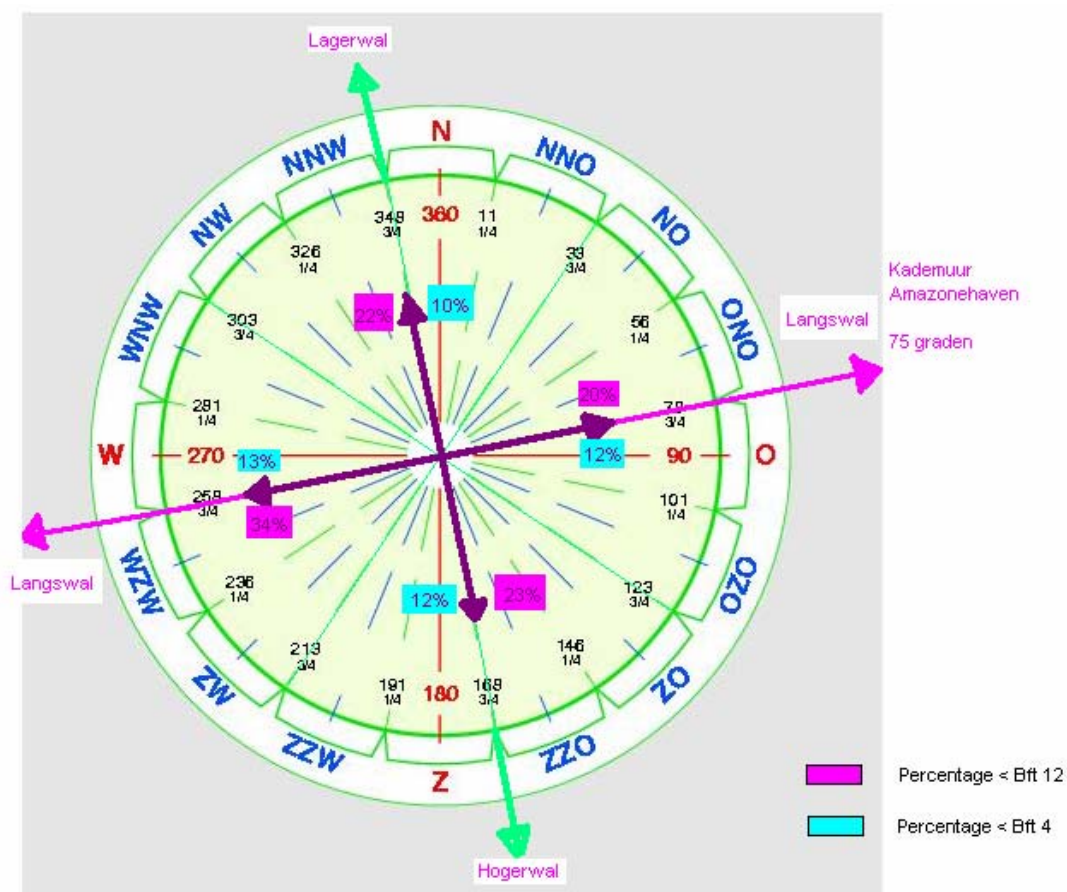


Bijlage F: Manoeuvreren nabij kademuren

Deze bijlage is tot stand gekomen door contacten met het Loodswezen en het boek “Tug use in a port” door Hensen [16].

F.1 Invloed wind en stroom

Wind en stroom zijn factoren die een grote rol kunnen spelen bij het manoeuvreren van containerschepen. Naast navigatie en het draaien van de schepen in een havenbekken wordt rekening gehouden met wind en stroom bij het bepalen van de methode voor afvaren en afmeren. De getijstroom is relatief zwak in de Amazonehaven, zodat de invloed hiervan verwaarloosbaar wordt geacht. De wind zal vooral invloed hebben op het inzetten van sleepdiensten. Bij bepaalde windsituaties moet het schip bij de wal gehouden worden. Bij andere wind situaties komt het schip moeilijk op eigen kracht van de wal. De wind en stroom kunnen handig gebruikt worden bij bepaalde manoeuvres. Wel moet rekening gehouden met de mogelijke ongewenste versterking van deze manoeuvres.



Figuur F.1: Windroos ter plaatse van de Amazonehaven

In de bovenstaande figuur is een grove windverdeling gemaakt. Deze figuur is gebaseerd op de windverdeling van het jaar 1971 t/m 2000 bij Hoek van Holland. De weersomstandigheden waarbij de windkracht kleiner is dan Bft 4 beslaan ongeveer 50% van de tijd. Duidelijk is te zien dat tijdens storm de dominerende windrichting W-ZW is. Als de wind van lagerwal komt zal de boegschroef waarschijnlijk naar de kade gericht zijn om zo vaart te minderen. De

verwachting is echter dat het gebruik van de boegschroef tijdens lagerwal evenredig is met het niet gebruiken van de boegschroef als de wind van hogerwal komt. Hierdoor kan het boegschroef gebruik gelijk worden gesteld aan het aantal afvaarmanoeuvres gedurende een bepaalde tijdsperiode.

F.2 Sleepdiensten

Bij windkracht 4 zijn sleepdiensten noodzakelijk. Bij windkracht 2 à 3 bestaat veel onduidelijkheid over de inzet van de sleepdiensten. Sommige schepen hebben altijd een sleepdienst nodig, andere kunnen gewoon op eigenkracht de wal bereiken. De loods zal geen risico's nemen en een sleepboot inzetten om mogelijke doemscenario's uit te sluiten. Het type schip, het type boegschroef, het type hoofdschroef, de aanwezigheid van een hekschroef en de windrichting bij de wal zijn de belangrijkste factoren. Het loodswezen is niet gebaat bij regels betreffende de inzet van sleepdiensten. Als zij een bepaalde ongewenste situatie niet met zekerheid kunnen uitsluiten, zal toch gekozen worden voor de inzet van minimaal één sleepboot. De sleepboot is soms dus niet noodzakelijk, maar zal toch vaak assistentie verlenen. Door de ervaring van de schipper is de sleepboot vaak op de juiste plek aanwezig, zodoende ondersteunen de sleepdiensten toch vaak de manoeuvres. Indien een sleepboot wordt ingezet zal dit met name gebeuren bij het hek van het schip, omdat de containerschepen goed kunnen manoeuvreren door de combinatie van wind en boegschroef.

F.3 Manoeuvreren met een boegschroef

De boegschroef wordt gebruikt bij relatief hoge vaarsnelheid, omdat er dan weinig tot geen water in de schroefbuis komt. Hierdoor verliest de boegschroef haar effectiviteit. De boegschroef heeft bij een snelheid van 2 à 3 kn al geen invloed meer. Het draaipunt ligt bij containerschepen ver naar voren, gemiddeld ongeveer op 1/3 van de scheepslengte ten opzichte van de boeg. Bij grotere schepen zal het draaipunt dichterbij de boeg liggen. De arm van de boegschroef die nodig is om het schip te laten draaien is dus relatief klein. Deze wordt effectief gebruikt wanneer de afstand tot de kade relatief kort is en ook richting de kade is gericht. Doordat de schroefstaal tegen de kade wordt gericht, wordt het schip van de wal af geduwd. De boegschroef wordt meestal voor 100% gebruikt. De boegschroef kan ook gebruikt worden om vaart te minderen gedurende bepaalde weersomstandigheden, zodat de afmeerprocedure gecontroleerd verloopt.

F.4 Manoeuvreren met een hoofdschroef

Naast de standards "vooruit en achteruit" kan ook met de combinatie hoofdschroef-roer gemanoeuvreed worden. De hoofdschroef wordt ook gebruikt nabij kademuuren. Het wieleffect van grote schepen mag hierbij niet onderschat worden. Bij een rechtsdraaiende schroef wordt, bij het vooruitvaren, het achterschip iets naar stuurboord geduwd. De boot heeft bij het vooruitvaren dan een lichte afwijking naar bakboord. Omdat het zwaartepunt van het schip ver vooraan zit, is de arm van het wieleffect bij zeewaardige schepen groot. Het wiel effect kan handig gebruikt worden bij het afvaren en afmeren. Bij het achteruitvaren is de invloed van het wieleffect veel groter dan bij het vooruitvaren; de rechtse schroef draait linksom als achteruit gevaren wordt. Het achterschip gaat dan naar bakboord. Achteruit varen nabij de kade zal weinig effect hebben op de bodembescherming omdat de scheepslengte 300m bedraagt en de bodembescherming tot maximaal 30m van de kade wordt aangebracht. Een kleine hoek zorgt er dan al voor dat de straal de bodembescherming nooit meer zal bereiken. Opgemerkt moet wel worden dat dit geldt onder de aanname dat het schip tijdens deze manoeuvre eerst met het achterstevan naar de wal gebracht wordt.

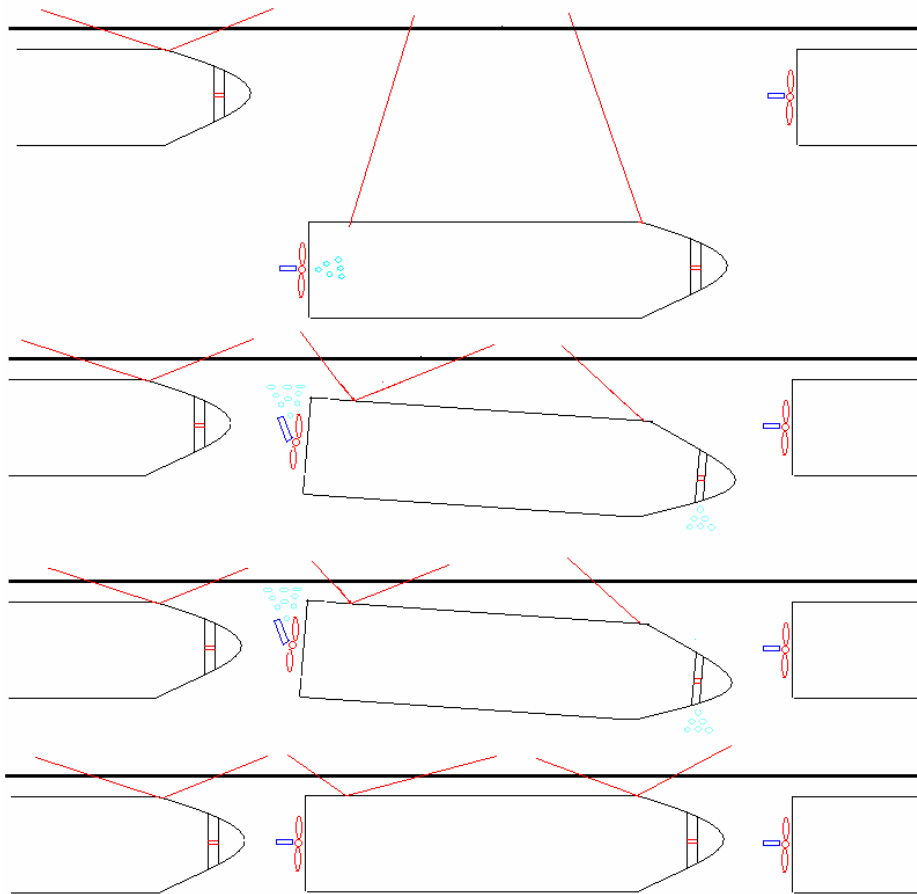
Tijdens de afvaar- en afmeerprocedure wordt over het algemeen “zeer langzaam tot langzaam” aangehouden. In de Rotterdamse haven mag met “halve kracht” gevaren worden. Echter zal een loods in bepaalde doemscenario's geen rekening houden met de bodembescherming en als hij het nodig acht een hoger vermogen toepassen.

Zeer langzaam:	Vermogen tot 0-20%
Langzaam:	Vermogen tot 20-40%
Halve kracht:	Vermogen tot 60%

F.5 Afmeerprocedure zonder sleepdiensten

Methode: *overstuur aanschieten achteruit*

Tijdens 95% van de afmeermanoeuvres in Rotterdam, wordt het schip eerst ongeveer 30m uit de kade tot stilstand gebracht. Het schip ligt dan evenwijdig aan de kade. Bij bepaalde windrichtingen: hogewal, langswal van achteren en bij weinig wind kan de methode “overstuur aanschieten achteruit” gebruikt worden, indien het schip op eigen kracht manoeuvreert. Niet alle schepen kunnen op eigenkracht manoeuvreren. Voornamelijk middelgrote containerschepen met een LOA van 220-290m en Bs van 30-40m kunnen indien ze beschikken over een vereiste boeg- en hoofdschroef op eigen kracht de wal bereiken. Deze schepen worden dan eerst evenwijdig aan de kade gebracht, waarna de lijnen worden uitgevaren door de roeiers. Wanneer de lijnen vastgemaakt zijn, kan het schip met het achterstevan naar de wal gebracht worden. Het roer wordt hierbij geheel naar de wal gedraaid (35 graden) en de hoofdmotor wordt hierbij in zijn vooruit gezet. Het achterschip zal richting de wal verplaatsen door het wieleffect. Omdat de stuurhut vaak op het achterschip staat, is het grote voordeel dat de loods dicht bij de wal is en zo de situatie goed kan in schatten. In de Rotterdamse haven zal deze methode vaak gebruikt worden, maar dit wil niet zeggen dat dit de gebruikelijke methode in alle havens is. De boegschroef en het koppel schroef-achtertros met druk op het roerblad zorgen ervoor dat de boeg richting wal wordt gedrukt. De boegschroef wordt gebruikt totdat de voortros is bevestigd. Het aangewende vermogen door de boegschroef bedraagt 100% en het aangewende vermogen van de hoofdschroef kan oplopen tot maximaal 40%. Een sleepboot zal het gebruik van de hoofdschroef tijdens deze manoeuvre doen afnemen, ook zal het roer dan in de middenstand blijven staan. Als het schip de boeg zelf niet bij de kant kan krijgen, zal er ook een sleepboot worden gebruikt om de boeg naar de kant te brengen.



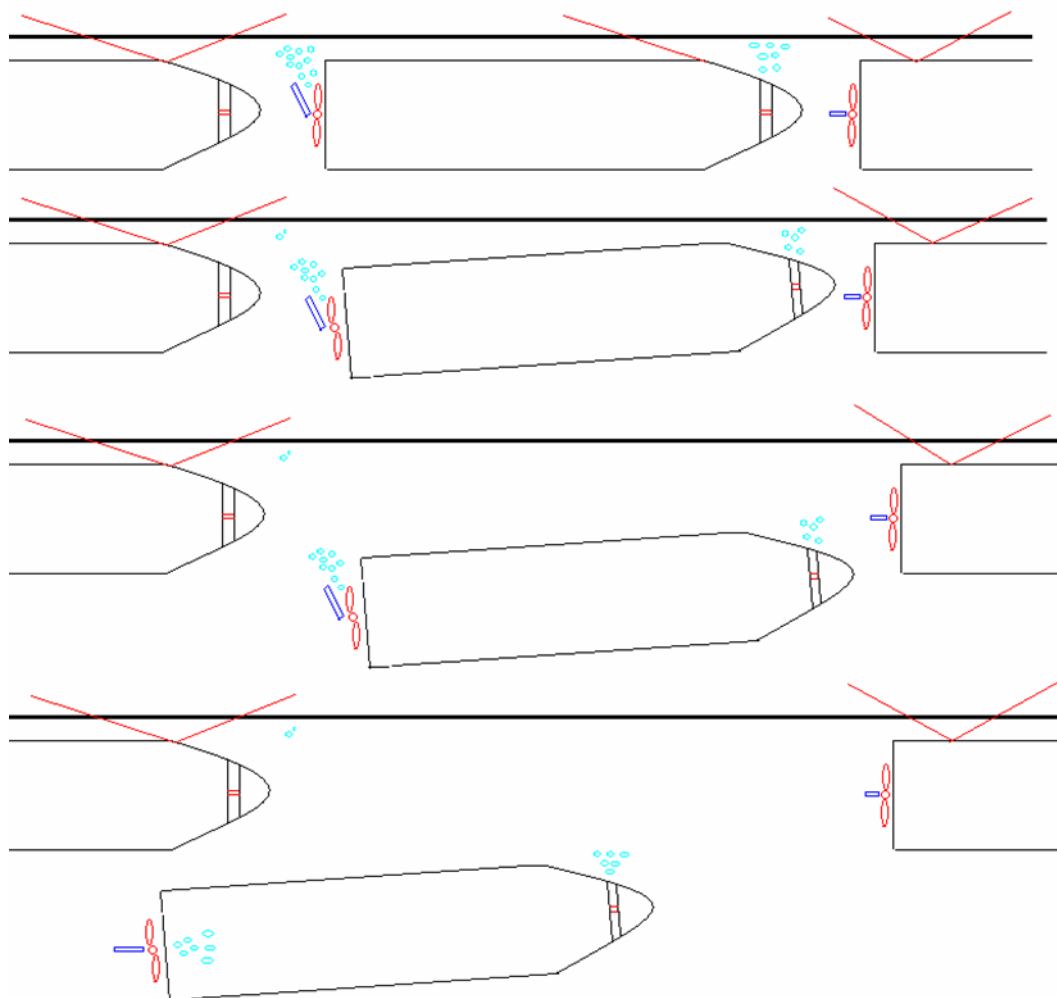
Figuur F.2: Aankomst overstuur aanschieten achteruit

F.6 Afvaarmanoeuvre zonder sleepdiensten

Methode: Vierkant af, boegschroef, voorspring, en hoofdschroef-roerblad

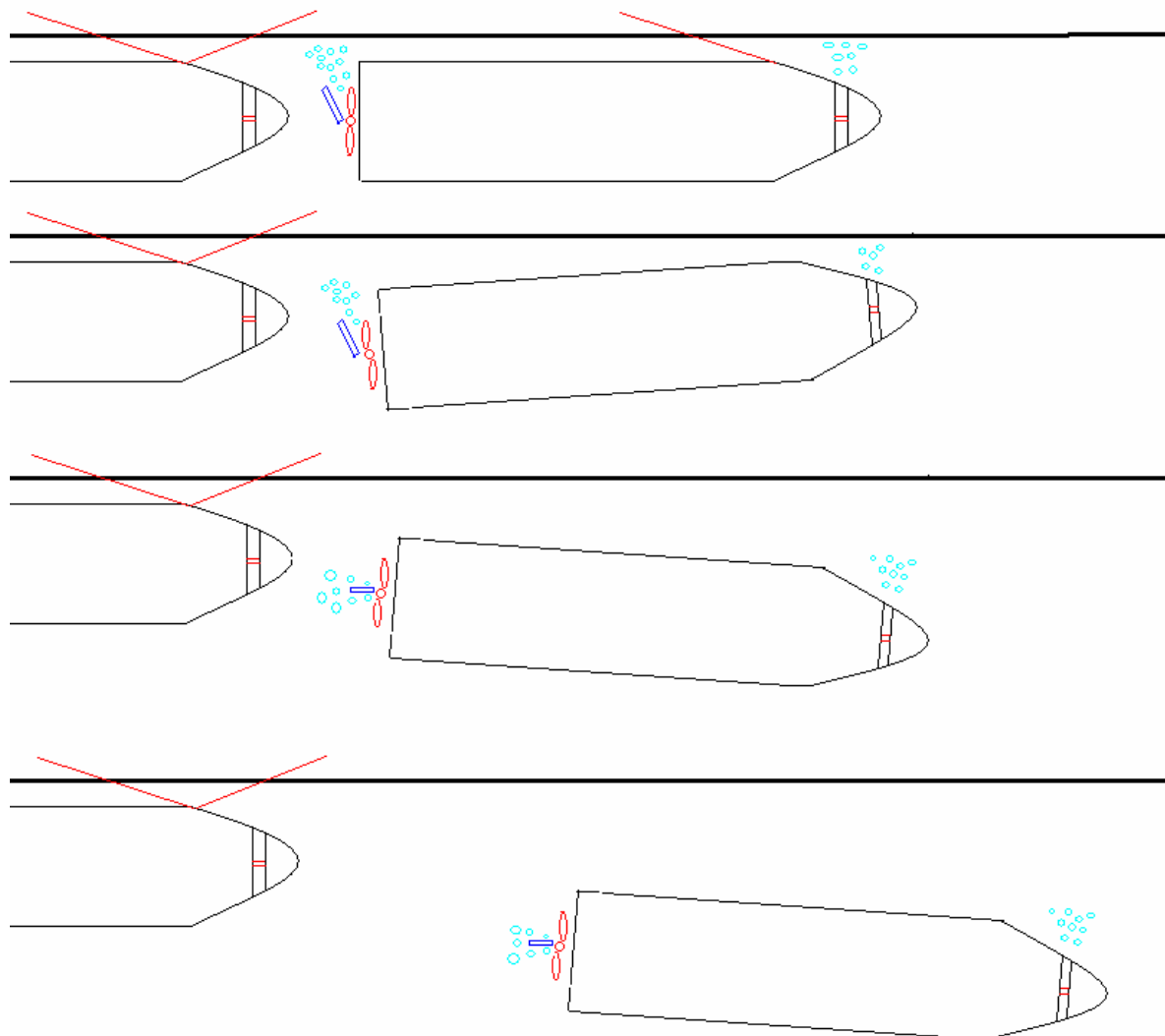
Deze methode kan gebruikt worden zonder de inzet van sleepdiensten. Bepaalde windrichtingen hebben een gunstig effect op deze manoeuvre: langswal van achter en hogerwal. Bij lagerwal met veel wind zal er een sleepdienst nodig zijn, omdat het schip maar een beperkte afvaarhoek kan maken nabij de kade. Vandaar ook de naam vierkant af.

Alle lijnen worden losgemaakt, behalve de voorspring. De hoofdschroef wordt in zijn vooruit gezet, hierbij is het roer gedraaid richting de wal. Dit zorgt dus voor straal die door het roer afgebogen wordt tegen de kademuur. Het vermogen van de hoofdschroef is hierbij 40%. Direct hierna wordt de spring los gemaakt en duwt de boegschroef het schip van de wal. Hierdoor zal het achterschip eerst iets losraken van de wal en de boegschroef zorgt er voor dat de voorkant los komt. Hierna vaart het schip achteruit tot er voldoende ruimte is om vooruit weg te varen. Deze methode wordt ook gebruikt als er weinig ruimte beschikbaar is voor en achter, door burens.



Figuur F.3: Vertrek: vierkant af

Als er ruimte is voor boeg dan hoeft het schip niet achteruit af te varen, maar kan vooruit weg. Dit kan gebeuren onder een maximale hoek van 20 graden. Hierbij moet wel het achterschip iets uit de kant zijn. Het aangewende vermogen om vooruit weg te varen loopt dan ook weer op richting 40%.



Figuur F.4: Vertrek: ruimte voor de boeg

Bijlage G: registraties

Al in de probleembeschrijving is genoemd dat het aangewende vermogen een onduidelijke factor is in het dimensioneringsproces van bodembescherming nabij kademuren. PNOL-Nedlloyd/Mearsk heeft registraties van scheepsmanoeuvres beschikbaar gesteld. In deze bijlage zullen de resultaten van deze registraties aanbod komen.

G.1 Aankomst

Hoofdmotor voorwaartse vaart

Pichttijd: de tijd waarbinnen een containerschip de boegschroef gebruikt. De boegschroef kan alleen effectief gebruikt worden bij een snelheid van 3 a 4 kn. Het begin van de pichttijd is het tijdstip waarop volgens de registraties de boegschroef voor het eerst wordt aangezet. Het eind van de pichttijd is het tijdstip waarop de boegschroef voor het laatst wordt uitgezet.

Aangenomen wordt dat dit tijdstip overeenkomt met het tijdstip waarop het containerschip de kademuur heeft bereikt.

Aankomst	Hoofdmotor voorwaartse vaart						
	Pichttijd boeg- schroef [min.]	Kielspeling [m]	[Rad/min/	P [MW]	Roerhoek [graden]	Pulsduur [min]	Tijdstip voor eind Pichttijd [min.] *)
Singapore	25	7,5	0	0,0	0	0	(-10)35
Rotterdam	45	Nb	0	0,0	0	0	(-5)50
Rotterdam	45	5,3	0	0,0	0	0	(-5)50
Singapore	35	1,2	40	6,1	2	0,2	1
Jeddah	12	7	0	0,0	0	0	(-10)22
Southampton	21	1,1	41,2	7,5	-35	0,5	11
Gioia	51	nb	30	6,1	2	3	15
Singapore	43	6,3	37	8,0	2	0,5	5
Hongkong	20	3	28	7,2	-2	0,4	5
Ynteract	26,5	9,1	30	7,2	0	0,5	5
Shkodem	nb						
Rotterdam	nb						
Rotterdam	nb						
Hamburg	33	3,7	0	nb	nb	1	(-10)43
Southampton	45	6,8	0	nb	nb	0	(-1)46

*) : Tussen haakjes staat tijdstip voor het begin van de pichttijd.

Tabel F.1: Aankomst hoofdschroef voorwaartse vaart

De vooruit van de hoofdschroef wordt niet altijd gebruikt tijdens de pichttijd. Wanneer de hoofdschroef wordt gebruikt is dit in het begin van de pichttijd. De kielspeling is daar groter dan nabij de wal, waardoor de puls relatief bijna niet tot ontwikkeling komt. Als kritischer naar de gegevens wordt gekeken, is het aannemelijk dat er sleepdiensten gebruikt werden tijdens deze manoeuvres.

Het in de tabel gebruikte vermogen en de toenemende kielspeling, bij toenemende afstand van de kade zal niet tot een maatgevende maximale bodemsnelheid leiden.

Sleepboten ter plaatse van het achterschip zorgen dus voor een afname in het vermogengebruik van de hoofdschroef voorwaarts, zodat het wieleffect nabij de kade niet gebruikt zal worden. Omdat de verkregen registraties alleen grote containerschepen vertegenwoordigen, is het vermogen van de hoofdschroef op 66 a 72 MW geschat (Bs 48-50m, LOA 300m). Het aangewende vermogen bedraagt tijdens deze manoeuvres met de hoofdschroef voorwaarts (en de inzet van minimaal een sleepdienst) ongeveer 10-12% van het maximale vermogen.

Hoofdmotor achterwaartse vaart

Aankomst			hoofdschroef achterwaartse vaart				
gegevens	Pichtijd boegschroef [min]	Kielspeling [m]	[Rad/min]	P [MW]	Roerhoek [graden]	Puls [min]	Tijdstip voor eind Pichtijd [min.]
Singapore	25	7,5	-50	11,6	-1	2	17
Rotterdam	45	Nb	-50	8,1	-0,5	2	36
Rotterdam	45	5,3	-22	6,6	2	2	23
Singapore	35	1,2	-40	7,0	2	3	15
Jeddah	12	7	-41	7,5	nb	1,4	1-6 10-13
Southampton	21	1,1	-41	7,8	2	0,3	16
Gioia	51	nb	-23	3,2	0	1	5
Singapore	43	6,3	-35	6,3	0	1	13
Hongkong	20	3	-50	12,5	0	5	19
Ynteract	26,5	9,1	-30	1,1	0	0,3	6,5
Shkodem	nb						
Rotterdam	nb						
Rotterdam	nb						
Hamburg	33	3,7	-30	nb	nb	4	28
Southampton	45	6,8	-40	nb	nb	1	39

Tabel F.2: Aankomst hoofdschroef achterwaartse vaart

De achteruit van de hoofdschroef wordt niet altijd gebruikt tijdens de pichtijd, dit heeft te maken met de inzet van sleepboten, wind en stroomcondities. Als de schroef wel wordt gebruikt is dit vaak halverwege de pichtijd. De pulsen hebben een relatief langere tijdsduur en worden volledig ontwikkeld. De achteruit wordt dan gebruikt om vaart te minderen wellicht 30-40m uit de wal om het schip evenwijdig aan de kademuur te brengen, hierna zal de sleepdienst de manoeuvre afmaken en waarnodig zal het containerschip corrigeren met enkele pulsen. Dit wordt bevestigd door het in de tabel gebruikte vermogen, ook het tijdstip van optreden laat zien dat het schip nog ver van de kade is. Als het schip de hoofdschroef achteruit gebruikt nabij de kade zal dit geen tot weinig invloed hebben op de bodembescherming, al bij een geringe afmeerhoek zal de kritische aanval niet plaatsvinden op de bestorting. Het schip zal immers de kont eerst naar de wal brengen om zo het wieleffect optimaal te gebruiken wanneer het containerschip op eigen kracht manoeuvreert. Het aangewende vermogen bedroeg niet meer dan 19% van het maximale vermogen.

Boegschroef kadezijde en waterzijde

Aankomst			Boegschroef waterzijde			Boegschroef kadezijde		
gegevens	Pitchtijd boegschroef [min]	Kielspeling [m]	Pitch [%]	[Ampère]	Tijdstip voor eind pitchtijd [min]	Pitch [%]	[Ampère]	Tijdstip voor einde pitchtijd [min]
Singapore	25	7,5	96	228	5 keer 4 min	-96	222	1 tot 2
Rotterdam	45	nb	nb	nb	nb	nb	257	nb
Rotterdam	45	5,3	94	278	4 tot 45	-50	93	1 tot 2
Singapore	35	1,2	96	280	0 tot 35	-98	283	29 tot 30
Jeddah	12	7	50	96	6 tot 12	-84	244	1 tot 4
Southampton	21	1,1	-85	236	12 tot 21	60	105	0 tot 6
Gioia	51	nb	80	198	41 tot 26	-16	198	38 tot 40
Singapore	43	6,3	95	270	32 tot 35	-50	90	38 tot 40
Hongkong	20	3	98	265	15 tot 20	-52	90	5 tot 6
Ynteract	26,5	9,1	-80	220	20 tot 26	48	90	16 tot 17
Shkodem	nb							
Rotterdam	nb							
Rotterdam	nb							
Hamburg	33	3,7	-98	260	0 tot 20	98	260	21 tot 22
Southampton	45	6,8	80	260	0 tot 33,9	-30	90	34 tot 45

Tabel F.3: Aankomst boegschroef water en kadezijde

Waterzijde

De boegschroefstraal richting de waterzijde wordt gebruikt om de afmeerprocedure te voltooien. De lengte van bescherming is afhankelijk van de passieve grondwig die in stand gehouden moet worden om instabiliteit van de kade te voorkomen. Doordat de boegschroef in het midden van de breedte van het containerschip is gesitueerd zal deze straal niet van invloed zijn op de bodem bescherming.

Kadezijde

De boegschroefstraal richting de kadezijde wordt soms gebruikt om af te remmen. De pulsen en de bijbehorende pulstijd zorgen voor een volledige ontwikkeling van de boegschroefstraal. Echter is de kielspeling van invloed op het gebruik van deze afrembeweging. Bij een beperkte waterdiepte zal de boegschroef niet worden gebruikt nabij de kade, waarschijnlijk door het gebruik van sleepboten. De afvaarprocedure zal dus maatgevend zijn. Ook staat bij de afvaarprocedure de straal loodrecht op de kade. Bij de afmeerprocedure is dit nog maar de vraag, ook is het schip verder verwijderd van de kade. Dus dit zal niet de maatgevende situatie zijn.

G.2 Vertrek

Hoofdmotor voorwaartse vaart

Pichttijd: de tijd waarbinnen een containerschip de boegschroef gebruikt. Het begin van de pichttijd is het tijdstip waarop volgens de registraties de boegschroef voor het eerst wordt aangezet. Het eind van de pichttijd is het tijdstip waarop de boegschroef voor het laatst wordt uitgezet. Aangenomen wordt dat het begin van de pichttijd het tijdstip is dat overeenkomt met het tijdstip waarop het containerschip de kademuur gaat verlaten.

Vertrek gegevens	Hoofdmotor voorwaartse vaart						
	Pichttijd boegschroef [min]	Kielspeling [m]	[Rad/min]	P [MW]	Roerhoek [graden]	Puls [min]	Tijdstip na begin Pichttijd [min.]
Singapore	14,0	6,6	37	10,5	36	0,8	13
Rotterdam	61,0	nb	34,5	15,8	36	3,7	25 *)
Rotterdam	22,0	5,7	32	10,1	32	6,6	10
Singapore	16,1	1,2	34,4	7,0	3	0,46	15
Jeddah	9,6	7	34,4	7,0	-1	0,5	5
Southampton	nb						
Gioia	10,0	nb	38,3	5,4	0	1,5	9
Singapore	11,5	3,5	32	5,8	10	1,5	11
Hongkong	7,5	7,5	32,3	5,5	nb	6	1,5
Ynteract	16,5	2,4	32	4,8	0	3	13,5
Shkodem	10,5	9,3	0	0,0	0	0	0
Rotterdam	37,0	5,7	30	nb	nb	4	33
Rotterdam	nb	5,7	30	5,1	0	6	30
Hamburg	18,5	3,7	0	0,0	0	0	0
Southampton	27,1	3,1	33	nb	nb	2	13,5
Singapore							

***):** Dit vermogengebruik heeft plaats gevonden lange tijd na aanvang van de manoeuvre.

Tabel F.4: Vertrek hoofdschroef voorwaartse vaart

Daarom wordt deze registratie niet meegenomen in de conclusies t.a.v. het vermogengebruik nabij de kademuur.

De vooruit van de hoofdschroef wordt altijd gebruikt aan het einde van de pichttijd. Vaak eerst een puls en daarna wordt het vermogen opgevoerd. De kielspeling verder van de kade is dan groter waardoor de bodemsnelheid afneemt. Het in de tabel gebruikte vermogen en de toenemende kielspeling bij toenemende afstand van de kade zal niet tot een hoge maximale bodemsnelheid leiden. Er moet wel rekening gehouden worden met de afstand waarbij de eerste aanval de bodembescherming nog kan raken. Dit zal nader onderzocht moeten worden. De afstand tot de kade en de roerhoek waarmee het schip afvaart zijn hierin de belangrijkste onbekende parameters. Het gebruikte vermogen bedroeg ongeveer 20%, maar het schip was toen al ver van de wal verwijderd.

Hoofdmotor achterwaartse vaart

Vertrek			hoofdschroef achterwaartse vaart				
gegevens	Pichttijd boegschroef [min]	Kielspeling [m]	[Rad/min]	P [MW]	Roerhoek [graden]	Puls [min]	Tijdstip na begin Pichttijd [min.]
Singapore	14,0	6,6	-37	7,5	36	0,8	7
Rotterdam	61,0	nb	-20,1	7,0	-3	6	19
Rotterdam	22,0	5,7	-20,6	5,1	2	4,4	7
Singapore	16,1	1,2	0	0,0	0	0	0
Jeddah	9,6	7	0	0,0	0	0	0
Southampton	nb						
Gioia	10,0	nb	0	0,0	0	0	0
Singapore	11,5	3,5	0	0,0	0	0	0
Hongkong	7,5	7,5	0	0,0	0	0	0
Ynteract	16,5	2,4	-30	5,8	0	3	5,5
Shkodem	10,5	9,3	-40	5,8	0	3	7,5
Rotterdam	37,0	5,7	-40	nb	nb	4	7,5
Rotterdam	nb	5,7	-30	8,1	0	3,7	20
Hamburg	18,5	3,7	0	0,0	0	0	0
Southampton	27,1	3,1	-30	nb	nb	4	4

Tabel F.5: Vertrek hoofdschroef achterwaartse vaart

De achteruit van de hoofdschroef wordt niet altijd gebruikt tijdens de pichttijd. Dit heeft te maken met het gebruik van sleepdiensten. Als de schroef wordt gebruikt is vaak halverwege pichttijd. De pulsen worden volledig ontwikkeld. Onder de aanname dat het schip onder een hoek afvaart en dit op de voorwaartse manier doet, zal dit niet leiden tot de maatgevende situatie. Als de achterwaartse methode wordt gebruikt heeft dit weinig invloed op de bestorting, bij een geringe hoek heeft de straal al geen invloed meer op de bescherming. De hoofdschroef zit in het midden van het schip, dit is ongeveer 22,5m. De bodembescherming ligt maximaal 22,5m van de kademuur. De straal gaat onder het schip door en van de kade af. Er zijn ook nog geen formules beschikbaar om iets over de uitstroomsnelheid van schroef bij een achterwaartse vaart te zeggen. Het aangewende vermogen bedroeg 12% van het maximale vermogen.

Boegschroef kadezijde en waterzijde

Vertrek gegevens	Boegschroef waterzijde					Boegschroef kadezijde		
	Pichttijd boegschroef [min]	Kielspeling [m]	Pitch [%]	[Ampère]	Tijdstip na begin pichttijd [min]	Pitch [%]	[Ampère]	Tijdstip na begin pichttijd [min.]
Singapore	14,0	6,6	-60	90	6 tot 13	-60	90	0 tot 6
Rotterdam	61,0	nb	nb	nb	nb	-50	284	nb
Rotterdam	22,0	5,7	94,1	230	18 tot 22	-98	283	0 tot 5
Singapore	16,1	1,2	0	0	0	-87,5	244	0 tot 16
Jeddah	9,6	7	0	0	0	-87,5	236	0 tot 9
Southampton	nb							
Gioia	10,0	nb	0	0	0	75	180	0 tot 10
Singapore	11,5	3,5	2,5	90	9 tot 11	-94	243	0 tot 9
Hongkong	7,5	7,5	98	265	4,5 tot 7,5	-73	260	0 tot 4,5
Ynteract	16,5	2,4	98	265	10 tot 16,5	-90	260	0 tot 5,5
Shkodem	10,5	9,3	0	0	0	-95	250	0 tot 10,5
Rotterdam	37,0	5,7	98	278	1 tot 2	-98	250	0 tot 4
Rotterdam	nb	5,7	nb	nb	nb	nb	nb	nb
Hamburg	18,5	3,7	0	0	0	98	265	0 tot 16
Southampton	27,1	3,1	40	90	4 tot 5	-80	190	0 tot 25

Tabel F.6: Vertrek boegschroef kade en waterzijde

Waterzijde

De boegschroefstraal richting de waterzijde wordt gebruikt om de afvaarprocedure in beplande situaties af te remmen. De lengte van bescherming is afhankelijk van de passieve grondwig die in stand gehouden moet worden om instabiliteit van de kademuur te voorkomen. Doordat de boegschroef in het midden van de breedte van het containerschip is gesitueerd zal deze straal nooit van invloed zijn op de bodem bescherming.

Kadezijde

De boegschroefstraal richting de kadezijde wordt gebruikt om af te zetten. De pulsen en de bijbehorende pulstijd zorgen voor een volledige ontwikkeling van de boegschroefstraal. Bij een beperkte kielspeling zal de boegschroef nog steeds langdurig worden gebruikt nabij de kade. De afvaarprocedure blijkt een maatgevende situatie op te leveren.

G.3 Evaluatie/Conclusies

Uit de bestudeerde afvaarmanoeuvres volgt dat de hoofdschroef i.h.a. met maximaal 15% van het beschikbare vermogen wordt gebruikt, terwijl de boegschroef met 100% van het beschikbare vermogen wordt gebruikt. Bij twee afvaarmanoeuvres was het aangewende hoofdschroef vermogen groter dan 15% en bedroeg ongeveer 20%. Opgemerkt dient te worden dat niet bekend is of en in welke mate er gebruik is gemaakt van sleepbootassistentie. Waarschijnlijk is in de meeste gevallen gebruik gemaakt van sleepbootassistentie. (Bij een volgende serie registraties zal wel worden geregistreerd of er gebruik wordt gemaakt van sleepboten).

Ten aanzien van de hoofdschroef moet worden opgemerkt dat niet goed uit de registraties kan worden afgeleid op welke afstand vanuit de kademuur de hoofdschroef wordt gebruikt. De indruk bestaat dat de hoofdschroef alleen wordt gebruikt als het schip zich op zekere afstand vanaf de kademuur bevindt. Dicht bij de kademuur is het gebruik van de hoofdschroef mogelijk nog lager dan 15% of wordt de hoofdschroef in het geheel niet gebruikt.

De conclusies hebben alleen betrekking op grote containerschepen. Bij kleinere containerschepen wordt mogelijk een groter percentage van het vermogen gebruikt.

De resultaten die in de voorgaande paragrafen zijn gepresenteerd hebben betrekking op havens over heel de wereld. Elke haven stelt andere eisen aan de inzet van sleepdiensten en heeft ook een andere port-layout. De bovenstaande resultaten zijn bruikbaar voor typen kade ten behoeve van containeroverslag en waarbij de inzet van sleepdiensten over het algemeen toegepast wordt.

Het aangewende vermogen van de hoofdschroef wordt bepaald door de invloed van wind, stroom, ervaring en sleepdiensten. Bij een LOA van 220 m blijkt dat ongeacht de wind- en stroomcondities minimaal een sleepboot noodzakelijk is. Uit een eerste probabilistische berekening volgde dat het aangewende vermogen van de hoofdschroef 24% bedroeg. Deze berekening is gemaakt voor de Amazonehaven waar geregeld grote containerschepen komen, maar waar beperkte ruimte is om te manoeuvreren, dit is dus relatief een hoog percentage.

Een belangrijk resultaat verkregen uit de bovenstaande data, is het feit dat de boegschroef ook bij de inzet van sleepdiensten voor 100% in rekening gebracht moet worden. Hierdoor is de verwachting, dat met de huidige type containerschepen de ontwerpformules voor de boegschroef voor het dimensioneren van bodembescherming maatgevend zijn. Echter is de invloed van de hoofdschroef nog niet te verwaarlozen. Als in de toekomst een groter schip verwacht wordt neemt in verhouding de diameter en het maximale vermogen van de hoofdschroef relatief meer toe dan de diameter en het vermogen van de boegschroef (eigenlijk is dit te wijten aan de toenemende breedte, die van grote invloed is in deze ontwerpformule). Het gevolg hiervan kan zijn dat bij een gelijkblijvend aangewend vermogen (10-20%), een lage waterstand en een gering schroef gebruik al voor grote ontgroningen kunnen zorgen.

Bijlage H: “Gering transport” boegschroef model

Invoervariabele	Z	P	Xpk	D50	B	d	h _w	Ds	C2	C1	ps	hb	pw	kiels peling
	[-]	[MW]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[1000kg/m ³]	[m+NAP]	[1000kg/m ³]	[m]
Max	-0,001	2,96	21,75	0,31	1,93	14,00	1,01	3,03	2,95	1,19	2,70	-17,00	1,05	4,01
Min	-0,150	1,54	16,10	0,22	1,53	10,50	-1,03	1,79	2,73	1,16	2,50	-17,52	1,00	5,99
(Max+Min)/2	-0,075	2,25	18,93	0,26	1,73	12,30	-0,01	2,41	2,84	1,18	2,65	-17,31	1,03	5,00
Mu-waarde	0,449	1,80	18,34	0,28	1,65	11,53	0,14	2,26	2,80	1,17	2,65	-17,40	1,02	6,00
Sigma	0,186	0,45	2,28	0,02	0,10	1,09	0,67	0,32	0,05	0,01	0,02	0,20	0,01	
Alpha ²	0,37	0,31	0,09	0,08	0,07	0,07	0,00	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	
Ontwerpvariabele		2,20	19,70	0,28	2,27	12,50	-0,85	2,50	2,80	1,17	2,65	-17,55	1,01	4,20
	Z<0	P	Xpk	D50	B	d	h _w	Ds	C2	C1	ps	hb	pw	kiels peling
	[-]	[MW]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[1000kg/m ³]	[m+NAP]	[1000kg/m ³]	[m]
	-0,150	1,85	16,15	0,24	1,76	13,30	0,07	2,35	2,82	1,18	2,67	-17,38	1,00	4,15
	-0,148	2,37	20,00	0,25	1,75	13,80	-0,19	2,54	2,89	1,16	2,65	-17,00	1,03	3,01
	-0,146	2,00	16,10	0,23	1,72	12,00	-0,11	1,94	2,89	1,17	2,62	-17,50	1,02	5,39
	-0,142	2,09	16,15	0,25	1,69	11,50	-0,69	2,59	2,86	1,16	2,62	-17,52	1,02	5,43
	-0,133	2,45	20,00	0,25	1,79	13,70	-0,07	2,41	2,82	1,17	2,62	-17,23	1,03	3,46
	-0,131	2,49	20,00	0,25	1,77	13,20	-0,58	2,54	2,83	1,17	2,62	-17,29	1,01	3,51
	-0,107	1,93	16,15	0,27	1,74	12,50	-1,03	2,64	2,73	1,16	2,63	-17,23	1,02	3,60
	-0,106	2,75	20,20	0,23	1,53	13,30	-1,02	2,44	2,75	1,17	2,63	-17,31	1,04	2,99
	-0,101	2,46	20,00	0,27	1,71	13,30	-0,34	2,60	2,90	1,19	2,63	-17,42	1,03	3,78
	-0,097	2,04	16,15	0,25	1,57	12,80	-0,43	2,14	2,86	1,18	2,68	-17,14	1,03	3,91
	-0,089	2,07	18,60	0,22	1,59	13,40	-0,37	2,33	2,86	1,16	2,67	-17,44	1,02	3,67
	-0,088	2,37	16,10	0,22	1,74	10,50	0,38	1,79	2,84	1,18	2,65	-17,26	1,03	7,04
	-0,087	2,03	16,10	0,23	1,82	11,70	0,04	1,82	2,83	1,17	2,62	-17,50	1,01	5,84
	-0,085	2,62	20,05	0,22	1,74	12,30	-0,19	2,32	2,83	1,17	2,68	-17,40	1,02	4,91
	-0,078	2,22	16,15	0,27	1,89	12,90	0,87	1,97	2,79	1,18	2,61	-17,40	1,02	5,37
	-0,076	2,19	16,15	0,25	1,59	12,30	-0,60	2,14	2,85	1,18	2,67	-17,52	1,03	4,62
	-0,074	2,96	21,40	0,24	1,58	14,00	0,23	2,48	2,79	1,18	2,66	-17,09	1,02	3,32
	-0,071	2,04	20,00	0,22	1,74	13,70	-0,47	2,43	2,82	1,18	2,67	-17,43	1,01	3,26
	-0,067	2,44	19,50	0,27	1,88	12,90	-0,25	2,68	2,78	1,17	2,62	-17,55	1,02	4,40
	-0,066	2,41	21,75	0,23	1,84	13,40	-0,48	2,37	2,84	1,18	2,68	-17,35	1,03	3,47
	-0,065	1,68	16,15	0,24	1,82	12,00	-0,28	2,04	2,85	1,17	2,60	-17,07	1,03	4,79
	-0,063	2,45	20,00	0,24	1,75	13,10	-0,49	2,49	2,74	1,18	2,66	-17,23	1,02	3,64
	-0,063	2,02	16,15	0,25	1,72	11,00	-0,74	2,12	2,92	1,16	2,64	-17,29	1,02	5,55
	-0,063	1,62	16,15	0,27	1,82	12,00	-1,03	2,34	2,85	1,17	2,62	-17,07	1,02	4,04
	-0,058	2,55	20,00	0,24	1,81	13,20	-0,49	2,18	2,79	1,18	2,70	-17,34	1,01	3,65

Tabel H.1: “Gering transport” boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65

-0,050	2,20	20,00	0,26	1,77	13,20	-0,26	2,66	2,88	1,18	2,63	-17,46	1,04	4,00
-0,046	2,48	20,00	0,24	1,87	12,10	-0,63	2,16	2,79	1,17	2,66	-17,19	1,02	4,46
-0,046	1,66	16,15	0,26	1,84	13,60	-0,04	1,95	2,84	1,18	2,63	-17,41	1,01	3,77
-0,043	2,83	21,75	0,26	1,72	13,00	-0,66	3,03	2,80	1,17	2,64	-17,09	1,00	3,43
-0,041	2,39	20,00	0,22	1,75	12,30	0,09	2,50	2,73	1,17	2,66	-17,06	1,03	4,85
-0,038	2,16	20,00	0,27	1,80	13,60	-0,32	2,94	2,85	1,17	2,69	-17,11	1,01	3,19
-0,033	1,82	16,10	0,24	1,70	12,20	-0,80	2,13	2,78	1,17	2,64	-17,44	1,03	4,44
-0,033	2,01	16,15	0,29	1,81	12,90	-0,40	1,98	2,84	1,17	2,65	-17,24	1,03	3,94
-0,031	2,76	20,20	0,31	1,93	13,30	0,08	2,88	2,81	1,17	2,67	-17,13	1,02	3,91
-0,027	1,95	19,50	0,23	1,76	12,00	-0,70	2,79	2,82	1,18	2,65	-17,26	1,01	4,56
-0,027	1,90	16,10	0,24	1,71	11,70	0,76	2,43	2,91	1,17	2,67	-17,36	1,01	6,42
-0,026	2,28	20,00	0,23	1,83	10,80	-0,69	2,88	2,82	1,17	2,65	-17,57	1,02	6,08
-0,026	1,93	16,15	0,25	1,64	12,90	-0,06	1,92	2,83	1,18	2,62	-17,16	1,02	4,20
-0,025	2,11	20,00	0,26	1,74	13,30	-0,71	2,49	2,95	1,16	2,64	-17,39	1,01	3,38
-0,025	2,37	21,40	0,27	1,89	13,00	-0,26	2,53	2,92	1,17	2,62	-17,13	1,02	3,87
-0,023	2,36	20,00	0,26	1,81	13,80	-0,42	2,01	2,91	1,18	2,66	-17,52	1,02	3,30
-0,021	2,65	20,00	0,30	1,74	13,40	-0,16	2,55	2,88	1,19	2,65	-17,16	1,01	3,60
-0,020	1,75	16,15	0,27	1,84	11,40	-0,76	2,39	2,83	1,16	2,65	-17,08	1,03	4,92
-0,019	1,87	16,10	0,28	1,87	10,70	-0,66	2,19	2,91	1,17	2,66	-17,17	1,05	5,81
-0,014	2,50	20,00	0,27	1,68	13,70	-0,49	2,61	2,83	1,17	2,65	-17,34	1,00	3,15
-0,013	2,53	21,75	0,24	1,79	13,00	-0,39	2,76	2,79	1,16	2,64	-17,18	1,01	3,79
-0,012	2,14	16,15	0,29	1,82	11,90	-0,72	2,37	2,77	1,17	2,64	-17,49	1,02	4,87
-0,011	1,82	20,00	0,23	1,90	13,10	-0,21	2,42	2,84	1,17	2,64	-17,52	1,03	4,21
-0,010	1,86	16,10	0,27	1,88	12,10	-0,36	1,81	2,86	1,17	2,62	-17,55	1,03	5,09
-0,005	1,69	16,15	0,25	1,68	13,20	0,19	2,30	2,79	1,18	2,64	-17,08	1,02	4,07
-0,005	2,26	18,60	0,27	1,78	13,40	1,01	2,33	2,93	1,18	2,64	-17,60	1,01	5,21
-0,004	1,54	16,15	0,24	1,59	13,60	-0,95	1,95	2,84	1,17	2,64	-17,35	1,02	2,80
-0,004	1,76	16,15	0,27	1,71	12,00	-0,66	2,35	2,93	1,16	2,66	-17,14	1,02	4,48
-0,004	2,22	20,05	0,23	1,82	11,50	0,80	2,84	2,86	1,18	2,68	-17,17	1,03	6,47
-0,003	1,68	16,15	0,26	1,79	13,00	-0,32	2,43	2,75	1,18	2,64	-17,57	1,02	4,25
-0,002	2,65	20,00	0,27	1,56	12,90	-0,49	2,57	2,92	1,17	2,62	-17,42	1,03	4,03
-0,001	1,90	16,10	0,28	1,62	13,00	-0,34	2,35	2,87	1,17	2,64	-17,52	1,02	4,18

Tabel H.2: Vervolg "Gering transport" boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65

Invoervariabele	Z	P	Xpk	D50	B	d	hw	Ds	C2	C1	ps	hb	pw	kiel speling
	[-]	[MW]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[1000kg/m3]	[m+NAP]	[1000kg/m3]	[m]
Max	-0,001	3,02	21,75	0,26	1,70	13,80	0,87	2,91	2,89	1,19	2,67	-16,72	1,03	3,79
Min	-0,220	1,77	16,10	0,19	1,51	11,70	-0,93	1,71	2,75	1,15	2,60	-17,87	1,00	5,24
(Max+Min)/2	-0,110	2,39	18,93	0,22	1,60	12,75	-0,03	2,31	2,82	1,17	2,64	-17,30	1,02	4,52
Mu-waarde	0,557	1,79	18,30	0,28	1,51	11,52	0,14	2,25	2,80	1,17	2,65	-17,40	1,02	6,03
Sigma	0,191	0,46	2,29	0,02	0,10	1,08	0,66	0,32	0,05	0,01	0,02	0,20	0,01	
Alpha^2		0,37	0,31	0,09	0,08	0,07	0,00	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	
Ontwerpvariabele		2,20	19,70	0,28	2,27	12,50	-0,85	2,50	2,80	1,17	2,65	-17,55	1,01	4,20
Z<0	[-]	[MW]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[-]	[1000kg/m3]	[m+NAP]	[1000kg/m3]	[m]
	-0,220	1,94	16,10	0,23	1,68	12,00	-0,35	2,33	2,89	1,19	2,65	-17,20	1,02	4,85
	-0,102	2,58	21,75	0,22	1,59	13,60	-0,64	2,91	2,79	1,19	2,65	-17,74	1,03	3,50
	-0,094	1,77	16,15	0,22	1,69	11,70	-0,21	2,30	2,82	1,19	2,67	-17,67	1,02	5,76
	-0,080	1,82	16,10	0,25	1,70	12,30	-0,62	2,26	2,86	1,19	2,61	-17,87	1,01	4,95
	-0,073	2,64	21,40	0,24	1,62	13,60	-0,76	2,51	2,87	1,17	2,64	-17,25	1,01	2,89
	-0,063	2,81	21,40	0,25	1,62	13,80	-0,60	2,54	2,81	1,19	2,65	-17,37	1,02	2,97
	-0,040	2,41	20,05	0,26	1,69	12,30	-0,25	2,77	2,89	1,18	2,60	-17,44	1,00	4,89
	-0,036	2,30	20,00	0,24	1,57	13,30	-0,51	2,80	2,80	1,17	2,66	-17,22	1,03	3,41
	-0,015	2,60	20,00	0,24	1,57	13,10	-0,27	2,12	2,89	1,18	2,64	-17,46	1,03	4,09
	-0,014	3,02	21,75	0,25	1,60	13,60	0,14	2,74	2,83	1,17	2,67	-17,36	1,03	3,90
	-0,011	2,39	20,00	0,19	1,66	13,10	0,87	2,15	2,75	1,15	2,62	-17,58	1,03	5,35
	-0,004	2,22	18,55	0,25	1,66	12,00	-0,93	2,50	2,85	1,15	2,64	-17,43	1,03	4,50
	-0,003	1,95	16,10	0,22	1,51	12,00	-0,33	1,99	2,80	1,15	2,67	-16,72	1,01	4,39
	-0,001	1,93	16,15	0,24	1,69	12,90	-0,28	1,71	2,78	1,16	2,62	-17,26	1,02	4,08

Tabel H.3: “Transport” boegschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,51

Bijlage I: “Gering Transport” hoofdschroef model

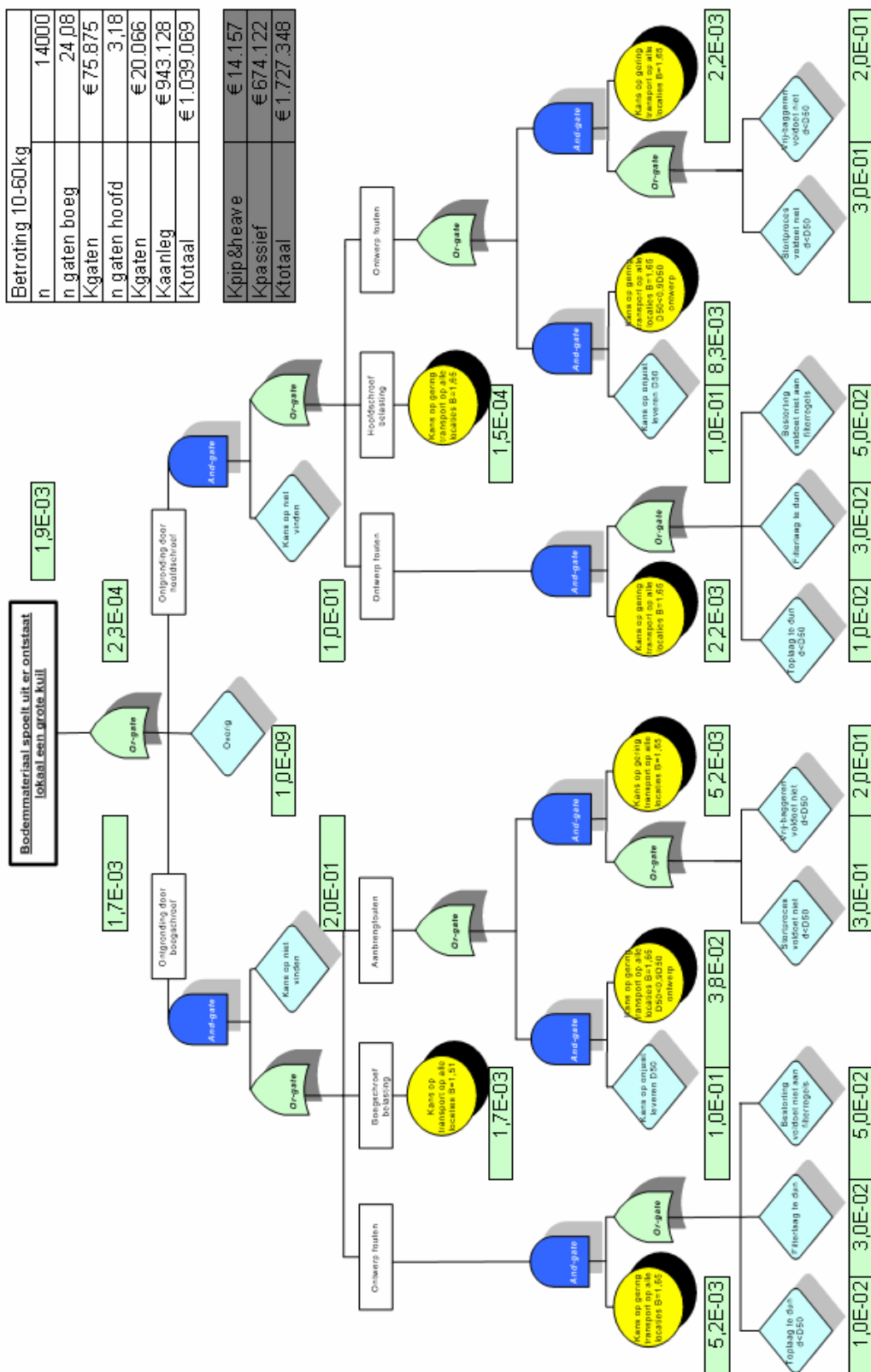
Invoervariabele	Z	P	C2	d	hw	D50	B	hb	Ds	ps	ps	C1	f	kielspeling
	[-]	[MW]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[m+NAP]	[m]	[1000kg/m3]	[1000kg/m3]	[-]	[-]	[m]
Max	-0,005	76,52	0,59	14,80	0,75	0,30	1,78	-17,02	8,92	2,68	1,04	1,07	0,10	2,97
Min	-0,447	46,52	0,44	12,60	-0,90	0,21	1,53	-17,72	6,68	2,62	1,00	1,02	0,10	4,22
(Max+Min)/2	-0,226	61,52	0,52	13,70	-0,08	0,26	1,65	-17,37	7,80	2,65	1,02	1,04	0,10	3,59
Mu-waarde	0,98	40,22	0,43	11,53	0,17	0,28	1,60	-17,40	7,31	2,65	1,02	1,03	0,10	6,04
Sigma	0,31	12,31	0,05	1,10	0,67	0,02	0,10	0,20	0,96	0,02	0,01	0,01	0,00	-0,62
Alpha^2		0,27	0,26	0,23	0,09	0,08	0,06	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,15
Ontwerpvariabele		42,00	0,31	12,50	-0,85	0,28	2,80	-17,55	2,80	2,65	1,01	1,17	0,25	4,20
	Z	P	C2	d	hw	D50	B	hb	Ds	ps	ps	C1	f	kielspeling
	[-]	[MW]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[m+NAP]	[m]	[1000kg/m3]	[1000kg/m3]	[-]	[-]	[m]
	-0,45	62,17	0,49	14,80	-0,70	0,29	1,69	-17,28	8,19	2,64	1,01	1,03	0,10	1,78
	-0,42	58,82	0,52	13,80	-0,75	0,25	1,55	-17,21	7,29	2,65	1,01	1,03	0,10	2,66
	-0,33	55,47	0,49	14,80	-0,18	0,25	1,54	-17,06	7,95	2,67	1,00	1,04	0,10	2,08
	-0,26	62,31	0,53	14,40	-0,22	0,27	1,55	-17,64	7,68	2,65	1,02	1,03	0,10	3,02
	-0,25	65,24	0,53	12,60	-0,45	0,26	1,78	-17,53	6,71	2,63	1,03	1,07	0,10	4,48
	-0,22	52,12	0,48	14,20	-0,50	0,25	1,75	-17,44	8,10	2,66	1,02	1,07	0,10	2,74
	-0,20	53,65	0,59	14,80	0,66	0,29	1,59	-17,56	8,30	2,65	1,00	1,05	0,10	3,42
	-0,15	48,46	0,57	14,00	-0,24	0,28	1,53	-17,27	8,21	2,62	1,03	1,02	0,10	3,03
	-0,13	55,97	0,59	13,40	0,19	0,29	1,66	-17,44	7,66	2,64	1,03	1,04	0,10	4,23
	-0,12	64,67	0,47	14,20	-0,47	0,26	1,61	-17,61	7,57	2,65	1,02	1,03	0,10	2,94
	-0,11	60,24	0,48	14,10	-0,54	0,25	1,57	-17,43	8,92	2,65	1,03	1,03	0,10	2,79
	-0,09	46,52	0,53	13,30	-0,07	0,25	1,67	-17,18	6,76	2,64	1,02	1,03	0,10	3,81
	-0,08	63,17	0,54	13,60	0,08	0,29	1,71	-17,70	7,44	2,63	1,01	1,04	0,10	4,18
	-0,07	55,16	0,48	14,10	-0,60	0,26	1,61	-17,40	8,04	2,65	1,01	1,03	0,10	2,70
	-0,06	55,42	0,57	13,00	-0,64	0,27	1,66	-17,67	8,68	2,67	1,03	1,02	0,10	4,03
	-0,06	46,69	0,51	13,70	-0,68	0,26	1,64	-17,32	8,16	2,64	1,02	1,04	0,10	2,94
	-0,05	48,14	0,53	13,30	-0,90	0,28	1,76	-17,72	7,82	2,67	1,02	1,04	0,10	3,52
	-0,05	76,52	0,44	13,40	-0,41	0,24	1,72	-17,50	8,22	2,68	1,03	1,03	0,10	3,69
	-0,04	63,06	0,49	14,00	0,22	0,27	1,62	-17,18	8,41	2,66	1,03	1,04	0,10	3,40
	-0,03	56,62	0,51	13,40	-0,61	0,24	1,54	-17,53	8,37	2,64	1,02	1,03	0,10	3,52
	-0,03	65,22	0,55	13,10	0,12	0,26	1,55	-17,37	8,66	2,68	1,01	1,05	0,10	4,39
	-0,02	57,04	0,50	14,10	0,75	0,28	1,66	-17,02	6,68	2,63	1,01	1,03	0,10	3,67
	-0,01	59,61	0,49	13,10	0,31	0,21	1,73	-17,29	8,68	2,65	1,04	1,03	0,10	4,50
	-0,01	54,11	0,49	13,90	-0,74	0,30	1,67	-17,61	7,24	2,65	1,01	1,04	0,10	2,97
	-0,01	59,08	0,48	13,30	-0,73	0,27	1,56	-17,18	7,52	2,64	1,01	1,04	0,10	3,15

Tabel H.1: “Gering transport” hoofdschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,65

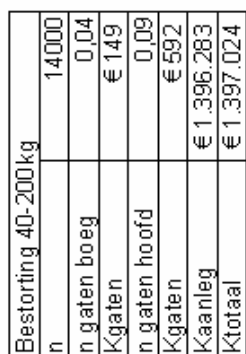
Invoervariabele	Z	P	C2	d	hwr	D50	B	hb	Ds	ps	ps	C1	f	kielspeling
	[-]	[MW]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[m+NAP]	[m]	[000 kg/m3]	[000 kg/m3]	[-]	[-]	[m]
Max	-0,01	71,77	0,56	14,40	0,47	0,28	1,64	-17,15	8,77	2,67	1,03	1,05	0,10	3,22
Min	-0,35	41,11	0,46	12,90	-0,82	0,23	1,34	-17,61	7,04	2,61	1,00	1,02	0,10	3,89
(Max+Min)/2	-0,18	56,44	0,51	13,65	-0,18	0,26	1,49	-17,38	7,90	2,64	1,02	1,04	0,10	3,55
Mu-waarde	0,98	40,22	0,43	11,53	0,17	0,28	1,60	-17,40	7,31	2,65	1,02	1,03	0,10	6,04
Sigma	0,31	12,31	0,05	1,10	0,67	0,02	0,10	0,20	0,96	0,02	0,01	0,01	0,00	
Alpha^2		0,27	0,26	0,23	0,09	0,08	0,06	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	
Ontwerpvariabele		42,00	0,31	12,50	-0,85	0,28	2,80	-17,55	2,80	2,65	1,01	1,17	25,00	4,20
	Z	P	C2	d	hwr	D50	B	hb	Ds	ps	ps	C1	f	kielspeling
	[-]	[MW]	[-]	[m]	[m+NAP]	[m]	[-]	[m+NAP]	[m]	[000 kg/m3]	[000 kg/m3]	[-]	[-]	[m]
	-0,35	67,44	0,56	14,40	0,47	0,24	1,37	-17,31	8,58	2,66	1,02	1,05	0,10	3,38
	-0,23	58,31	0,50	14,00	-0,03	0,25	1,64	-17,28	7,81	2,61	1,02	1,04	0,10	3,25
	-0,19	71,77	0,53	13,40	-0,11	0,25	1,53	-17,37	7,66	2,64	1,02	1,02	0,10	3,86
	-0,15	46,87	0,55	13,50	-0,38	0,23	1,42	-17,26	7,04	2,66	1,02	1,02	0,10	3,38
	-0,14	44,06	0,55	14,20	-0,29	0,25	1,41	-17,36	7,52	2,67	1,00	1,05	0,10	2,87
	-0,13	53,63	0,46	14,40	-0,82	0,27	1,59	-17,27	7,88	2,61	1,01	1,03	0,10	2,05
	-0,12	41,11	0,53	13,60	-0,30	0,23	1,57	-17,19	7,28	2,63	1,03	1,04	0,10	3,29
	-0,12	51,32	0,47	14,40	-0,26	0,25	1,64	-17,24	8,09	2,66	1,03	1,04	0,10	2,58
	-0,10	69,76	0,49	13,70	-0,65	0,28	1,59	-17,46	8,56	2,66	1,03	1,05	0,10	3,11
	-0,09	53,23	0,54	13,70	-0,60	0,26	1,46	-17,55	8,18	2,63	1,01	1,04	0,10	3,25
	-0,08	60,04	0,55	14,10	-0,35	0,27	1,35	-17,35	8,77	2,65	1,02	1,02	0,10	2,90
	-0,05	53,31	0,51	14,40	-0,36	0,25	1,41	-17,40	8,41	2,67	1,02	1,03	0,10	2,64
	-0,03	59,63	0,56	13,10	-0,39	0,26	1,39	-17,61	7,37	2,67	1,01	1,05	0,10	4,12
	-0,03	50,63	0,52	12,90	-0,49	0,25	1,57	-17,15	7,30	2,63	1,02	1,03	0,10	3,76
	-0,01	65,48	0,50	13,20	-0,50	0,23	1,34	-17,54	7,29	2,62	1,02	1,03	0,10	3,84

Tabel H.2: "Transport" hoofdschroef mobiliteitscoëfficiënt 1,51

Bijlage J: Ingevulde foutenbomen

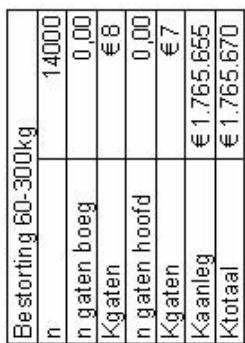


Figuur J.1: Inge vulde foutenboom breuksteen 10-60kg



Kpip&heave	€25
Kpassief	€1.198
Ktotaal	€1.398.247

Figuur J.2: Ingevulde foutenboom breuksteen 40-200kg



Kpip&heave	€1
Kpassief	€61
Ktotaal	€1.765.732

Figuur J.3: Ingevulde foutenboom breuksteen 60-300kg

Bijlage K: Matlap code

K.1 Boegschroef model

```

clc
clear
n=10000;           % aantal maal runnen van monte carlo simulatie

% n.b. het is de bedoeling B te variëren zodat deze variabele de
% werkelijke situatie benadert

% eerst moeten de variabelen in deze file gedefinieerd worden
%MuBs=36.6;        % gemiddelde Bs
%MuD0=2.2;         % gemiddelde D0
%MuP=1794000;      % gemiddelde P
%Mud=11.51;        % gemiddelde d
%Muhw=0.315;       % gemiddelde hw
Muhb=-17.4;        % gemiddelde hb
Mupw=1020;         % gemiddelde pw
Mups=2650;         % gemiddelde ps
MuD50=0.275;       % gemiddelde D50
MuC1=1.17;         % gemiddelde C1
MuC2=2.8;          % gemiddelde C3
MuB=3.03;          % gemiddelde Bisbash

%SigmaBs=4.8;      % standaardafwijking Bs
SigmaD0=0.227;     % standaardafwijking D0
SigmaP=284700;     % standaardafwijking P
Sigmad=1.0359;     % standaardafwijking d
%Sigmahw=0.955;    % standaardafwijking hw
Sigmahb=0.2;       % standaardafwijking hb
Sigmapw=10;        % standaardafwijking pw
Sigmaps=20;        % standaardafwijking ps
SigmaD50=0.01*MuD50; % standaardafwijking D50
SigmaC1=0.01;      % standaardafwijking C1
SigmaC2=0.05;      % standaardafwijking C3
%SigmaXpb=2.4;     % standaardafwijking Bisbash
SigmaB=0.1;        % standaardafwijking Bisbash

disp('    Z    P    Xpb    D50    B    d    hw    Ds    C3    C1    ps    hb    pw')
h=0;
for i=1:n,          % loop van n simulaties
    A=[] en B=[]    % Matrix van de registraties vna Bs en d bij de Amazonehaven

    K=ceil(26496*rand); % random rij kiezen uit matrix A
    L=Q(K,:);          % de random gekozen rij
    hw=Q(K,1)/100;     % werkelijke waterstand uit matrix

    % Er is sprake van sterke correlatie bij de onderstaande Z-funtie
    j=ceil(3206*rand); % random rij kiezen uit matrix A
    c=A(j,:);         % de random gekozen rij
    d=A(j,1);          % werkelijke diepgang uit matrix
    Bs=A(j,2);         % breedte van containerschip uit matrix

    D0=randn(1)*SigmaD0+Bs*0.05+0.422; % D0 afhankelijk van Bs, bepaald uit database IGWR
    P=randn(1)*SigmaP+Bs*78197-1067959; % P afhankelijk van Bs, bepaald uit database IGWR
    Xpb=0.5*Bs;

```

% overige variabelen worden beschouwd als een normale verdeling

```
hb=randn(1)*SigmaHb+Muhb;
pw=randn(1)*SigmaPw+Mupw;
ps=randn(1)*SigmaPs+Mups;
D50=randn(1)*SigmaD50+MuD50;
C1=randn(1)*SigmaC1+MuC1;
C2=randn(1)*SigmaC2+MuC2;
B=randn(1)*SigmaB+MuB;
```

% De betrouwbaarheidsfunctie Z, hierin is de correlatie al verwerkt.

```
Z(i)=(2*9.81*(ps-pw)*D50/B/pw)^(1/2)-C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+1.5*D0);
```

%Z= betrouwbaarheidsfunctie

%bepalen invloedsfactoren

% bepalen afgeleiden van Z-functie $DZ(X)/Dx$

```
DZXpb(i)=C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)^2;
DZps(i)=981/100/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^(1/2)*D50/B/pw;
DZpw(i)=1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^(1/2)*(-981/50*D50/B/pw-(981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw^2)+1/3*C1*C2/(P*D0/pw)^(2/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)*P*D0/pw^2;
DZD50(i)=1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^(1/2)*(981/50*ps-981/50*pw)/B/pw;
DZP(i)=-1/3*C1*C2/(P*D0/pw)^(2/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)*D0/pw;
DZD0(i)=-1/3*C1*C2/(P*D0/pw)^(2/3)/(1/2*Bs+hw-hb-d+3/2*D0)*P/pw+3/2*C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)^2;
DZhw(i)=C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)^2;
DZhb(i)=-C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)^2;
DZd(i)=-C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0)^2;
DZC1(i)=-C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0);
DZC2(i)=-C1*(P*D0/pw)^(1/3)/(Xpb+hw-hb-d+3/2*D0);
DZB=-1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^(1/2)*(981/50*ps-981/50*pw)*D50/B^2/pw;
```

% falende manoeuvres onthouden

```
Nd(i)=d;
ND0(i)=D0;
NP(i)=P;
NXpb(i)=Xpb;
Nhw(i)=hw;
Nhb(i)=hb;
Npw(i)=pw;
Nps(i)=ps;
ND50(i)=D50;
NC1(i)=C1;
NC2(i)=C2;
NB(i)=B;
```

if (Z(i)<0) % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!

```
g=h+1;
h=g;
```

```
%disp([Z(i),NP(i)/1000000,NXpb(i),ND50(i),NB(i),Nd(i),Nhw(i),ND0(i),NC2(i),NC1(i),Nps(i)/1000,Nhb(i),Npw(i)/1000])
```

```
end
```

```
end
```

%bepalen faalkans

```
Z; % Z aanroepen
muZ=mean(Z); % Verwatingswaarde van Z
SigmaZ=std(Z); % Standaardafwijking van Z
```

```
medianZ=median(Z);    % Mediaan van Z
hist(Z,50);           % histogram van Z
pf=h/n;               % faalkans van Z => Z<0
```

```
% aanroepen gemiddelde waarden
```

```
MuNP=mean(NP);
MuNXpb=mean(NXpb);
MuND50=mean(ND50);
MuNB=mean(NB);
MuNd=mean(Nd);
MuNhw=mean(Nhw);
MuND0=mean(ND0);
MuNC2=mean(NC2);
MuNC1=mean(NC1);
MuNps=mean(Nps);
MuNhb=mean(Nhb);
MuNpw=mean(Npw);
```

```
%disp([muZ,MuNP/1000000,MuNXpb,MuND50,MuNB,MuNd,MuNhw,MuND0,MuNC2,MuNC1,MuNps/1000,MuNhb,MuNpw/1000]);
```

```
% aanroepen standaarddeviaties
```

```
SigmaNP=std(NP);
SigmaNXpb=std(NXpb);
SigmaND50=std(ND50);
SigmaNB=std(NB);
SigmaNd=std(Nd);
SigmaNhw=std(Nhw);
SigmaND0=std(ND0);
SigmaNC2=std(NC2);
SigmaNC1=std(NC1);
SigmaNps=std(Nps);
SigmaNhb=std(Nhb);
SigmaNpw=std(Npw);
```

```
%disp([SigmaZ,SigmaNP/1000000,SigmaNXpb,SigmaND50,SigmaNB,SigmaNd,SigmaNhw,SigmaND0,SigmaNC2,SigmaNC1,SigmaNps/1000,SigmaNhb,SigmaNpw/1000]);
```

```
% dit is het begin van de NII-berekening
```

```
MuuDZXpb=mean(DZXpb);
MuuDZps=mean(DZps);
MuuDZpw=mean(DZpw);
MuuDZD50=mean(DZD50);
MuuDZP=mean(DZP);
MuuDZD0=mean(DZD0);
MuuDZhw=mean(DZhw);
MuuDZhb=mean(DZhb);
MuuDZd=mean(DZd);
MuuDZC1=mean(DZC1);
MuuDZC2=mean(DZC2);
MuuDZB=mean(DZB);
```

```
Sigmaad=std(Nd);
SigmaaD0=std(ND0);
SigmaaP=std(NP);
SigmaaXpb=std(NXpb);
Sigmaahw=std(Nhw);
Sigmaahb=std(Nhb);
Sigmaapw=std(Npw);
Sigmaaps=std(Nps);
SigmaaD50=std(ND50);
SigmaaC1=std(NC1);
```

```
SigmaaC2=std(NC2);
SigmaaB=std(NB);
```

```
%DZ(X)/Dx*Sigma en dan kwadrateren
```

```
DZXpbS2=(MuuDZXpb*SigmaaXpb)^2;
DZpsS2=(MuuDZps*Sigmaaps)^2;
DZpwS2=(MuuDZpw*Sigmaapw)^2;
DZD50S2=(MuuDZD50*SigmaaD50)^2;
DZPS2=(MuuDZP*SigmaaP)^2;
DZD0S2=(MuuDZD0*SigmaaD0)^2;
DZhwS2=(MuuDZhw*Sigmaahw)^2;
DZhbS2=(MuuDZhb*Sigmaahb)^2;
DZdS2=(MuuDZd*Sigmaad)^2;
DZC1S2=(MuuDZC1*SigmaaC1)^2;
DZC2S2=(MuuDZC2*SigmaaC2)^2;
DZBS2=(MuuDZB*SigmaaB)^2;
```

```
% Bepalen standaard afwijking
```

```
%StandZ(i)=(DZXpbS2+DZpsS2+DZpwS2+DZD50S2+DZPS2+DZD0S2+DZhwS2+DZhbS2+DZdS2+DZC1S2+
DZC2S2+DZBS2)^1/2;
```

```
% Bepalen invloedsfactor alpha
```

```
StandW=(DZXpbS2+DZpsS2+DZpwS2+DZD50S2+DZPS2+DZD0S2+DZhwS2+DZhbS2+DZdS2+DZC1S2+
DZC2S2+DZBS2);
aXpb=DZXpbS2/StandW;
aD0=DZD0S2/StandW;
ad=DZdS2/StandW;
aP=DZPS2/StandW;
aps=DZpsS2/StandW;
apw=DZpwS2/StandW;
ahw=DZhwS2/StandW;
ahb=DZhbS2/StandW;
aD50=DZD50S2/StandW;
aC1=DZC1S2/StandW;
aC2=DZC2S2/StandW;
aB=DZBS2/StandW;
```

```
%%methode in matlab om de afgeleiden van Z te bepalen
```

```
%syms Z ps pw D50 B pw P D0 Bs hw hb d C1 C2
%Z=(2*9.81*(ps-pw)*D50/B/pw)^(1/2)-C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(0.5*Bs+hw-hb-d+1.5*D0);
%diff(Z,ps);
%diff(Z,pw);
%diff(Z,D50);
%diff(Z,P);
%diff(Z,D0);
%diff(Z,Bs);
%diff(Z,hw);
%diff(Z,hb);
%diff(Z,d);
%diff(Z,C1);
%diff(Z,C2);
```

```
% Uitvoer van de m.file
```

```
disp(' pf MuZ StdZ ')
disp([pf,muZ,SigmaZ,])
```

```
disp(' Xpb d D0 P ps pw hw hb D50 C1 C2 B')
disp([aXpb,ad,aD0,aP,aps,apw,ahw,ahb,aD50,aC1,aC2,aB])
```

```
S=aXpb+ad+aD0+aP+aps+apw+ahw+ahb+aD50+aC1+aC2+aB;
disp('Som alpha^2 moet ongeveer gelijk zijn aan 1 =>');disp(S);
```

K.2 hoofdschroef model

```

clc
clear
n=10000;           % aantal maal runnen van monte carlo simulatie

% n.b. het is de bedoeling B te variëren zodat deze variabele de
% werkelijke situatie benadert

% het is de bedoeling f te laten variëren, tot de faal kans ongeveer gelijk is!!!

% definiëren van de invoer variabelen
%MuBs=36.6;        % gemiddelde Bs, wordt niet gebruikt
%MuD0=7.27;        % gemiddelde D0
%MuP=39925920;     % gemiddelde P
%Mud=11.51;        % gemiddelde d, wordt niet gebruikt
%Muhw=0.315;       % gemiddelde hw
Muhb=-17.4;        % gemiddelde hb
Mupw=1020;         % gemiddelde pw
Mups=2650;         % gemiddelde ps
MuD50=0.275;       % gemiddelde D50
MuC1=1.17;         % gemiddelde C1
MuC2=0.4;          % gemiddelde C2
MuB=3.03;          % gemiddelde Bisbash
Muf=0.1;           % gemiddelde percentage

%SigmaBs=4.8;      % standaardafwijking Bs
SigmaD0=0.633;     % standaardafwijking D0
SigmaP=7497700;    % standaardafwijking P
Sigmad=1.0359;     % standaardafwijking d
%Sigmahw=0.955;    % standaardafwijking hw
Sigmahb=0.2;       % standaardafwijking hb
Sigmapw=10;        % standaardafwijking pw
Sigmaps=20;        % standaardafwijking ps
SigmaD50=0.01*MuD50; % standaardafwijking D50
SigmaC1=0.01;      % standaardafwijking C1
SigmaC2=0.048;     % standaardafwijking C2
SigmaB=0.1;        % standaardafwijking Bisbash
Sigmaf=0.0;        % standaardafwijking f
disp('  Z    p    C2    d    hw    D50    B    hb    Ds    ps    pw    C1    f')
h=0;
for i=1:n,         % loop van n simulaties
    A=[] en B=[]   % Matrix van de registraties vna Bs en d bij de Amazonehaven

    K=ceil(26496*rand); % random rij kiezen uit matrix B
    L=B(K,:);        % de random gekozen rij
    hw=B(K,1)/100;   % werkelijke waterstand uit matrix

    % willekeurig rijen kiezen uit Matrix A:
    j=ceil(3206*rand); % uit matrix A worden random rijen gekozen, zodat Bs en d gecorrroleerd
    % zijn.
    c=A(j,:);         % de random gekozen rij
    d=A(j,1);         % defenitie werkelijke diepgang van containerschip uit matrix
    Bs=A(j,2);        % defenitie breedte van containerschip uit matrix

    % volgens een normale verdeling radom standaardafwijkingen kiezen mbv randn()
    D0=randn(1)*SigmaD0+Bs*0.153+1.679; % D0 afhankelijk van Bs, deze vergelijking is bepaald uit
    database van GW

```

P=randn(1)*SigmaP+Bs*2110936-37334347;
database van GW

% P afhankelijk van Bs, deze vergelijking is bepaald uit

hb=randn(1)*Sigmahb+Muhb;
pw=randn(1)*Sigmapw+Mupw;
ps=randn(1)*Sigmaps+Mups;
D50=randn(1)*SigmaD50+MuD50;
C1=randn(1)*SigmaC1+MuC1;
C2=randn(1)*SigmaC2+MuC2;
B=randn(1)*SigmaB+MuB;
f=randn(1)*Sigmaf+Muf;

% definitie van de Betrouwbaarheids functie: Z,

$Z(i) = (2*9.81*(ps-pw)*D50/B/pw)^{(1/2)} - C1*C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)} / (hw-hb-d+0.5*D0*2^{(1/2)})$;

%Z= betrouwbaarheidsfunctie

%bepalen invloedsfactoren

% bepalen afgeleiden van Z-functie $DZ(X)/Dx$

DZps=981/100/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^{(1/2)}*D50/B/pw;
DZpw=1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^{(1/2)}*(-981/50*D50/B/pw-(981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw^2)+1/3*C1*C2/(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(2/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})*f*P*D0*2^{(1/2)}/pw^2;
DZD50=1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^{(1/2)}*(981/50*ps-981/50*pw)/B/pw;
DZP=-1/3*C1*C2/(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(2/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})*f*D0*2^{(1/2)}/pw;
DZD0=-1/3*C1*C2/(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(2/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})*f*P*2^{(1/2)}/pw+1/2*C1*C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})^2*2^{(1/2)};
DZhw=C1*C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})^2;
DZhb=-C1*C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})^2;
DZd=-C1*C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})^2;
DZC1=-C2*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)});
DZC2=-C1*(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(1/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)});
DZB=-1/2/((981/50*ps-981/50*pw)*D50/B/pw)^{(1/2)}*(981/50*ps-981/50*pw)*D50/B^2/pw;
DZf=-1/3*C1*C2/(f*P*D0*2^{(1/2)}/pw)^{(2/3)}/(hw-hb-d+1/2*D0*2^{(1/2)})*P*D0*2^{(1/2)}/pw;

%falende manoeuvres

Nd(i)=d;
ND0(i)=D0;
NP(i)=P;
Nhw(i)=hw;
Nhb(i)=hb;
Npw(i)=pw;
Nps(i)=ps;
ND50(i)=D50;
NC1(i)=C1;
NC2(i)=C2;
NB(i)=B;
Nf(i)=f;

if (Z(i)<0) % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!

g=h+1;
h=g;

%disp([Z(i),NP(i)/1000000,NC2(i),Nd(i),Nhw(i),ND50(i),NB(i),Nhb(i),ND0(i),Nps(i)/1000,Npw(i)/1000,NC1(i),Nf(i)])

end

end

%bepalen faalkans

Z;
muZ=mean(Z); % Z aanroepen
SigmaZ=std(Z); % Verwatingsswaarde van Z
% Standaardafwijking van Z

```
medianZ=median(Z);           % Mediaan van Z
hist(Z,50);                   % histogram van Z
pf=h/n;                        % faalkans van Z => Z<0
```

%gemiddeldewaarde aanroepen

```
MuNP=mean(NP);
MuNC2=mean(NC2);
MuNd=mean(Nd);
MuNhw=mean(Nhw);
MuND50=mean(ND50);
MuNB=mean(NB);
MuNhb=mean(Nhb);
MuND0=mean(ND0);
MuNps=mean(Nps);
MuNpw=mean(Npw);
MuNC1=mean(NC1);
Muf=mean(Nf);
```

```
%disp([muZ,MuNP/1000000,MuNC2,MuNd,MuNhw,MuND50,MuNB,MuNhb,MuND0,MuNps/1000,MuNpw/
1000,MuNC1,Muf]);
```

% standaardafwijking aanroepen

```
SigmaNP=std(NP);
SigmaNC2=std(NC2);
SigmaNd=std(Nd);
SigmaNhw=std(Nhw);
SigmaND50=std(ND50);
SigmaNB=std(NB);
SigmaNhb=std(Nhb);
SigmaND0=std(ND0);
SigmaNps=std(Nps);
SigmaNpw=std(Npw);
SigmaNC1=std(NC1);
Sigmaf=std(Nf);
```

```
%disp([SigmaZ,SigmaNP/1000000,SigmaNC2,SigmaNd,SigmaNhw,SigmaND50,SigmaNB,SigmaNhb,SigmaN
D0,SigmaNps/1000,SigmaNpw/1000,SigmaNC1,Sigmaf])
```

% dit is het begin van de NII-berekening

```
MuuDZps=mean(DZps);
MuuDZpw=mean(DZpw);
MuuDZD50=mean(DZD50);
MuuDZP=mean(DZP);
MuuDZD0=mean(DZD0);
MuuDZhw=mean(DZhw);
MuuDZhb=mean(DZhb);
MuuDZd=mean(DZd);
MuuDZC1=mean(DZC1);
MuuDZC2=mean(DZC2);
MuuDZB=mean(DZB);
MuuDZf=mean(DZf);
```

```
Sigmaad=std(Nd);
SigmaaD0=std(ND0);
SigmaaP=std(NP);
Sigmaahw=std(Nhw);
Sigmaahb=std(Nhb);
Sigmaapw=std(Npw);
Sigmaaps=std(Nps);
SigmaaD50=std(ND50);
SigmaaC1=std(NC1);
```

```
SigmaaC2=std(NC2);
SigmaaB=std(NB);
Sigmaaf=std(Nf);
```

```
%DZ(X)/Dx*Sigma en dan kwadrateren
```

```
DZpsS2=(MuuDZps*Sigmaaps)^2;
DZpwS2=(MuuDZpw*Sigmaapw)^2;
DZD50S2=(MuuDZD50*SigmaaD50)^2;
DZPS2=(MuuDZP*SigmaaP)^2;
DZD0S2=(MuuDZD0*SigmaaD0)^2;
DZhwS2=(MuuDZhw*Sigmaahw)^2;
DZhbS2=(MuuDZhb*Sigmaahb)^2;
DZdS2=(MuuDZd*Sigmaad)^2;
DZC1S2=(MuuDZC1*SigmaaC1)^2;
DZC2S2=(MuuDZC2*SigmaaC2)^2;
DZBS2=(MuuDZB*SigmaaB)^2;
DZfS2=(MuuDZf*Sigmaaf)^2;
```

```
% Bepalen standaard afwijking
```

```
%StandZ(i)=(DZXpbS2+DZpsS2+DZpwS2+DZD50S2+DZPS2+DZD0S2+DZhwS2+DZhbS2+DZdS2+DZCS2)^1/2;
```

```
% Bepalen invloedsfator alpha
```

```
StandW=(DZpsS2+DZpwS2+DZD50S2+DZPS2+DZD0S2+DZhwS2+DZhbS2+DZdS2+DZC1S2+DZC2S2+DZBS2+DZfS2);
aD0=DZD0S2/StandW;
ad=DZdS2/StandW;
aP=DZPS2/StandW;
aps=DZpsS2/StandW;
apw=DZpwS2/StandW;
ahw=DZhwS2/StandW;
ahb=DZhbS2/StandW;
aD50=DZD50S2/StandW;
aC1=DZC1S2/StandW;
aC2=DZC2S2/StandW;
aB=DZBS2/StandW;
af=DZfS2/StandW;
```

```
%%methode in matlab om de afgeleiden van Z te bepalen
```

```
%syms Z ps pw D50 B pw P D0 Bs hw hb d C1 C2
%Z=(2*9.81*(ps-pw)*D50/B/pw)^(1/2)-C1*C2*(P*D0/pw)^(1/3)/(0.5*B+hw-hb-d+1.5*D0);
%diff(Z,ps);
%diff(Z,pw);
%diff(Z,D50);
%diff(Z,P);
%diff(Z,D0);
%diff(Z,Bs);
%diff(Z,hw);
%diff(Z,hb);
%diff(Z,d);
%diff(Z,C1);
%diff(Z,C2);
```

```
% Uitvoer van de m.file
```

```
disp(' pf MuZ StdZ ')
disp([pf,muZ,SigmaZ,])
disp(' d Ds P ps pw hw hb D50 C1 C2 B f')
disp([ad,aD0,aP,aps,apw,ahw,ahb,aD50,aC1,aC2,aB,af])
```

```
S=ad+aD0+aP+aps+apw+ahw+ahb+aD50+aC1+aC2+aB+af;
disp('Som alpha^2 moet ongeveer gelijk zijn aan 1 =>');disp(S);
```

K.3 Opbarsten piping en heave

```

clc
clear
n=10000;          % aantal maal runnen van monte carlo simulatie

MuD1=2;           %gemiddelde laagdikte klei
MuD2=0.7;         %gemiddelde laagdikte klei
MuD3=0.9;         %gemiddelde laagdikte breuksteen
MuD4=7.5;         %gemiddelde laagdikte opvul zand
MuD6=1;           %gemiddelde laagdikte zand/slib
MuHg=-0.66;       %gemiddelde grondwaterstand
MuD5=MuHg+11.5;   %gemiddelde laagdikte zand.slib

MuKlei=17;         %gemiddelde dichtheid klei
MuKleiVeen=19;     %gemiddelde dichtheid zand/slib
MuBreuksteen=16.5; %gemiddelde dichtheid breuksteen
MuWater=10;       %gemiddelde dichtheid water

MuCc4=18;         %gemiddelde Cbligh zand fijn
MuCc5=12;         %gemiddelde Cbligh zand grof

MuIkrit=0.85;     %gemiddelde kritisch verhang

SigmaD1=0.3;      %standaardafwijking D1
SigmaD2=0.1;      %standaardafwijking D2
SigmaD3=0.1;      %standaardafwijking D3
SigmaD4=0.5;      %standaardafwijking D4
SigmaD5=0.5;      %standaardafwijking D5
SigmaD6=0.1;      %standaardafwijking D6
SigmaHg=0.1;      %standaardafwijking Hg

SigmaKlei=0.5;     %standaardafwijking dichtheid klei
SigmaKleiVeen=0.5; %standaardafwijking dichtheid zand/slib
SigmaBreuksteen=0.5; %standaardafwijking dichtheid breuksteen
SigmaWater=0.1;    %standaardafwijking dichtheid water

SigmaCc4=1; %standaard afwijking Cbilgh fijn
SigmaCc5=1; %standaard afwijking Cbligh grof
SigmaIkrit=0.1; standaard afwijking kritisch verhang

%op nul stellen alvorens te runnen
h=0;
h1=0;
h2=0;
h3=0;
h4=0;
hv=0;
hww=0;
hx=0;
hy=0;
hz=0;
hzz=0;

for i=1:n,          % loop van n simulaties Matrix B wordt ingevoerd
B=[]

```

```

K=ceil(26496*rand);           % random rij kiezen uit matrix b

hw=B(K,1)/100;               % werkelijke waterstand uit matrix

D4=randn(1)*SigmaD4+MuD4;
D5=randn(1)*SigmaD5+MuD5;
D6=randn(1)*SigmaD6+MuD6;
Cc4=randn(1)*SigmaCc4+MuCc4;
Cc5=randn(1)*SigmaCc5+MuCc5;
Ikrit=randn(1)*SigmaIkrit+MulIkrit;

% overige variabelen worden beschouwd als een normale verdeling
D1=randn(1)*SigmaD1+MuD1;
D2=randn(1)*SigmaD2+MuD2;
D3=randn(1)*SigmaD3+MuD3;

%ontgronding>0.5m
D11=randn(1)*SigmaD1+MuD1;
D21=randn(1)*SigmaD2+MuD2;
D31=randn(1)*SigmaD3+MuD3-0.5;

%ontgronding>1.0m
D12=randn(1)*SigmaD1+MuD1;
D22=randn(1)*SigmaD2+MuD2-0.1;
D32=0;

%ontgronding>1.5m
D13=randn(1)*SigmaD1+MuD1;
D23=randn(1)*SigmaD2+MuD2-0.6;
D33=0;

%ontgronding>2.0m
D14=randn(1)*SigmaD1+MuD1-0.4;
D24=0;
D34=0;

Hg=randn(1)*SigmaHg+MuHg;
Klei=randn(1)*SigmaKlei+MuKlei;
KleiVeen=randn(1)*SigmaKleiVeen+MuKleiVeen;
Breuksteen=randn(1)*SigmaBreuksteen+MuBreuksteen;
Water=randn(1)*SigmaWater+MuWater;

C(i)=Hg-hw;

% De betrouwbaarheidsfuncties Z
V(i)=(D1*Klei-Water)+D2*(KleiVeen-Water)+D3*(Breuksteen-Water)-(Hg-hw)*Water;
V1(i)=Ikrit-(Hg-hw)/(D1+D2+D3+1);

W(i)=(D11*Klei-Water)+D21*(KleiVeen-Water)+D31*(Breuksteen-Water)-(Hg-hw)*Water;
W1(i)=Ikrit-(Hg-hw)/(D11+D21+D31+1);

X(i)=(D12*Klei-Water)+D22*(KleiVeen-Water)+D32*(Breuksteen-Water)-(Hg-hw)*Water;
X1(i)=Ikrit-((Hg-hw)/(D12+D22+D32+1));

Y(i)=(D13*Klei-Water)+D23*(KleiVeen-Water)+D33*(Breuksteen-Water)-(Hg-hw)*Water;
Y1(i)=Ikrit-(Hg-hw)/(D13+D23+D33+1);

Z(i)=(D14*Klei-Water)+D24*(KleiVeen-Water)+D34*(Breuksteen-Water)-(Hg-hw)*Water;
Z1(i)=Ikrit-((Hg-hw)/(D14+D24+D34+1));

```

%Piping

Z11(i)=(D6+D6+D5)/Cc5+(D4+D1)/Cc4-(Hg-hw);

```

if (V(i)<0)                                % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
    g=h+1;
    h=g;
end
    if (V1(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gv=hv+1;
        hv=gv;
    end
    if (W(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        g1=h1+1;
        h1=g1;
    end
    if (W1(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gw=hww+1;
        hww=gw;
    end
    if (X(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        g2=h2+1;
        h2=g2;
    end
    if (X1(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gx=hx+1;
        hx=gx;
    end
    if (Y(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        g3=h3+1;
        h3=g3;
    end
    if (Y1(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gy=hy+1;
        hy=gy;
    end
    if (Z(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        g4=h4+1;
        h4=g4;
        %disp([C(i),]);
    end
    if (Z1(i)<0)                            % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gz=hz+1;
        hz=gz;
    end
    if (Z11(i)<0)                          % onthouden van Z<0 dan faalt de bescherming!!!!
        gzz=hzz+1;
        hzz=gzz;
    end
end
end

```

%bepalen faalkans

% aanroepen betrouwbaarheidsfuncties

```

V;
W;
X;
Y;
Z;
V1;
W1;
X1;
Y1;

```

```

Z1;
Z11;
%gemiddeldewaarde betrouwbaarheidsfuncties
muV=mean(V);
muW=mean(W);
muX=mean(X);
muY=mean(Y);
muZ=mean(Z);
muV1=mean(V1);
muW1=mean(W1);
muX1=mean(X1);
muY1=mean(Y1);
muZ1=mean(Z1);
muZ11=mean(Z11);
%Standaardafwijking betrouwbaarheidsfuncties
SigmaV=std(V);
SigmaW=std(W);
SigmaX=std(X);
SigmaY=std(Y);
SigmaZ=std(Z);
SigmaV1=std(V1);
SigmaW1=std(W1);
SigmaX1=std(X1);
SigmaY1=std(Y1);
SigmaZ1=std(Z1);
SigmaZ11=std(Z11);
medianZ=median(Z);
hist(Z,50);                                % histogram van Z

pf=h/n;
pf1=h1/n;
pf2=h2/n;
pf3=h3/n;
pf4=h4/n;

pfV=hv/n;
pfW1=hww/n;
pfX2=hx/n;
pfY3=hy/n;
pfZ4=hv/n;
pfZZ=hzz/n;

%uitvoer m file
disp('  pf    MuZ   StdZ   pfheave MuZ   StdZ   Ppiping MuZ   StdZ')
disp([pf,muV,SigmaV,pfV,muV1,SigmaV1,pfZZ,muZ11,SigmaZ11,])
disp([pf1,muW,SigmaW,pfW1,muW1,SigmaW1,pfZZ,muZ11,SigmaZ11,])
disp([pf2,muX,SigmaX,pfX2,muX1,SigmaX1,pfZZ,muZ11,SigmaZ11,])
disp([pf3,muY,SigmaY,pfY3,muY1,SigmaY1,pfZZ,muZ11,SigmaZ11,])
disp([pf4,muZ,SigmaZ,pfZ4,muZ1,SigmaZ1,pfZZ,muZ11,SigmaZ11,])

```