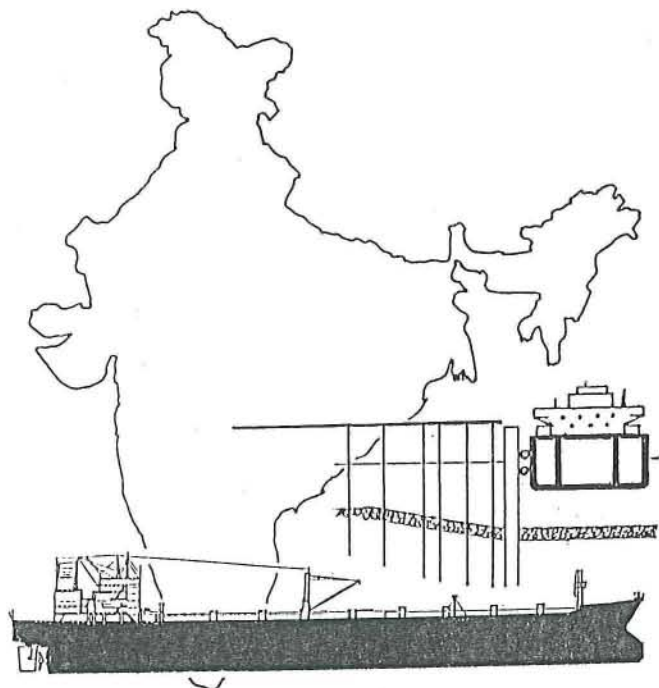


DE 3^e OLIESTEIGER in HALDIA

DEEL 1 TEKST



ONTWERP 3^e OLIESTEIGER IN HALDIA

DEEL 1 : TEKST

W. F. Molenaar

Delft

Augustus 1988

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek

VOORWOORD

Het afstudeerproject bij de vakgroep waterbouwkunde, faculteit der Civiele Techniek, is opgesplitst in een hoofd- en een deelontwerp. Binnen het hoofdontwerp is een masterplan ontwikkeld voor de haven in Haldia-India. Tijdens de afronding van het masterplan in dit voorjaar is de constructie gekozen die moest dienen als deelontwerp. De keus viel op het ontwerpen van een 3^e oliesteiger. Het onderliggende rapport behandelt de totstandkoming van het ontwerp.

Op deze plaats wil ik mijn begeleider ir. G.P. Bourguignon nogmaals dank zeggen, niet alleen voor de technische begeleiding en stapels geleende documenten, maar ook voor zijn morele ondersteuning. Dank ben ik ook verschuldigd aan mijn vrienden die hebben geholpen bij het produceren van dit rapport,

Wilfred Molenaar,

Augustus 1988

SAMENVATTING

In de toekomst moet er een 3^e oliesteiger in Haldia gebouwd worden om te voorzien in voldoende overslagcapaciteit. De steiger moet geschikt zijn voor 10.000- tot 85.000 DWT tankers. Op de plaats van de steiger bezit de grond weinig draagkracht, bovendien zal er uitschuring van bodemmateriaal plaatsvinden. Er is sprake van grote variatie in waterstanden, 1 tot 5.4 m, en de stroomsnelheden, 0 tot 3.5 m/s.

Afmeren vindt plaats onder ongunstige omstandigheden. De resulterende afmeerenergie, berekend met behulp van de formule van Saurin, is hoog. Wind- en waterkrachten op tanker zijn berekend met behulp van de door de BSRA en het OCIMF voorgestelde formules. Met name de ebstroom tijdens Hoog Springtij oefent via de afgemeerde tanker grote krachten uit op de meerstoelen.

De T-steiger bestaat uit een 180 m lange en 10 m brede aanloopbrug en een platform van 14 * 37 m² waar zich het overslagmaterieel bevindt. De pijpleidingen zijn op één helft van de aanloopbrug gemonteerd. Het platform wordt ondersteund door 18 verticale palen en 18 schoorpalen onder 4:1. De palen zijn gemaakt van staal, hebben een diameter van 559 mm en een lengte van 30 of 31 m. Vanwege de geringere belasting zijn onder de aanloopbrug minder palen nodig dan onder het platform.

Het meersysteem bestaande uit 4 meerstoelen en 4 bolderstoelen staat los van de steiger. Een meerstoel bestaat uit een 38.5 m lange stalen paal met een diameter van 2.7 m en daarop 2 Vredestein Giant 80 fenders en een fendershot. Een bolderstoel is opgebouwd uit 8 palen met een diameter van 1.62 m en een 1.5 m dikke betonplaat van 10.7 * 10.7 m². Er zijn 4 trek- en 4 drukpalen die een lengte van 50.3 en 39.6 m hebben.

Oever- en bodembeschermingen zijn opgebouwd met een zinkstuk, bestaande uit een geotextiel, een jutelaag en bamboe wiepen, en daar bovenop twee lagen stortsteen. In de toplaag wordt afhankelijk van de plaats van toepassing een steen met een diameter van 0.60 m of 0.65 m gebruikt. Vanaf de kruin van de dijk strekt de oeverbescherming zich uit over 85 m. de bodembescherming rondom de palen van de steiger en de meerstoelen strekt zich uit over een afstand van 20 tot 30 m uit het hart van de palen.

VOORWOORD

SAMENVATTING

1	INLEIDING	1
2	SITUATIEBESCHRIJVING	2
2.1	Locatiebeschrijving	2
2.2	Grondgegevens	3
2.3	Klimaat	4
2.3.1	Wind	5
2.3.2	Regen	5
2.4	Hydraulische gegevens	5
2.4.1	Stroomsnelheid	5
2.4.2	Getijvariaties	6
2.4.3	Korte golven veroorzaakt door wind	6
2.5	Tanker en Steiger	7
2.5.1	Omstandigheden waaronder scheepsmanoeuvres plaatsvinden.	8
2.5.2	Afmeerenergie van de tanker	8
2.5.3	Wind en waterkrachten op de afgemeerde tanker	10
2.5.4	Golfbelasting op tankers en steigers	14
3	ONTWERP VAN EEN OLIESTEIGER	15
3.1	Oliesteiger vergeleken met andere overslag, faciliteiten	15
3.2	Programma van eisen voor de oliesteiger	17
3.3	Layout van de oliesteiger	21
4	OEVER- EN BODEMBESCHERMING	23
4.1	Functie van oever- en bodembescherming	23
4.2	Principe ontwerp van de verdedigings-constructie	23
4.2.1	Opbouw van de verdedigings-constructie	23
4.2.2	Materiaalkeuze	24
4.2.3	Dimensionering van de toplaag	27
4.3	Horizontale afmetingen van de verdedigingsconstructie	30
4.3.1	Oeverbescherming	30
4.3.2	Bodembescherming	32
4.4	Uitvoering	37
5	MEERSTOEL	39
5.1	Principe ontwerp van de meerstoel	39
5.2	Belastingen op de meerstoel	40
5.3	Dimensionering van de meerstoel	41
5.4	Detaillering en optimalisering van de meerstoel	47
6	BOLDERSTOEL	48
6.1	Principe ontwerp van de bolderstoel	48
6.2	Belasting op de bolderstoel	49
6.3	Dimensionering van de bolderstoel	50
6.4	Detaillering en optimalisering van de bolderstoel.	53

7	STEIGER	55
	7.1 Principe ontwerp van de steiger	55
	7.2 Belastingen op de steiger	56
	7.3 Dimensionering van de steiger	
	7.3.1 Dimensionering van platform en paalconstructie	57
	7.3.2 Aanloopbrug	59
	7.4 Detaillering en optimalisering van platform en aanloopbrug	60
8	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.	61
9	LITERATUURLIJST	63

1 INLEIDING

In het noordoosten van India stroomt de rivier de Hooghly langs de havens van Calcutta en Haldia voordat deze uitmondt in de Baai van Bengalen. Haldia ligt 43 km stroomopwaarts vanaf de riviermonding aan de noordwest oever van het estuarium.

De haven van Haldia is gebouwd om de havens van het 102 km stroomopwaarts gelegen Calcutta te ontlasten van bulkgoederenoverslag [1].

De hoeveelheid te transporteren olie zal in de toekomst de capaciteit van de reeds bestaande en de in aanbouw zijnde steiger overtreffen. Om te voorzien in de benodigde overslag capaciteit zal er een 3^e steiger gebouwd moeten worden.

In dit rapport wordt beschreven hoe het constructief ontwerp van de 3^e oliesteiger in Haldia tot stand komt. Hierbij zal rekening gehouden worden met de omvang van de olietransporten, de afmetingen van olietankers, en de specifieke locatie gebonden omstandigheden.

Op voorhand kan reeds gesteld worden dat door de geringe beschikbaarheid van gegevens alleen een voorlopig ontwerp gemaakt kan worden. Door het produceren van het eerste ontwerp zal wel duidelijk worden op welke punten- en hoe dit in een definitief ontwerp kan worden omgezet.

In hoofdstuk 2 zullen de locatie van de steiger en de omstandigheden waaronder deze moet functioneren beschreven worden. De keuze voor het bouwen van een steiger voor olieoverslag wordt in hoofdstuk 3 gemotiveerd. Het vermelde programma van eisen is afgeleid van de bestaande situatie en de ontwikkelingen ten aanzien van de omvang van het olie-transport en de afmetingen van schepen. Ook zullen in dit hoofdstuk het steiger-systeem en bijbehorende layout van de steiger worden beschreven. In de hoofdstukken 4 tot en met 7 zullen de meest belangrijke constructieve onderdelen behandeld worden. Aan de orde komen de oever- en bodembescherming, de meerstoelen, de bolderstoelen, en de steigerconstructie. Het rapport wordt afgerond met conclusies en aanbevelingen in hoofdstuk 8.

2 SITUATIEBESCHRIJVING

De locatie van de oliesteiger en de omstandigheden waaronder deze dient te functioneren zullen in dit hoofdstuk worden beschreven. Achtereenvolgens komen aan de orde de locatie, grondgegevens, het klimaat, en hydraulische omstandigheden. Mede op basis van gegevens over de situatie waarin de olieoverslag plaats vindt, wordt uiteindelijk de keuze voor het bouwen van een steiger gemotiveerd, zie hoofdstuk 3. In dit hoofdstuk wordt er op de uiteindelijke keuze voor een oliesteiger in plaats van een kademuur of Single Buoy Mooring vooruitgelopen.

2.1 Locatiebeschrijving

In het noordoosten van India ligt de rivier de Hooghly. Deze rivier is een zijtak van de beroemde Ganges en mondt uit in de Baai van Bengalen, zie Figuur 1. De Hooghly verschaft toegang tot de havens van Haldia en Calcutta die 43 en 145 km landinwaarts liggen. De laatste 60 km voor de monding in de Baai vormt de rivier een estuarium met een vrij ingewikkeld systeem van ebeulen, vloedgeulen, zandbanken en eilanden, zie Figuur 2.

Figuur 3 toont de layout van de haven in Haldia met de daaromheen liggende woon- en industriegebieden. De aangevoerde olie is bestemd voor de Indian Oil Corporation en wordt met behulp van pijpleidingen vanaf de oliesteigers naar het terrein van de raffinaderij gepompt.

Aan de oever van het estuarium liggen, stroomopwaarts vanaf de havensluis, de 2^e steiger die in aanbouw is, vervolgens de 1^e steiger die functioneert sinds 1968, de locatie van de 3^e steiger en tenslotte een ponton voor de overslag van olie en olieprodukten op binnenvaartschepen. De hart op hart afstand tussen de 1^e en 3^e oliesteiger en tussen de 3^e steiger en het ponton bedraagt respectievelijk 550 en 325 m. Bij een scheepslengte van 400 m blijft er tussen de schepen nog een ruimte over van 150 m, wat voldoende is voor het manoeuvreren met sleepboten tijdens het aan- en afmeren. Vanwege de beperkte diepgang van schepen zal een dergelijke scheepslengte zelden voorkomen.

Het haventerrein ligt op +6.10 m A.C.D. terwijl de aanleghoogte van kadeconstructies ongeveer +7.30 m A.C.D. is. In de beschikbare gegevens wordt voor het niveau van de weg op de dijk langs de oever een hoogte van +7.30 en +8.00 m A.C.D. genoemd. Het is niet bekend of er een oever- of dijkbekleding aanwezig is. De dieptelijnen in de rivier hebben een grillig verloop en tonen aan dat de geul, Haldia Channel, enkele kilometers stroomopwaarts van het water dood loopt op een zandbank, de Balari Bar. Op de rivier vóór de haven bevinden zich het doorgangskanaal naar Calcutta, manoeuvreergebieden om de sluis en de steigers te benaderen, en ankerplaatsen voor schepen die op hoog water wachten.

Ondanks continue onderhouds-baggerwerk in het verleden werd de Balari Bar steeds groter en ondieper. Een direct gevolg was en is de beperking van de diepgang van schepen die

van en naar de haven van Calcutta varen. Een ander gevolg, met een ernstig effect op langere termijn, was het verminderen van de hoeveelheden water die door Haldia Channel stromen. Hierdoor werd de toegang tot de haven met dichtslibben bedreigd. Met name om dit laatste te voorkomen werd een strekdam vanaf de noordelijke punt van Nayachara Island gebouwd die er voor moet zorgen dat voldoende water in en uit Haldia Channel stroomt. Tevens werden er kribben aan de westkant van het eiland gebouwd om de stroming in de geul dichter langs de haven te geleiden. Deze maatregelen hebben niet tot een onverdeeld succes geleid. Haldia Channel bleef in zijn geheel op ongeveer dezelfde diepte terwijl op diverse plaatsen grote erosie of aanzanding optrad. Uitschuring van de bodem bedreigde de stabiliteit van de 1^e oliesteiger. Het aanbrengen van bodembescherming rond de steiger loste dit probleem op. Wat betreft de waterdiepte boven de Balari Bar verbeterde de situatie niet.

In één van de komende jaren zal er een kanaal over de zandbank gebaggerd worden met een bodemniveau van -4.50 m. B.C.D. Er valt te verwachten dat door de extra hoeveelheid water die door het kanaal zal stromen en die bovendien gericht is op het beschouwde gebied nogmaals uitschuring zal optreden in het gebied van de oliesteigers. Daardoor zullen de huidige dieptelijnen veranderen en moet rekening gehouden worden met een verdieping van de bodem op de plaats van de 3^e oliesteiger.

2.2 Grondgegevens

Grondgegevens zijn van belang voor het ontwerpen van een fundering voor de benodigde constructies. De opbouw van de grond in Haldia en het daarin aanwezige materiaal is in hoge mate beïnvloedt door het ontstaan van een delta. De Hooghly is namelijk de meest westelijke riviertak in de gezamenlijke delta van de Ganges en de Brahmaputra. De bodem in een delta vertoont vaak een gelaagde structuur en het bodemmateriaal bestaat uit fijn tot zeer fijn sediment.

Het eroderen en bezinken van sediment in rivieren of delta's is afhankelijk van optredende stroomsnelheden van water en de afmetingen van het sedimentmateriaal. In delta's zal in het algemeen fijn tot zeer fijn sediment bezinken omdat de optredende stroomsnelheden nabij de uitmonding van de rivier in zee vaak laag zijn.

In het Hooghly estuarium varieert de mediane korrel-diameter, d_{50} , van 0.065 mm. tot 0.1 mm [2].

Specifieke informatie over de korreldiameter van het bodemmateriaal in Haldia wordt gegeven in Figuur 4 met behulp van een zeefkromme. De d_{50} blijkt gelijk te zijn aan 0.065 mm.

Op plaatsen die niet te ver van elkaar verwijderd zijn wordt in de bodem dezelfde opeenvolging van soorten grond en dezelfde laagdikte aangetroffen. Uit gegevens over de grond, verkregen uit grondboringen, valt op te maken dat er 3 karakteristieke lagen aanwezig zijn in het havengebied van Haldia. De eerste laag, tot een diepte van ongeveer -15.0 m B.C.D., vertoont een sterk wisselend patroon van laagjes siltig zand en siltige klei. De tweede laag wordt gevormd

door een homogeen pakket siltig zand met een dikte van ongeveer 13.5 m tot -28.5 m B.C.D. De derde laag bestaat uit siltige klei die stijf tot zeer stijf is. Deze laag ligt tussen -28.5 m en -40.5 m B.C.D.. Nog diepere lagen zijn niet van belang voor het ontwerp van de fundering.

In Figuur 5 zijn de resultaten van een grondboring en een Standard Penetration Test (S.P.T.) vermeld. N-values die volgen uit de S.P.T. kunnen gebruikt worden voor het bepalen van de draagkracht van de grond. Hiertegen bestaan echter grote bezwaren, zie [3].

Waarden voor de conusweerstand, C_w , volgend uit een Cone Penetration Test, zijn wel geschikt voor funderingsberekeningen maar helaas niet beschikbaar. Voornamelijk gebaseerd op de gegevens die de grondboring opleverde zijn conservatieve schattingen gemaakt voor de conusweerstand, hoek van inwendige wrijving ϕ , en het volume gewicht van de grond γ [4]. De resultaten voor de zand- en kleilaag zijn in onderstaande tabel vermeld:

	C_w	ϕ	γ
siltig zand	5-10 N/mm ²	32.5°	20 kN/m ³
siltige klei	5 N/mm ²		

De conusweerstand kan nog enigszins vergeleken worden met de N-values van de S.P.T.

Met behulp van de C_w -waarde en Figuur 6 [3] kan voor iedere grondsoort het kleefgetal f en de kleefweerstand W bepaald worden. Dit resulteert in de volgende waarden:

	C_w	f	W
siltig zand	5 N/mm ²	1.4	0,070 N/mm ²
siltige klei	5 N/mm ²	2.5	0,125 N/mm ²

2.3 Klimaat

Het klimaat in India voldoet aan de definitie tropisch moesson klimaat. Windrichting, neerslag en temperaturen zijn in dit klimaat sterk gebonden aan een bepaalde periode in het jaar. In Tabel 1 worden gegevens gepresenteerd over de hiervoor genoemde zaken [5]. De waarnemingen zijn gedaan op Saugar Island dat ongeveer 40 km stroomafwaarts van Haldia aan de Baai van Bengalen ligt.

2.3.1 Wind

In de maanden April tot en met Augustus komt de wind uit het zuidwesten, terwijl in de maanden November tot en met Februari de noordoostelijke windrichting domineert. In de overgangspannen Maart en September-October komt de wind uit alle richtingen.

Figuur 7 toont een aantal windrozen die gelden voor het meest noordelijke deel van de Baai van Bengalen [4]. Uit deze figuur valt duidelijk op te maken dat wat betreft de combinatie van windkracht en windrichting de zuidwest-moesson periode maatgevend is. Echter, juist in de overgangspannen, met name September-October, ontstaan er zware stormen en cyclonen. Het pad en de uitgeoefende windkracht in cyclonen zijn praktisch onvoorspelbaar.

2.3.2 Regen

De zuidwest-moesson is de natte moesson omdat de wind eerst de zee passeert voordat zij het land bereikt. Vice versa is de noordoost-moesson de droge moesson. Aangezien 85 % van de totale jaarlijkse neerslag in de maanden Juni tot en met September valt is het niet vreemd dat de rivierwaterstanden hoger zijn aan het eind van de natte periode. Deze verhoging bedraagt ongeveer 0.20 m ten opzichte van de gemiddelde waterstand in Haldia en Saugar [2]. Daarentegen is de verlaging aan het eind van de droge periode gelijk aan circa 0.30 m. Deze variaties van de gemiddelde waterstand vallen in het niet bij de getijvariaties, zie §2.4.

2.3.3 Temperatuur

Materialen ondervinden een temperatuurbelasting als grote temperatuurverschillen in een constructie aanwezig zijn. De cijfers in Tabel 1 geven een indicatie van de mogelijke temperatuurverschillen.

2.4 Hydraulische gegevens

Hydraulische fenomenen zoals stroomsnelheid en stroomrichting, wisselende waterstanden door het getij en korte golven bepalen voor een belangrijk deel de omstandigheden waaronder de steiger moet functioneren.

2.4.1 Stroomsnelheid

De gemiddelde afvoer van de Hooghly bedraagt 2500 tot 3000 m³/s in de regenmaanden Juli tot en met September. In het overige deel van het jaar varieert de afvoer tussen 800 en 1000 m³/s. Door deze geringe bovenafvoer domineren getijstromen de situatie in het estuarium.

De stroomsnelheden zijn in het algemeen hoog, met name in de diepere geulen. de absolute waarde varieert met het optredende getijverschil. Morfologische veranderingen en

stroomsnelheden beïnvloeden elkaar wederzijds. In Tabel 2 zijn voor verschillende plaatsen en getijvariatiës de optredende stroomsnelheden vermeld. Omrekening van de stroomsnelheden van het ene getij naar het andere getij gebeurt wel met behulp van $(R/R_m)^{1/2}$, waarin R en R_m respectievelijk het beschouwde- en het gemiddelde getij. Hieruit volgt dat de stroomsnelheid tijdens Springtij 3.5 m/s is.

2.4.2 Getijvariatiës

De hiernavolgende cijfers geven het verschil aan tussen de waterstand bij eb en bij vloed voor enkele karakteristieke getijden:

Getij	Waterstandsverschil in m
Low Neap	1.0
Mean Neap	1.7
Average	3.0 tot 3.3
Mean Spring	4.2
High Spring	5.4

Local Mean Water Level (LMWL) in Haldia ligt op + 3.20 m A.C.D., dus hoog water bij Hoog Springtij bereikt + 5.90 m A.C.D..

De hoogst geregistreeerde waterstand ligt op + 7.06 m A.C.D., terwijl de kadeconstructies in de haven tot een hoogte van + 7.30 m A.C.D. reiken.

2.4.3 Korte golven veroorzaakt door wind

Uit de summier beschikbare gegevens blijkt dat er korte golven voorkomen in het gebied van de oliesteiger met een significante golfhoogte H_m van 0.7 m en een golfperiode T_m gelijk aan 6 s [6,7]. De wind waarbij deze golf optreedt wordt omschreven als krachtig en komt uit zuidelijke richtingen, zie § 2.3.1. Aangenomen wordt dat het gaat om een wind van 6 of 7 Beaufort waarbij een windsnelheid van ongeveer 14 m/s hoort. Bij een Beaufort getal van 12 wordt gesproken van een orkaan, die met enige regelmaat voorkomen in de Baai van Bengalen en waarop een constructie dus berekend moet zijn. Een windsnelheid van 33 m/s zal worden gebruikt om de H_m en T_m tijdens een orkaan of cycloon te berekenen.

De significante golfhoogte en -periode worden bepaald met behulp van een grafiek, zie Figuur 8, die gebaseerd is op de formules van Sverdrup, Munk en Bretschneider [8]. De benodigde gegevens zijn de winddruk-factor U_m , de strijklengte F en de waterdiepte d. Deze zullen achtereenvolgens besproken worden.

De winddruk-factor U_m wordt afgeleid van de maximaal optredende windsnelheid. Zoals hierboven vermeld wordt deze windsnelheid op 33 m/s vastgesteld bij een storm van 12 Beaufort. In de Shore Protection Manual [8] is vermeld hoe, uitgaande van 33 m/s, de U_m van 34 m/s kan worden berekend.

De richting van de strijklengte dient min of meer overeen te komen met de windrichting. In zuidwestelijke

richting vanaf de oliesteigers is een strijklengte aanwezig van 10.5 km. In andere richtingen is de strijklengte korter door de aanwezigheid van land of zandbanken waarop golven breken.

De waterdiepte d is gekoppeld aan de strijklengte. De waterdiepte is afhankelijk van het getij en het gemiddelde bodemniveau. Met een grove schematisatie van het bodemverloop en bij een Hoog Water Hoog Springtij-waterstand is de gemiddelde waterdiepte 12.0 m. Het is gebleken dat de nauwkeurigheid waarmee d bepaald moet worden niet groot hoeft te zijn wat betreft H_m . Voor T_m geldt dat in iets mindere mate.

In Figuur 8 kan worden afgelezen dat:

$$\begin{aligned} H_m &= 1.50 \text{ m} \\ T_m &= 4 \text{ s} \\ t &= 1 \text{ uur} \end{aligned}$$

t is de duur, c.q. de periode die nodig is om het golfveld bij de gegeven windconditie tot ontwikkeling te laten komen. Er kan verondersteld worden dat de storm zeker langer dan één uur zal duren, en dus zal de golfhoogte niet door de duur t beperkt worden.

2.5 Tanker en Steiger

Tijdens het gehele proces, aankomst, overslag en vertrek, dat een tanker doorloopt bij een bezoek aan de oliesteiger in Haldia doen zich een aantal specifieke situaties voor. Deze zijn van grote invloed op het ontwerp van de steiger. Een deel van het genoemde proces zal beschreven worden om aan de hand daarvan de krachten te bepalen die de tanker op de steiger uitoefend. Er zijn twee ontwerpschepen [1] die de volgende kenmerkende afmetingen hebben:

	DWT	L_{pp} in m	B in m	T_m in m
Tankers	10.000	125	18.0	8.0
	85.000	300	36.5	10.7

waarin:

- DWT = Deadweight tonnage
- L_{pp} = lengte tussen de loodlijnen van het schip
- B = breedte van het schip
- T_m = maximale diepgang van het schip

Zie ook Tabel 3 voor meer informatie over de tankers.

2.5.1 Omstandigheden waaronder scheepsmanoeuvres plaatsvinden.

De omstandigheden waaronder scheepsmanoeuvres plaatsvinden worden voornamelijk bepaald door het getij en de bijbehorende stroomsnelheden en in mindere mate door wind en korte golven.

Ongeveer 40 km te zuiden van de riviermonding komt de loods aan boord van de tanker om het schip op een veilige manier naar de haven te brengen. De loods heeft up-to-date informatie over de exacte ligging van de diepere geulen en de ondiepte boven de zandbanken. Het is noodzakelijk dat schepen gebruik maken van de hoogwatergolf om diverse zandbanken te passeren. Het efficiënt benutten van de hoogwatergolf vereist dat de vaarsnelheid van het schip zo geregeld wordt dat het niet te vroeg of te laat bij een zandbank arriveert. De totale afstand naar Haldia is ongeveer 90 km en deze afstand kan precies tijdens één vloedperiode afgelegd worden. Dit houdt in dat de tanker de steiger bereikt als de waterstand ongeveer op LMWL (+ 3.20 m A.C.D.) ligt en dus op het moment dat het horizontale getij, de stroomsnelheid, het grootst is.

Dichtbij het havendok en de steigers zullen sleepboten vast maken aan de tanker om de koers tijdens daarop volgende manoeuvres onder controle te houden. Afhankelijk van de omstandigheden zal de tanker direct worden afgemeerd of zal deze eerst moeten wachten op een ankerplaats. Voordat het afmeren plaats vindt zal de tanker 180° gedraaid worden zodat in noodsituaties meteen in de richting van open zee kan worden gevaren.

De combinatie van hoge stroomsnelheden, wind en golven kan het gebruik van sleepboten verhinderen en dus de manoeuvres onmogelijk maken. In de meeste gevallen zal de combinatie leiden tot afmeren van de tanker onder omstandigheden die als ongunstig moeten worden gekwalificeerd. Er bestaat een aanzienlijke kans op hoge afmeersnelheden.

Nadat de tanker is afgemeerd en de olie wordt overgeslagen zullen er door de eb en vloedstroom, en de wind krachten worden uitgeoefend op de tanker en op de steiger. Aangezien de tanker vastgelegd is aan de steiger zullen er via de scheepshuid en de meerlijnen van de tanker krachten aangrijpen op de steiger.

2.5.2 Afmeerenergie van de tanker

Voor het berekenen van de afmeerenergie E van schepen wordt de formule van Saurin [9] gebruikt, die er als volgt uit ziet:

$$E = \frac{1}{2} m v^2 C_m C_{em} C_{es}$$

waarin :

E	=	kinetische energie	[kNm]
m	=	massa van het schip	[ton]
v	=	afmeersnelheid	[m/s]

C_m	=	coëfficiënt voor de hydrodynamische massa	[-]
C_{ex}	=	excentriciteitscoëfficiënt	[-]
C_{im}	=	relatieve stijfheidscoëfficiënt van het schip	[-]

In het hiernavolgende wordt toegelicht hoe de numerieke waarden van al de variabelen zijn bepaald.

De massa van een geladen of ongeladen schip is gelijk aan de massa van het verplaatste water. In geladen toestand is de massa gelijk aan het Deadweight Tonnage (DWT) van het schip plus de massa van het ongeladen schip. Het DWT van de gekozen ontwerpschepen is bekend, zie § 2.5.1. De massa van het ongeladen schip wordt geschat op 30% van het DWT, ofwel:

$$m = 1.3 \text{ DWT} \quad [\text{ton}]$$

Dit resulteert in een totale scheepsmassa van 110.000 ton en 13.000 ton voor respectievelijk het 85.000 DWT en 10.000 DWT schip.

De afmeersnelheid wordt bepaald met behulp van Figuur 9. De snelheid wordt afgelezen op de horizontale as in cm/s. Uit de beschrijvingen in de vorige paragraaf moet de conclusie worden getrokken dat het afmeren onder moeilijke omstandigheden plaats vindt. De tanker is blootgesteld aan stroming, wind en korte golven en geniet geen enkele beschutting. De waarden in de grafiek die horen bij de juiste tankerafmetingen en de omschrijving 'difficult berthing-sheltered' zijn dan ook naar boven afgerond. Voor de afmeersnelheid van 85.000 DWT en de 10.000 DWT zal respectievelijk 0.20 m/s en 0.45 m/s worden aangehouden.

De hydrodynamische massa is de massa van het water die tegelijkertijd met het schip meebeweegt en die samen met het schip moet worden afgeremd. De hydrodynamische massa is afhankelijk van een aantal parameters, zie bijvoorbeeld [9], waarbij de diepgang van het schip in relatie met de beschikbare kielspeling tot de belangrijkste behoren. De massa van het schip wordt met de coëfficiënt C_m vermenigvuldigd om de totale af te remmen massa in rekening te brengen. Er bestaan diverse berekeningswijzen voor deze coëfficiënt waarvan uitgebreide overzichten worden gegeven in [10] en [11]. Blok en Dekker [10] staven hun conclusies met eigen onderzoek opgezet voor tankers van 200.000 DWT. De waarde voor C_m ligt rond de 2 maar is vanwege de afwijkende tankerafmetingen niet toepasbaar. Het PIANC heeft voor een groot aantal bestaande constructies onderzocht welke C_m -waarde voor het ontwerp gebruikt is en of dit terecht was [11]. Uit deze inventarisatie ontstond het volgende beeld:

$$1.5 < C_m < 1.8$$

$C_m = 1.5$ als de kielspeling onder het schip minstens 0.5 T is; T is de diepgang van het schip.

$C_m = 1.8$ als de kielspeling gelijk is aan 0.1 T.

Tijdens het afmeren is de kielspeling van de 85.000 DWT tanker ongeveer 0.4 T. Interpolatie tussen 1.5 en 1.8 met een kielspeling van 0.4 T levert een C_m -waarde op die gelijk is aan 1.6. Ondanks de grotere kielspeling van een 10.000 DWT tanker zal dezelfde waarde voor C_m worden toegepast.

In het algemeen zal een tanker het meersysteem onder een kleine hoek naderen. Het contactpunt van het schip en het meersysteem zal op enige afstand liggen van het zwaartepunt van het schip. Vanwege de excentriciteit tussen het contactpunt en het zwaartepunt wordt de afmeerenergie, die bij het eerste contact moet worden opgenomen, gereduceerd. Deze reductie wordt in rekening gebracht door C_m , de excentriciteitsfactor die een waarde heeft tussen 0.5 en 1.0

Er kan worden afgeleid [9] dat:

$$C_m = \frac{j^2}{a^2 + j^2} \quad [-]$$

waarin :

j = polaire massatraagheidsstraal [m]
a = afstand tussen het contactpunt en het zwaartepunt [m]

Invullen van 0.25 L en 0.2 L, waarin L de scheeps lengte is, voor respectievelijk j en a resulteert in een excentriciteitsfactor $C_m = 0.6$.

Tijdens de botsing van het schip met het afmeersysteem zullen beide een deformatie ondergaan. De deformatie van het schip bestaat uit een elastische vervorming van de scheepshuid bij het contactpunt en eventueel een geringe buiging van het schip ten opzichte van het contactpunt. Voor de deformatiecoëfficiënt C_m , die hiermee rekening houdt, wordt de waarde 0.9 gekozen.

Substitutie van de numerieke waarden van alle parameters in de formule van Saurin levert een afmeerenergie op van 1900 kNm voor de 85.000 DWT tanker en 1140 kNm voor de 10.000 DWT tanker

2.5.3 Wind en waterkrachten op de afgemeerde tanker

In het horizontale vlak werken er wind- en waterkrachten op de tanker. In het verticale vlak ondergaat de tanker de kracht en beweging van het getij en in feite ook de verandering van de hoeveelheid lading aan boord. Dankzij drukkrachten, tussen scheepshuid en steiger en trekkrachten in de meerlijnen blijft het schip min of meer op zijn positie. De wind- en waterkrachten zijn rechtevenredig met het getroffen oppervlak en het kwadraat van de wind- en stroomsnelheid. Aangezien de 85.000 DWT tanker grotere afmetingen heeft dan de 10.000 DWT tanker zal de eerste als maatgevend worden beschouwd voor het berekenen van de krachten. Overigens zijn het getroffen wind- en het getroffen waterop-

pervlak complementair aan elkaar. In geballaste toestand heeft een tanker het grootste windoppervlak en het kleinste onderwater oppervlak.

De richting waaruit wind en water op de tanker aanvallen heeft met name voor wind invloed op de resulterende krachten. Dit is een gevolg van het feit dat met de richting het getroffen oppervlak, het oppervlak loodrecht op de wind- of stroomrichting, varieert. Daarnaast heeft een tanker de brug op het achterdek en in vele gevallen nog een conventionele 'bulbous bow'. De kracht op de boeg en de steven zijn dus per definitie niet aan elkaar gelijk vanwege de asymmetrie van het getroffen oppervlak.

Wind

Om de krachten ten gevolge van wind te berekenen gebruiken de BSRA [12] en het OCIMF [13] de volgende vereenvoudigde formules:

$$\text{BSRA : } F_w = C_w * 4.81 * 10^{-3} * V_w^2 * A_t$$

waarin :

F_w	=	kracht op het schip	[kN]
C_w	=	$C_{w.a}$, $C_{w.f}$ of C_t , de coëfficiënt waarmee respectievelijk de kracht op de steven, de boeg of de langskracht wordt berekend.	[-]
V_w	=	windsnelheid	[knopen]
A_t	=	oppervlak van het schip boven de waterlijn in de lengterichting	[m ²]

$$\text{OCIMF : } F_{xw} = C_{xw} \left(\frac{\Gamma_w}{7600} \right) * V_w^2 * A_t * 10$$

$$F_{yw} = C_{yw} \left(\frac{\Gamma_w}{7600} \right) * V_w^2 * A_t * 10$$

waarin :

F_{xw}	=	kracht op het schip in de lengterichting	[kN]
F_{yw}	=	kracht loodrecht op het schip	[kN]
C_{xw}	=	coëfficiënt voor het berekenen van F_{xw}	[-]
C_{yw}	=	$C_{yw.a}$ of $C_{yw.f}$ voor het berekenen van de kracht F_{yw} die respectievelijk op de steven of op de boeg werkt	[-]
Γ_w	=	de dichtheid van de lucht bij 20 °C; $\Gamma_w = 0.1248$	
V_w	=	de windsnelheid	[knopen]
A_t	=	oppervlak van het schip boven de waterlijn in de breedterichting.	[m ²]
A_l	=	oppervlak van het schip boven de waterlijn in de lengterichting	[m ²]

De C-coëfficiënten zijn door beide organisaties uit proef-

nemingen in windtunnels bepaald. Als de hoek van inval γ bekend is kunnen de coëfficiënten worden afgelezen in Figuur 10 tot en met 13. Logischerwijs worden de coëfficiënten C_x en C_y groter naarmate de hoek van inval groter wordt en de wind steeds dwars(er) op de tanker staat.

Zoals al eerder gesteld, zie § 2.3, moet wat betreft de combinatie windkracht en windrichting gelet worden op de richting tussen het westen en het zuiden. De juiste oppervlakte moet ingevuld worden in de bovenstaande formules om de windkracht te vinden in de geladen en geballaste toestand van de tanker.

In Tabel 4 en 5 staan de gebruikte hoeken van inval, coëfficiënten en resulterende krachten vermeld. Zoals blijkt bestaat er verschil tussen de waarden van BSRA en het OCIMF. Dit verschil kan verklaard worden uit het feit dat het OCIMF het getroffen oppervlakte uitsplitst in A_1 en A_2 , terwijl de BSRA alleen de A_1 hanteert. De proeven waarmee de OCIMF-coëfficiënten bepaald zijn werden uitgevoerd met 150.000 DWT tankers of groter die bovendien ook nog een bepaalde L/B en B/T verhoudingen hadden. Hieraan voldoet de 85.000 DWT tanker niet. Een middelling van de getallen die met beide methoden gevonden worden levert de gezochte krachten op.

Waterstroom

Voor het berekenen van de krachten die uitgeoefend worden door de vloed- en de ebstroom zijn de volgende formules beschikbaar:

$$\text{BSRA : } F_{wc} = C_{wc} * 4.81 * 10^{-2} * V_{wc}^2 * L_{wl} * T$$

waarin:

F_{wc}	=	kracht uitgeoefend door waterstroom	[kN]
C_{wc}	=	C_{wcx} , C_{wcy} of C_{wc} ; de coëfficiënt waarmee respectievelijk de kracht in lengterichting van het schip, de kracht op de steven en de boeg berekend wordt.	[-]
V_{wc}	=	stroomsnelheid van het water; $V_{wc} = 3.5 \text{ m/s} = 6.8 \text{ knopen}$	[knopen]
L_{wl}	=	lengte van de waterlijn van het schip; gelijkgesteld aan $L=300 \text{ m}$, lengte L_{wp} van het schip	[m]
T	=	diepgang van het schip; $T_{max} = 10.7 \text{ m}$	[m]

Voor ondiep water dient een correctiefactor toe te worden gepast, zie Figuur 14.

$$\text{OCIMF : } F_{wc} = C_{wc} \left(\frac{\Gamma_c}{7600} \right) * 10 * V_{wc}^2 * L_{wp} * T$$

$$F_{yc} = C_{yc} \left(\frac{\Gamma_c}{7600} \right) * 10 * V_{wc}^2 * L_{wp} * T$$

waarin :

F_{xt}	=	kracht uitgeoefend door de waterstroom in lengterichting	[kN]
F_{ycc}	=	kracht uitgeoefend door de waterstroom in de breedterichting van het schip	[kN]
C_{xcc}	=	coëfficiënt voor F_{xcc}	[-]
C_{ycc}	=	C_{ycca} of C_{yccf} waarmee de kracht op respectievelijk de steven en de boeg worden berekend	[-]
Γ_{cc}	=	dichtheid van zeewater bij 20 °C; $\Gamma_{cc} = 104.4 \text{ kgs}^2/\text{m}^4$	[kgs ² /m ⁴]
V_{cc}	=	stroomsnelheid van het water. $V_{cc} = 3.5 \text{ m/s} = 6.8 \text{ knopen}$	[knopen]
L_{pp}	=	lengte van het schip tussen de loodlijnen: $L_{pp} = 300 \text{ m}$	[m]
T	=	diepgang van het schip: $T_{max} = 10.7 \text{ m}$ $T_{min} = 8.0 \text{ m}$	[m] [m]

Bij het vaststellen van de coëfficiënten voor de OCIMF-formule is geïnterpoleerd tussen de verschillende waarden van de ratio tussen de waterdiepte en de diepgang van de tanker.

Analoog aan de C_w -coëfficiënten voor wind zijn ook de C_{cc} -coëfficiënten bepaald door proefmetingen op modellen. Zie Figuur 15 tot en met 18 voor de grafieken waarin de C_{cc} -coëfficiënten kunnen worden afgelezen.

De hoek waaronder de eb- en vloedstromen de tanker raken volgt uit de richting van de stroom en de ligging van de tanker evenwijdig aan de oever. De vloedstroom zal precies op de kop van de tanker staan, dat wil zeggen eveneens evenwijdig aan de oever zijn. De ebstroom komt echter over de Balari Bar en zal de tanker onder een bepaalde hoek raken. Aangezien de ebstroom toch min of meer de geul volgt zal de hoek waaronder de tanker getroffen wordt niet al te groot zijn. Gekeken vanaf de Balari Bar naar het gebied van de olie-steigers zou de hoek ongeveer 30° graden zijn, maar door het afbuigen naar de as van Haldia Channel is een schatting van 10 graden meer reëel.

In Tabel 6 is het resultaat van de berekeningen weergegeven. Het verschil tussen BSRA en OCIMF waarden is groot. Net zoals in het geval voor wind moet opgemerkt worden dat de 85.000 DWT tanker niet voldoet aan de afmetingen en de verhoudingen van de tankers die het OCIMF gebruikte voor de modelproeven. Een andere verklaring zou gelegen kunnen zijn in het feit dat de BSRA en het OCIMF getest hebben met de meest voorkomende stroomsnelheden. De hier ingevoerde snelheid van 3.5 m/s is hoog. Wederom heeft een middelling van getallen plaats gevonden om de definitieve waarden vast te stellen.

Belastinggevallen

De resulterende maatgevende belastinggevallen van wind en water op de tanker, waarmee naderhand dimensioneringsberekeningen zullen worden uitgevoerd, staan afgebeeld in Figuur 19.

2.5.4 Golfbelasting op tankers en steigers

Golven oefenen een dynamische belasting uit op de tanker en de palen van de steiger. Ten gevolge van de golfbelasting op de tanker ondergaat de steiger ook een indirecte dynamische golfbelasting.

Met behulp van de methode van Morison, zie [8], kunnen de krachten en momenten op de palen berekend worden. Deze ontstaan door traagheid en weerstand. De methode stelt eisen aan de verhouding paaldiameter-golflengte wat betreft de toepasbaarheid. Hieraan wordt voldaan. De resultaten van een berekening van een eenheidspaal (een paal met een diameter van 1 meter) tonen aan dat de krachten en momenten dermate klein zijn ten opzichte van andere krachten dat zij buiten beschouwing kunnen worden gelaten.

Met de significante golfperiode tijdens gemiddelde- en stormcondities, zie § 2.4, en de waterdiepte is de golflengte in ondiep water te berekenen [17]. De ratio scheepslengte-golflengte blijkt, zelfs voor de 10.000 DWT tanker, $2\frac{1}{2}$ of groter te zijn. Vreemde slingerbewegingen van het schip bijvoorbeeld het plaatsen op een helling van golftop tot golfdal zijn niet te verwachten. De kracht die door de golven via de tanker op de steiger zou kunnen worden uitgeoefend zal hierdoor verwaarloosbaar zijn.

3 ONTWERP VAN EEN OLIESTEIGER

3.1 Oliesteiger vergeleken met andere overslagfaciliteiten

Voor overzees transport van aardolie en raffinaderijproducten worden tankers gebruikt terwijl voor grotere hoeveelheden te land het transport vaak plaatsvindt met behulp van pijpleidingen. Om de 'koppeling' tussen de tanker en de plaatsvastе pijpleiding tot stand te brengen moet het schip min of meer stil liggen. Kleine bewegingen van het schip zijn in het algemeen niet te verhinderen en zijn geen probleem voor een verbinding bestaande uit beweegbare laad- en losarmen of flexibele buizen.

De tanker ligt min of meer stil, c.q. afgemeerd aan de kademuur, steiger of Single Buoy Mooring (SBM). Deze overslagfaciliteiten zullen met elkaar vergeleken worden ten einde de meest geschikte te kiezen voor de locatie en omstandigheden in Haldia. In een korte beschrijving wordt eerst ingegaan op enkele principiële voor- en nadelen. Daarna wordt met behulp van een keuzetabel waarin enkele grove criteria genoemd zijn de keuze voor een steiger beargumenteerd.

Kademuur

Een kademuur is een verticale scheiding tussen land en water. Op enige uitzonderingen na, bijvoorbeeld korte steigers of vrijstaande caissons, zijn kadeconstructies allemaal grondkerende constructies. Rekening houdend met de diepgang van de tanker, wisselende waterstanden, en enige overhoogte zal de muur circa 20 m grond moeten keren. Dit resulteert zonder meer in de grootste belasting op de kademuur. De benodigde hoeveelheid materiaal zal groot zijn alhoewel dit (sterk) afhankelijk is van het type kadeconstructie.

De kademuur kan in één lijn gebouwd worden met de oever of ver daarbuiten. Tussen deze extremen bestaat een scala van andere mogelijkheden. Wat betreft de uitvoering is constructie van de kade aan de oever een goede oplossing.

Er bestaan bezwaren tegen deze ruimtelijke inpassing van de kademuur in de oever. Het onderwater cunet dat gebaggerd moet worden om voor voldoende waterdiepte vóór de kade te zorgen is groter, ongeveer $7 * 10^5 \text{ m}^3$, vanwege de afstand van de kade en oever tot het diepere riviergedeelte. In stand houden van het cunet vereist regelmatig onderhoudsbaggerwerk en dit beïnvloedt het lange-termijn kosten plaatje nadelig. Een ander bezwaar betreft de benodigde scheepsmanoeuvres. De tanker moet als het ware in een bocht langs de reeds bestaande oliesteiger worden getrokken. Uit de koers lopen van de tanker, bijvoorbeeld door het slippen of breken van een sleepkabel, houdt een risico in voor de 1^{ste} oliesteiger en de daaraan afgemeerde tanker.

Aan de voorgaande bezwaren wordt tegemoet gekomen door de kademuur ver uit de oever te bouwen. Aangezien het om een vrij grote zware constructie gaat zijn problemen te verwachten met de fundering. Fundering moet plaats vinden op grond met een geringe draagkracht. Een draagkracht die bovendien

nog kleiner kan worden door het optreden van erosie en daaruit volgende afschuivingen. Uitvoeringstechnisch is het niet aan te bevelen een kademuur ver uit de oever te bouwen.

Maatregelen die het bouwen van een kademuur ver uit de oever minder problematisch maken leiden al snel tot het ontwerp van een steiger of SBM.

Steigers

Een steigerconstructie is een relatief lichte constructie die bestaat uit een dek dat op palen is gefundeerd. In verticale richting wordt alleen het eigen gewicht en enige veranderlijke verkeersbelasting gedragen. Stootkrachten in het horizontale vlak leveren het grootste probleem op voor de constructie. Speciale aandacht moet daarom besteed worden aan de afmerende- en afgemeerde tanker. In het laatste geval oefenen wind en water via de tanker grote krachten uit op de steiger, zie § 2.5.3. Om deze krachten te beperken, met name die ten gevolge van de waterstroom, dient de tanker evenwijdig aan de oever te worden afgemeerd. Plaatsing van het laadplatform evenwijdig aan tanker en oever, terwijl de aanloopbrug via de kortste weg een verbinding loodrecht op oever en platform vormt, resulteert in de T-steiger. Net zoals bij de reeds bestaande oliesteiger (ook een T-steiger) is inpassing in de ruimtelijke situatie geen probleem, zie Figuur 3. Omdat het om een lichte constructie gaat, vergeleken met een kademuur, is de geringe draagkracht van de grond een minder groot probleem. Bovendien is fundering op dieper gelegen draagkrachtige lagen relatief eenvoudig door het toepassen van langere palen.

Single Buoy mooring (SBM)

De SBM vormt een flexibele verbinding tussen het aardvaste punt op de zeebodem en de bewegende tanker op het zeeoppervlak. Het schip meert af aan de boei en kan daar min of meer vrij omheen bewegen afhankelijk van de wind- en stroomrichting. Dit vereist wel voldoende ruimte en waterdiepte rond de boei is circa drie maal de scheepslengte. Er is dus grofweg een gebied van 1 km² nodig waar voldoende waterdiepte aanwezig is. Daarvoor zal een SBM op enige tientallen kilometers afstand van de haven in Haldia gepositioneerd moeten worden. Bij dergelijke afstanden wordt het leggen van een pijpleiding tussen de aardvaste punten op de zeebodem en op land een zeer kostbare aangelegenheid. Dit geldt zeker voor een pijpleiding in het Hooghly estuarium waar veel erosie en aanzanding voorkomt. Een ander nadeel ligt in het feit dat per SBM slechts 3 leidingen kunnen worden aangesloten. Omdat aardolie en raffinaderijproducten moeten worden overgeslagen zullen er meer dan 3 leidingen en dus meer dan één SBM nodig zijn.

Keuze voor een T-steiger

De onderstaande tabel is gebruikt om een keus te maken uit een kademuur, steiger of SBM. Er zijn 7 hoofdcriteria vermeld waarvan er 3 onderverdeeld zijn in subcriteria. De tabel is ingevuld op basis van de hierboven gegeven beschrijvingen van de mogelijke overslagfaciliteiten.

	Kademuur	Steiger	S.B.M.
1. Ruimtelijke inpassing	0	+	-
2. Operationele inpassing	0	0	--
3. Materiaalverbruik	-	0	0
- belasting	-	0	+
- fundering	-	0	+
- pijpleiding	+	+	--
4. Uitvoering	+	-	0
5. Onderhoud	-	0	-
- constructie	0	0	-
- vaargeul	-	0	0
6. Veiligheid	0	0	0
7. Kosten	-	0	0
- initieel	-	0	+
- onderhoud	-	+	0
	2-	0	4-

Uit deze grove afweging blijkt dat de steiger de meest aangewezen oplossing is voor het overslaan van olie in Haldia.

3.2 Programma van eisen voor de oliesteiger

Er dient een ontwerp te worden gemaakt voor een 3^{de} steiger in Haldia die geschikt moet zijn voor het overslaan van aardolie en raffinaderij-producten.

Deze doelstelling leidt tot het uitvoeren van functie- en procesanalyses. Het resultaat van deze analyses wordt samen met uitgangspunten en randvoorwaarden vertaald in een programma van eisen (pve). Het uiteindelijke ontwerp van de steiger moet voldoen aan de in het programma opgenomen eisen.

Er worden eisen gesteld bijvoorbeeld aan de aanwezigheid van materieel en de afmetingen van constructie-onderdelen.

- kabels, overeenkomend met 2260 kN.
- er zijn 4 bolderstoelen nodig vanwege de afmetingen van de 85.000 DWT tanker.
- op de bolderstoel dienen quick-release hooks aanwezig te zijn voor het bevestigen van de stevenlijnen.

De meer- en bolderstoelen nemen de grootste krachten op die in het horizontale vlak op de steiger worden uitgeoefend. Voor het nemen van de afmeerenergie van de tanker wordt er een flexibele meerstoel-constructie ontworpen. Door elastische vervorming dissipeert de energie.

Als de tanker afgemeerd ligt worden via de tanker en de stevenlijnen krachten op de bolderstoelen uitgeoefend. Om de tanker op zijn positie te houden worden de bolderstoelen als stijve constructies ontworpen. Het aantal stevenlijnen per bolderstoel volgt uit de berekende wind- en stroomkrachten, zie § 2.5.3 en §6.2.

Bodemniveau:

- in het gebied vóór de steiger dient de bodem op -11.50 m B.C.D. te liggen.

In de nabije toekomst zal de haven van Haldia geschikt worden gemaakt voor schepen met een maximale diepgang van 10.7 m. Uitgaande van Mean Lower Low Water Spring op +0.70 m A.C.D., en rekening houdend met de diepgang van het schip en 15% kielspeling dient de bodem op -11.50 m B.C.D. te liggen. Voor het definitieve ontwerp van de steiger moet worden gecontroleerd of nog verdere verdieping van de toegangseuil wordt overwogen of voorspelbaar is, zie [1]. Aanpassing van het bodemniveau en het steiger ontwerp zou daardoor noodzakelijk kunnen zijn.

Oever- en bodembescherming:

- de oever dient stabiel te zijn onder een golfbelasting met significante golfhoogte $H_m=1.5$ m bij High Water High Spring op +5.90 A.C.D..
- bodembescherming dient de inklemingslengte van de meerstoelen en steigerpalen te garanderen.
- de stroomsnelheid waarmee de bodembescherming wordt aangevallen bedraagt 3.5 m/s.

De gegeven belasting van de oever komt voor op het moment dat zeer zware stormen of cyclonen samenvallen met HWHS. De ontwerp stroomsnelheid van 3.5 m/s waarmee de bodembescherming belast wordt is gerelateerd aan stroomsnelheden die tijdens ieder springtij voorkomen.

Op de beschikbare tekeningen is een flauw maar zeer grillig talud weergegeven voor de oever. Alhoewel de afwezigheid van een oeverbescherming niet goed te verklaren valt, wordt hier toch van uitgegaan.

Niveau van de onderkant van de constructie:

- +9.00 m A.C.D..

Om belasting van het steigerdek door golfklappen te voorkomen moet rekening worden gehouden met HWHS, maximale golftop-hoogte wanneer $H_m=1.5$ m, en een 'lucht ventiel' van ongeveer 1 m. Zie Figuur 20 voor de exacte berekening van dit niveau.

Platform:

- horizontale afmetingen $14 * 37$ m².
- verkeersbelasting VOSB-klasse 45.

Op het platform moet voldoende ruimte aanwezig zijn voor de benodigde laad-/losinstallaties, en enig verkeer.

Aanloopbrug:

- lengte 180 m.
- breedte 10 m; 5 m voor het leggen van pijpleidingen en 5 m voor het verkeer naar het platform.

Veiligheids overwegingen hebben de doorslag gegeven voor het bouwen van de aanloopbrug.

Het aanleggen van een onderwaterpijpleiding is te gevaarlijk door omvangrijke erosie en sedimentatie in het estuarium. Bij eventuele calamiteiten biedt de brug een vluchtweg voor het personeel dat zich op het platform bevindt.

Materieel op het platform:

- 5 Chiksan laad-/losinstallaties; 4 m²/installatie.
- 5 pijpleidingen; 1 m²/m³.
- controletoren annex personeelsruimte en materiaal opslag; 50 m².
- laad-/loskraan; 36 m².

Het aantal van 5 laad-/losinstallaties en pijpleidingen is op vrij arbitraire wijze vastgesteld. Vast staat dat de raffinerij ruwe aardolie krijgt aangevoerd en dat er verscheidene olie producten verscheept worden in de tankers. Er is gerekend op 1 ruwe olie-, 1 bunkerolie-, 1 ballastwater- en 2 olieproductleidingen.

Catwalks:

Catwalks kunnen nodig zijn om vanaf het platform toegang te verschaffen tot de meer- en bolderstoelen voor het bedienen van de quick-release hooks. Vaak worden stalen vakwerkbruggen gebruikt die bij te grote overspanningen opgelegd worden op tussensteunpunten. Voor het overbrengen van de van de meerlijnen wordt echter toch een vlet gebruikt waarmee de meer- en bolderstoelen dus ook bereikt kunnen worden. Vanwege de geringe invloed op het totale steiger-ontwerp wordt hier verder niet op ingegaan.

3.3 Layout van de oliesteiger

De layout van de oliesteiger is weergegeven in Figuur 21. In het hiernavolgende wordt nog enige toelichting gegeven op een aantal karakteristieke afmetingen en constructie-onderdelen.

Meerstoelen:

De afstand tussen de achterkant van de meerstoelen en de oever is 195 m. Doordat de meerstoelen een buiging ondergaan tijdens het afmeren van de tanker dient er, tussen de achterkant van de meerstoelpalen en de voorkant van het platform een vrije ruimte van 1.0 m aanwezig te zijn.

De hart op hart afstanden tussen de binnen en buiten meerstoelen zijn respectievelijk 50 en 120 m. Deze afstanden zijn gelijk aan 0.4 maal de scheepslengte L van de grote en de kleine tanker. Bij de bepaling van de excentriciteitscoëfficiënt C_e , zie § 2.5.2, is gesteld dat de afstand tussen het zwaartepunt van de tanker en de meerstoel 0.2L bedraagt. Logischerwijze is de afstand tussen het meerstoelpaar dan 0.4L. De meerstoel bestaat uit een stalen buis met een buitendiameter van 2.70 m. Aan de voorkant van de paal is, symmetrisch ten opzichte van LMWL op +3.20 A.C.D., een stuk staal gelast om de bevestiging van de fenders mogelijk te maken, zie Figuur 22. Op de keuze van de fenders en het fenderschot wordt nader ingegaan in hoofdstuk 5.

Bolderstoel

De krachten in de meerlijnen worden bepaald door de krachten die uitgeoefend worden op de afgemeerde tanker en door de layout van het meerlijnensysteem. Een goed meerlijnensysteem vereist dat de bolderstoelen een bepaalde positie hebben ten opzichte van de afgemeerde tanker. Het OCIMF [14] verstrekt hiervoor een aantal richtlijnen, zie Figuur 23, en deze zijn gebruikt om de plaats van de bolderstoelen te bepalen. De positie van de bolderstoel is direct afhankelijk van de afmetingen van de tanker. In dit geval is de 85.000 DWT tanker maatgevend.

De bolderstoelen lijken op een tafel met schuin staande poten, zie Figuur 24. Op het betonnen tafelblad is ruimte voor quick release hooks en de bediening ervan. De ondersteunende stalen palen staan in een helling van 4:1 en worden voornamelijk op trek en druk belast waardoor de bolderstoel als geheel zeer stijf is.

Platform

Figuur 25 toont de afmetingen en de rangschikking van materieel op het platform.

De laad/losinstallaties dienen zo dicht mogelijk bij de tanker aan de voorkant van het platform te staan.

De kraan is vlak achter de laad/losinstallaties geplaatst ten behoeve van het overbrengen van de aansluitingen op de tanker. Tevens kan de kraan vanuit deze positie

gebruikt worden voor het hijsen van materiaal nabij de materialen opslagruimte.

De controle toren staat aan de voorkant van het platform om een goed overzicht te hebben op het gehele laad- en losproces. Het gebouw van de controletoren is gecombineerd met een kleine personeelsruimte en kleine materiaal opslag. De ruimte die voor personeel en opslag is gereserveerd, is klein omdat het platform via de aanloopbrug gemakkelijk te bereiken of te verlaten is. Aan- of afvoer van mens en materiaal, bijvoorbeeld van of naar de nabij gelegen haven is dus geen probleem.

De pijpleidingen lopen in een zo recht mogelijke lijn naar de aanloopbrug, zodat het aantal toe te passen bochtstukken beperkt blijft. Een drietal leidingen loopt daarom onder de kraan door.

Aanloopbrug

De aanloopbrug heeft een lengte die gelijk is aan de afstand tussen de achterkant van de steiger en de oever, in dit geval 180 m. In verband met aanleg- en constructiehoogte van zowel het platformdek als het brugdek, en het niveau van de dijk op de oever, dient de brug een neerwaartse helling te hebben nabij de oever. Er zal licht (vracht) verkeer voorkomen dus een helling tussen 1:5 en 1:10 is acceptabel. Op het palenplan van platform en aanloopbrug wordt nader ingegaan in hoofdstuk 7.

Oever- en bodembescherming

De oeverbescherming strekt zich uit over een afstand van 85 m vanaf de kruin van de dijk tot iets voorbij de teen van de dijk. Er is een 5 m brede plasberm opgenomen in het talud. In Figuur 21 staan ook de afmetingen weergegeven van de bodembescherming rond/onder de meerstoelen, het platform en de aanloopbrug.

4 OEVER- EN BODEMBESCHERMING

4.1 Functie van oever- en bodembescherming

De functie van een oever- en bodembescherming is het voorkomen van erosie van grondmateriaal door stromend water. Aan de oever leidt erosie tot instabiliteit van de dijk die het achterliggende land tegen overstroming moet beschermen. In de meeste gevallen is een dijkbekleding of oeverbescherming noodzakelijk om te verhinderen dat door golven en waterstroom erosie optreedt. Bodem-erosie rond de palen waarop de steiger is gefundeerd veroorzaakt verlies aan draagkracht van de grond en uiteindelijk het bezwijken van de constructie. Een bodembescherming voorkomt de erosie rond de palen. Het is echter ook mogelijk om de palen te funderen in of op grondlagen waarvan zeker is dat deze niet weg-eroderen. Dit laatste zal leiden tot het gebruik van zwaardere en langere palen. Het aanleggen van een bodembescherming onder en rond de steiger waardoor lichtere palen gebruikt kunnen worden moet worden afgewogen tegen het bouwen van de steiger op grotere palen. Een keuze tussen deze twee oplossingen moet worden gebaseerd op de kosten die ermee gepaard gaan. Deze kosten zijn afhankelijk van de afmetingen van de benodigde bodembescherming en -steigerpalen.

In dit hoofdstuk zal een voorlopig ontwerp voor een oever- en bodembescherming ontwikkeld worden. In volgende hoofdstukken wordt verder ingegaan op de dimensionering van alle benodigde palen.

4.2 Principe ontwerp van de verdedigings-constructie

De verdedigings-constructie voor de oever en de bodem kan op verschillende manieren worden opgebouwd. Het principe waarop de werking berust en de daaraan gekoppelde opbouw hangen nauw samen met het aanwezige bodemmateriaal, de keuze en beschikbaarheid van materialen, en de hydraulische belasting die maatgevend is voor de dimensies van toegepaste materialen. Deze onderwerpen zullen hierna nader aan de orde worden gesteld.

4.2.1 Opbouw van de verdedigings-constructie

Het eroderen van bodemmateriaal wordt veroorzaakt door golven en waterstroming. Een verdedigings-constructie dient het bodemmateriaal op zijn plaats te houden en ondergaat dan zelf de hydraulische belasting. Binnen de constructie zal er een functiesplitsing plaats vinden tussen een filterlaag en een toplaag. De filterlaag voorkomt het uitspoelen van het bodemmateriaal terwijl de toplaag de hydraulische belasting opneemt. De werking van het filter berust op geometrische en/of hydraulische dichtheid.

Geometrisch dicht betekent dat de korreldiameter van het materiaal uit een onderliggende laag te groot is om door de poriën in de bovenliggende laag heen te dringen. In de bovenliggende laag heeft het materiaal een grotere korreldiameter.

Hydraulische dichtheid betekent dat stroomsnelheden in het filter dusdanig gereduceerd worden dat de op de kleinere

korrels uitgeoefende schuifspanningssnelheid te gering is om beweging van het materiaal te veroorzaken.

Een granulair filter bestaat uit meerdere lagen gegra-deerde stenen die oplopen in afmetingen. De toplaag maakt deel uit van het filter. De elementen waaruit het filter is opgebouwd vertonen geen onderlinge samenhang. Om de hydrau-lische belasting te weerstaan is een steendiameter van ongeveer 0.65 m nodig, zie § 4.2.3, terwijl de d_{50} van het bodemmateriaal 0.065 mm is.

Het granulair filter vereist het aanbrengen van een aantal lagen waarvan er diverse bestaan uit materiaal met geringe korreldiameter om het verschil in korreldiameter tussen bodem- en toplaag te overbruggen. De dikte van het filter zal dus groot zijn. Dit vereist veel materiaal dat bovendien aan specifieke eisen betreffende de gradatie moet voldoen. De benodigde steen is niet verkrijgbaar in de omgeving van Haldia.

Tijdens de uitvoering zal er een dieper cunet voor de verdedigings-constructie gegraven moeten worden vanwege de dikte van het totale filter. Tevens zijn problemen te verwachten met het aanbrengen van de fijnere fracties die de hydraulische belasting zonder aanwezigheid van de toplaag niet kunnen weerstaan.

Een filter dat wel onderlinge samenhang vertoont bestaat bijvoorbeeld uit een filterdoek met daar bovenop een steen-bestorting. Het door de toplaag geballaste filterdoek houdt het bodemmateriaal op zijn plaats. Het aanbrengen van het filterdoek vereist een versteviging van het doek met wiepen zodat een soort zinkstuk ontstaat dat door het ballasten met steen wordt afgezonken. Het gevaar bestaat dat tijdens de uitvoering de grote stortsteen het doek beschadigd. Daarom dient er toch een tussenlaag met kleinere stenen toe te worden gepast.

Gelet op de hoeveelheid benodigd materiaal en op de problemen tijdens de uitvoering is het beter filterdoek toe te passen voor de oever- en bodemverdediging in plaats van een granulair filter.

4.2.2 Materiaalkeuze

In theorie kan van ieder onderdeel van de verdedigings-constructie uit een scala van materialen gekozen worden. In de praktijk zijn slechts een gelimiteerd aantal materialen beschikbaar op of nabij de plaats van constructie. De aanvoer en soms import van de benodigde materiaal brengt kosten met zich mee. Om deze kosten te beperken dienen de toe te passen materiaal met zorg te worden gekozen. De verdedigings-constructie is opgebouwd uit een aantal onderdelen en/of materialen die aan verschillende eisen moeten voldoen.

Achtereenvolgens komen het filterdoek, de jutelaag, de wiepen en de steen van de tussen- en toplaag aan de orde. Met het filterdoek c.q. geotextiel, de jutelaag en de wiepen, wordt een mat of zinkstuk geconstrueerd.

Filterdoek

Het filterdoek ligt op het bedmateriaal. De belangrijkste eisen die aan het filterdoek gesteld worden betreffen de zanddichtheid en de waterdoorlatendheid [15].

Het aanwezige zand mag niet door het filterdoek ontsnappen. Daarom dienen de openingen in het doek een afmeting te hebben die in relatie staat tot een karakteristieke diameter van het bedmateriaal. Onderstaande formule kan gebruikt worden:

$$\frac{O_{\varphi_{25}}}{d_{15}} \leq 1.5$$

Waarin:

$O_{\varphi_{25}}$ = de afmeting van openingen in het filterdoek die overeenkomt met de gemiddelde zanddiameter van de fractie waarvan 2% door het geotextiel gaat. [mm]

d_{15} = de diameter van zeefopening die slechts door 15% van de fractie gepasseerd kan worden. [mm]

De factor 1.5 geldt voor een filter dat moet functioneren onder cyclische stroming en waarbij enige schade acceptabel is. Omdat de steiger in een getijdgebied ligt wisselt de stroomrichting door het filter voortdurend en is er dus sprake van cyclische stroming. Het kan worden geaccepteerd dat een kleine hoeveelheid bedmateriaal door het geotextiel kan wegspoelen. De verdedigingsconstructie is flexibel en zal zich enigzins zetten in de ontstane ruimte.

Aangezien d_{15} gelijk is aan 0.04 mm, zie Figuur 4, moet $O_{\varphi_{25}}$ klein of gelijk zijn aan 0.06 mm.

De waterdoorlatendheid van het geotextiel voorkomt het opbouwen van wateroverdrukken op de verdedigingsconstructie of onderdelen daarvan. In het algemeen dient de permeabiliteit van een bovenliggende laag groter te zijn dan die van de onderliggende laag. De volgende eis kan worden gesteld:

$$\Delta h_{\varphi} \leq i_{b1} * T_{\varphi}$$

waarin:

Δh_{φ} = Verval over het geotextiel in proefopstelling, waarbij water met een snelheid van 0.01 m/s door het doek heen sijpelt. [mm]

i_{b1} = verhang in het bedmateriaal bij een snelheid van 0.01 m/s [-]

T_{φ} = dikte van het geotextiel [mm]

Het verhang in het bedmateriaal is afhankelijk van de korrel-diameter. Met behulp van proeven is verband tussen $d_{\varphi 0}/d_{10}$ en i_{b1} , vastgesteld, zie Figuur 26. In de grafiek wordt $i_{b1} = 800$ afgelezen en er wordt aangenomen dat $T_{\varphi} = 2$ mm. Het doek moet nu voldoen aan de permeabiliteitseis dat er minder dan 1.6 m verval nodig is om water met een snelheid van 0.01 m/s door het doek te laten sijpelen.

Omdat $d_{\phi 0}$ gelijk is aan 0.15 mm en dus groter dan de $O_{\phi 0}$ kan het voorkomen dat de openingen van het filterdoek afgesloten worden door zandkorrels. Voor 'blocking' wordt een veiligheidsfactor van 2 toegepast op Δh_{ϕ} . Daardoor moet het verval Δh_{ϕ} over het geotextiel minder dan 0.8 m zijn.

De zanddichtheidseis is de belangrijkste eis. Mocht het zo zijn dat het geotextiel daardoor niet aan de permeabiliteitseis kan voldoen dan dient de bestorting van het doek onder meer op wateroverdrukken te worden gedimensioneerd. Overigens worden ook anderen eisen gesteld aan het geotextiel [15], bijvoorbeeld wat betreft de treksterkte, waarop hier niet verder wordt ingegaan.

Tot slot de opmerking dat het aannemelijk is dat een geotextiel met de beschreven karakteristieken in Calcutta geproduceerd kan worden. Zo niet dan zal het geïmporteerd moeten worden.

Jutelaag

Boven op het geotextiel wordt een jutelaag genaaid. De jutelaag wordt aangebracht om de bevestiging van de wiepen op het geotextiel te vergemakkelijken. Tevens beschermt de jutelaag het geotextiel op het moment dat het stortsteen op de mat wordt gegooid. Deze functies zijn alleen van belang tijdens de uitvoering. De jute zal in de loop van de tijd verweren in het water. Gedacht moet worden aan een praktische laagdikte van enkele millimeters.

Van oudsher staat het noordoosten van India bekend om de productie van jute. De verkrijgbaarheid is dus geen obstakel voor toepassing van het materiaal.

Wiepen

De wiepen hebben twee functies, te weten het verstevigen van het filterdoek en het zorgen voor voldoende drijfvermogen van de mat. De wiepen worden gemaakt van bamboe. De bamboe wordt in bundels op de jutelaag bevestigd in een stramien van 2×2 m². Versteviging van het filterdoek is noodzakelijk omdat de kans bestaat dat het doek omklapt, dubbelslaat of met ongewenste overlappen op de bodem terecht komt tijdens het drijvend transport naar de gewenste locatie of tijdens het afzinken. Om te voorkomen dat de mat te veel verliest van zijn flexibiliteit, en dus aan het vermogen om zich te zetten op de per definitie oneffen bodem, moeten de bamboestengels worden platgeslagen. Als dit niet gebeurt zou een bamboebundel zich min of meer als een stijve balk gedragen.

De bamboestengel heeft een groot drijfvermogen omdat de stengel is opgebouwd uit met lucht gevulde compartimenten. Door het platslaan worden deze compartimenten vernietigd en verliest de bamboe het grootste deel van haar drijfvermogen. Met behulp van de soortelijke dichtheden van geotextiel, jute en bamboe, en de stramienmaat is de omvang van de bundel te berekenen. Bij een stramienmaat van 2×2 m² heeft de wiep een diameter van 0.25 à 0.30 m. Zoals zal blijken worden wiepen met deze afmetingen nog keurig bedekt door de stortsteen uit de tussenlaag.

Bamboe is in India ruimschoots te verkrijgen in iedere gewenste maat.

Steen in de tussen- en top laag

Tussen het filterdoek met jutelaag en grote stenen en de top laag is een laag stenen nodig die een kleinere diameter hebben. De kans op beschadiging van het doek door bestorten met stenen die een grote diameter en soms scherpe randen hebben is aanzienlijk. Tevens wordt door de tussenlaag de belasting vanuit de top laag gelijkmatiger op het doek overgebracht. Verschillen in zettingen zullen kleiner zijn.

Er wordt aanbevolen [15] om voor de tussenlaag een steen te gebruiken waarvan de gradatie kleiner is dan 10/60 kg. In de praktijk is de tussenlaag ongeveer 0.25 m dik. Bij deze laagdikte en een materiaaldichtheid van 2650 kg/m³ of hoger is de laag dan zwaar genoeg om de mat zonder problemen te laten afzinken door deze bestorting.

De steen in de top laag heeft een grote diameter vanwege de golf- en stroomaanval.

Natuur- of mijnsteen is in de nabije omgeving van Haldia niet aanwezig. Oplossingen voor dit probleem zijn het produceren van baksteen of betonblokken waarvoor de grondstoffen wel te verkrijgen zijn, of het aanvoeren van steen uit een veraf gelegen quarry. Hier wordt gekozen voor de eerste oplossing waarbij er vanuit wordt gegaan dat de transportkosten van mijnsteen de totale kosten van de tweede oplossing te nadelig zullen beïnvloeden. Uiteraard dient dit bij het definitieve ontwerp te worden gecontroleerd.

De steen uit de tussenlaag zal bestaan uit bakstenen gemaakt van de ruimschoots aanwezige grondstof klei. Omdat de dichtheid van klei en de baksteen kleiner is dan die van natuursteen dient de tussenlaag dikker te worden uitgevoerd. De dikte van de laag zal nu 0.5 m zijn. De lichaamsdiagonaal van de rechthoekige baksteen moet ongeveer 20 à 25 cm lang zijn. Dit om het verschil in afmetingen van de steen in tussen- en top laag niet al te groot te laten zijn en daarmee de kans op uitspoelen te verkleinen.

De top laag wordt opgebouwd uit betonkubussen. Er wordt van uitgegaan dat het mogelijk is om beton met een dichtheid van 2400 kg/m³ te produceren. Met behulp van deze dichtheid zal in de volgende paragraaf de benodigde steenafmeting bepaald worden.

4.2.3. Dimensionering van de top laag

Voor het dimensioneren van de top laag dient de afmeting van de toe te passen steen te worden bepaald. De steen ondergaat een hydraulische belasting die bestaat uit golfklappen of stroomkracht van het water. De oeverbescherming wordt berekend op de golfbelasting, voor de bodembescherming is de stroomaanval maatgevend.

Oeverbescherming en golfaanval

Onder stormcondities bestaat de belasting op de steen in de top laag uit een golf met H_m en T_m van respectievelijk 1.5 m en 4.0 s, zie § 2.4. De massa van de steen en daarmee samenhangende steendiameter bepalen de sterkte van steen, waarvan afhangt of de golfbelasting kan worden opgenomen.

Met de Hudson-formule kunnen deze parameters berekend worden:

$$D_N > \frac{H_m * (\tan \alpha)^{1/3}}{\Delta * K_D^{1/3}}$$

$$D_N^3 = \frac{M_{50}}{\rho_s}$$

Hierin is:

D_N	=	de nominale diameter van de steen, gelijk aan de ribbe van een kubusvormige steen.	[m]
H_m	=	significante golfhoogte; $H_m = 1.5$ m	[m]
α	=	hoek die het talud van de oever met de horizontale as maakt	[°]
Δ	=	relatieve massadichtheid onder water. ($\rho_s - \rho_w$) / $\rho_w = 1.4$	[-]
ρ_s	=	dichtheid van de steen; $\rho_s = 2400$ kg/m ³	[kg/m ³]
ρ_w	=	dichtheid van water; $\rho_w = 1000$ kg/m ³ (in feite is ρ_w zeewater = 1024 kg/m ³)	[kg/m ³]
K_D	=	schadefactor	[-]
M_{50}	=	de massa van de steen die door 50% van de totale massa wordt overschreden.	[kg]

D_N en M_{50} zullen voor hellingen van 1:3 en 1:6 berekend worden. De schadefactor K_D is afhankelijk van de positie van de steen in de constructie, het al dan niet breken van de golf, en de verhouding tussen de dikte van de top laag en de steendiameter, alsmede van de schade die geaccepteerd wordt.

Wat betreft het eerste en het laatste punt geldt dat de steen van de top tot de steen van de constructie in 2 steenlagen wordt aangebracht. Met behulp van een tweetal formules wordt bekeken of de golven breken [17]:

$$\xi = \tan \alpha \left(\frac{H_s}{L_o} \right)^{1/2}; \quad \xi < 2.3 \text{ voor brekende golven}$$

$$L_o = 1.56 * T_m^2$$

waarin:

ξ	=	de brekerparameter naar Battjes	[-]
L_o	=	de golflengte in diepwater	[m]
T_m	=	significante golfperiode, $T_m = 4$ s	[s]

De golf breekt op beide hellingen. K_D wordt gelijk gesteld aan 2.

De diameter-berekening resulteert in:

	D_w in m	M_{mso} in kg
$\tan \alpha = 1/3$	0.59	492
$\tan \alpha = 1/6$	0.47	246

In § 4.3 wordt nader bekeken onder welke helling de oeverbescherming aangelegd wordt.

Bodembescherming en stroomaanval

Stenen in de toplaag van de bodembescherming ondergaan een belasting door stromend water dat zich met een snelheid van 3.5 m/s voort beweegt. Tijdens Hoog Springtij is de stroomsnelheid maximaal en komt de genoemde snelheid voor aan het wateroppervlak. Hoewel de over de verticaal gemiddelde snelheid dan kleiner is zal 3.5 m/s worden beschouwd als de ontwerpsnelheid. Er zijn diverse formules ontwikkeld voor de bepaling van de steendiameter D. De bekendste zijn die van Shields en Isbash:

$$\text{Shields : } D \geq \frac{\tau}{g(\rho_m - \rho_w)} * \frac{1}{k_{cd}} * \frac{1}{\omega_{cr}}$$

$$\text{Isbash : } D \geq \frac{bu^2}{2 \Delta g} * \frac{1}{k_{cd}}$$

waarin:

τ	=	schuifspanning	[N/m ²]
g	=	zwaartekrachtversnelling, $g = 9.81$	[m/s ²]
k_{cd}	=	reductiecoëfficiënt ten gevolge van een dwarshelling	[-]
		$k_{cd} = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \emptyset}}$	
\emptyset	=	hoek van inwendige wrijving van de stenen; $\emptyset = 45^\circ$	[°]
ω_{cr}	=	kritieke waarde van de Shields-parameter die het begin van beweging aangeeft.	[-]
b	=	stabiliteitsparameter van Isbash	[-]
u	=	de over de verticaal gemiddelde stroomsnelheid; $u = 3.5$ m/s	[m/s]
Δ	=	$(\rho_m - \rho_w) / \rho_w = 1.4$	[-]

De schuifspanning τ in de formule van Shields kan worden samengesteld door het optellen van schuifspanningen ten gevolge van uniforme stroming, korte golven over en horizontale bodem, en schroefstraalstroming [16]. Om τ te bepalen dient echter de Chézy-waarde C of het verhang i in Haldia Channel bekend te zijn of te worden geschat. Hiermee kan u

omgerekend worden naar τ . Nauwkeurig afschatten van C met behulp van :

$$C = 18 \log \left(\frac{12 R}{k_{NI} + \delta/3.5} \right) \quad [m^2/s]$$

waarin :

R	=	de hydraulische straal, hier gelijk aan de waterdiepte	[m]
k_{NI}	=	equivalente zandruwheid volgens Nikuradse	[m]
δ	=	de dikte van visceuze sublaag	[m]

of andere analoge formules leidt niet tot een reële C- en i-waarde. Er zal dus een grove schatting van C gemaakt moeten worden.

Een ander bezwaar tegen het gebruik van de Shields-formule ligt in het feit dat een volledig ontwikkelde grenslaag wordt aangenomen.

Binnen de Isbash-formule fungeert de stabiliteitsparameter b, die in de praktijk gekozen wordt tussen 0.7 en 1.4, als een soort vuilnisbak-coëfficiënt.

Voor b = 0.7 leiden beide formules tot hetzelfde resultaat, een diameter D = 0.31 m. in de praktijk is gebleken dat bij toepassing van de Isbash-formule in geval van sterk turbulente stroming b gelijk moet worden gesteld aan 1.4. In verband met de genoemde bezwaren tegen het gebruik van de Shieldsformule wordt voor de Isbash-formule gekozen. Met b = 1.4 wordt een steendiameter D = 0.62 m gevonden.

4.3 Horizontale afmetingen van de verdedigingsconstructie

Bij het vaststellen van de horizontale afmetingen van de verdedigingsconstructie wordt nogmaals onderscheid gemaakt tussen de oever- en bodembescherming. Per definitie is de oppervlakte die door de oeverbescherming bedekt wordt veel groter omdat deze zich uitstrekt over de gehele oever. De bodembescherming is alleen nodig op die plaatsen waar de palen van de steigerconstructie beschermt moeten worden tegen ontgronding. Er moet goed gelet worden op het ontstaan van ontgrondingskuilen op de plaats waar de verdedigingsconstructie beëindigd wordt.

4.3.1 Oeverbescherming

In Figuur 21 werd reeds het geschematiseerde oeverprofiel op de plaats van de steiger getoond. De benodigde oeververdediging kan ook worden gezien als de bekleding van een zeedijk. Zeedijken worden in het algemeen gebouwd met een flauw buitentalud en vaak wordt een plasberm in het talud opgenomen.

Bij het ontwerpen wordt gestreefd naar kostenminimalisatie onder handhaving van de vereiste veiligheid [18]. Belangrijke kostenposten zijn de benodigde hoeveelheid grond, en de oppervlakte van de noodzakelijke dijkbekleding.

Wat betreft de hoeveelheid grondmateriaal bestaat er een optimum tussen het aanleggen van een hoge dijk met steile taluds en een lage dijk met flauwe taluds. Een plasberm vergt het gebruik van meer grondmateriaal. Hoe flauwer de taluds en hoe groter de plasberm des te groter de dijkoppervlakte die bekleedt moet worden. De voornaamste reden om toch een plasberm op te nemen in het dijkprofiel is gebaseerd op veiligheids-overwegingen. De teen van de dijk bevindt zich onder water en mochten zich op die plaats grote ontgrondingen voordoen dan zal dit te zien zijn aan het afkalven of inzakken van de plasberm. Op het moment dat de beschadiging van de plasberm zichtbaar wordt is er nog voldoende tijd beschikbaar om het dijklichaam te beschermen tegen instabiliteit.

De dijk moet hoog genoeg zijn om het overslaan van water te verhinderen. Er moet rekening worden gehouden met HWHS, golfoploop, windopzet en enige klink van het grondmateriaal. Dit resulteert in een kruinhoogte van + 8.0 m A.C.D..

Het dijkprofiel zal bestaan uit een talud met helling 1:3 boven de plasberm, en een onderwater talud, tot de bodem van de geul op -7.30 m B.C.D. onder helling van 1:6. De helling van 1:3 is gekozen om te besparen op grondmateriaal en oppervlakte voor de dijkbekleding. De plasberm ligt op een hoogte van +2.20 m A.C.D.. Dit niveau ligt ongeveer een halve meter boven gemiddeld laag water. Het onder water aanleggen en bekleden van steile taluds is een lastige zaak en daarom is een helling van 1:6 voor het onderwater talud gekozen. Deze helling blijkt min of meer overeen te komen met het huidige onderwater talud.

In Figuur 27 zijn naast het dijkprofiel ook de in de huidige situatie aanwezige grondsoorten en de bekleding getekend. In de zandlaag zou zich tengevolge van een hoge grondwaterstand of lage waterstand op de rivier een waterdruk op het geotextiel kunnen opbouwen. Het is al eerder opgemerkt dat als het geotextiel niet aan de permeabiliteitseis voldoet en er wateroverdruk op het filter kan ontstaan dit gecompenseerd moet worden door het gewicht van de stortsteen. De bekleding wordt aan de teen van de dijk nog 5 m doorgezet. Dit stuk bekleding zal zich zetten onder invloed van de ontgrondingskuil die zal ontstaan bij de rand van de bekleding. Dit levert geen probleem op voor de mat met steenbestorting. Wat golfaanval betreft zou op het 1:3 talud volstaan kunnen worden met een steen die een D_n van 0.60 m heeft, en voor het 1:6 talud zou dit 0.50 m kunnen zijn. Het flauwe talud bevindt zich onder water en zal daardoor ook door stroming aan worden gevallen. Alhoewel die stroomsnelheid nabij de dijk minder zal zijn dan in het midden van de geul wordt toch de betonsteen met een ribbe van 0.65 m gebruikt die gerelateerd was aan een stroomsnelheid van 3.5 m/s.

4.3.2 Bodembescherming

In § 4.1 is gewezen op de mogelijkheid om de bodem rond steigerpalen niet te beschermen. Hiermee wordt bespaard op bodembescherming maar daar staat tegenover dat langere en zwaardere palen moeten worden toegepast.

Ontgrondingskuilen rond de palen dwingen tot het gebruik van een langere paal omdat deze over een voldoende lengte ingeklemd moet zijn. Omdat de paal langer wordt zijn ook de momentarm van horizontale kracht en de kniklengte van de paal groter waardoor er een zwaardere paal nodig is. Een schatting van de te verwachten kuildiepte is van belang voor het dimensioneren van de paal.

Er zal worden ingegaan op het ontstaan van dit soort ontgrondingskuilen en op de berekening van de maximale diepte. Het ontstaan van de aanzethelling en diepte van de ontgrondingskuilen aan de rand van de bodembescherming zullen ook aan de orde komen. Als gevolg van deze kuil kunnen zich afschuivingen in grond of zettingsvloeiingen voordoen.

Ontgrondingskuilen rond palen

Wanneer palen door water omstroemd worden treedt aan beide zijden een wervelsysteem op, de "wake-vortex" of Von Karman wervels, en vóór de paal de zogenaamde "horse-shoe-vortex", zie Figuur 28. Water duikt aan de voorkant van de paal naar beneden, rolt zich vlak boven de bodem op, en glijdt al roterend vlak boven de bodem aan beide kanten van de paal verder. Deze "horse-shoe-vortex" met zijn roterende waterbeweging veroorzaakt aanzienlijke ontgrondingen.

De wake-vortex wordt veroorzaakt door het periodiek oprollen van instabiele grenslagen langs de paal en vormt wervels met een verticale as. De wervels ontstaan afwisselend aan beide zijden van de paal en bij de geldende hoge Reynolds-getallen is sprake van een instabiele zogstroming achter de paal. De wake-vortex wervels zuigen als het ware het door de horse-shoe-vortex losgewoelde bodemmateriaal op en transporteren het tot ver achter de paal. Als de kuil dieper of breder wordt neemt de diameter van de horse-shoe-vortex toe maar verliest in kracht. In de evenwichtssituatie kan het losgewoelde bodemmateriaal niet meer uit het onderste gedeelte van de kuil omhoog worden getransporteerd. Wel wordt de helling van de kuil achter de paal nog uitgeschuurd en dus steeds flauwer.

Breusers e.a. [19] onderzochten de ontgroning rond pijlers en gaven een uitgebreid overzicht van het werk van andere onderzoekers. De volgende formule wordt voorgesteld voor het bepalen van de maximale evenwichtsdiepte:

$$\frac{d_{em}}{b} = f_1\left(\frac{u}{u_{crit}}\right) * [2 \tanh\left(\frac{h_{em}}{b}\right)] * f_2(\text{vorm}) * f_3\left(\alpha \frac{1}{b}\right)$$

waarin:

d_{em}	=	maximale ontgrondingsdiepte	[m]
b	=	breedte van de pijler, gelijk aan de diameter van de paal	[m]
u	=	gemiddelde ongestoorde stroomsnelheid; $u = 3.5 \text{ m/s}$	[m/s]
u_{crit}	=	stroomsnelheid waarbij het bodemmateriaal in beweging komt, u_{crit} varieert tussen 0.20 en 0.29 m/s	[m/s]

h_m	=	ongestoorde waterdiepte, gelijk aan 10.5 of 14.7 m	[m]
α	=	aanstromingshoek tussen hoofdstroom en de as van de pijlers	[°]
l	=	lengte van het kunstwerk, gelijk aan de diameter van de paal	[m]

De functie f_1 is voor $u/u_{cr} > 1$ gelijk aan de waarde 1. Voor ronde palen zijn ook de functies f_2 en f_3 gelijk aan één. Voor $h_m/b > 2.5$, dit is zeker het geval in de beschouwde situatie, is $\tanh(h_m/b)$ ongeveer 1. Hierdoor reduceert de bovenstaande formule tot:

$$\frac{d_m}{b} = 2$$

Door de definitie van de functie f_1 wordt veronderstelt dat voor stroomsnelheden groter dan u_{cr} de kuildiepte niet meer toeneemt.

De formule geldt voor niet-cohesief materiaal en voor een alleenstaande pijler of paal.

Jain en Fischer deden nader onderzoek naar de kuildiepte bij hoge stroomsnelheden en concludeerden dat hierboven vermelde veronderstelling niet terecht is [20]. Zij komen tot de volgende formules:

$$\frac{d_m}{b} = 1.86 * \sqrt{\frac{h_m}{b}} * (F - F_{cr})^{0.225}$$

$$F = \frac{u}{\sqrt{gh_m}}$$

$$F_{cr} = \frac{u_{cr}}{\sqrt{gh_m}}$$

Hiermee worden dus grotere waarden voor de kuildiepte gevonden. Uit het onderzoek bleek echter dat de kuildiepte overschat wordt voor h_m/b waarden groter dan 2. Zoals reeds eerder opgemerkt is in de beschouwde situatie h_m/b zeker groter dan 2.

Elliott en Baker onderzochten de invloed van de afstand tussen naast elkaar staande pijlers op de ontgrondingskuildiepte [21]. Zij sluiten aan bij het werk van Breusers e.a. en voegen een functie f_4 toe aan de eerder ontwikkelde formule. Hierdoor ontstaat:

$$\frac{d_m}{b} = f_1\left(\frac{u}{u_{cr}}\right) * [2 \tanh\left(\frac{h_m}{b}\right)] * f_2(\text{vorm}) * f_3\left(\alpha \frac{l}{b}\right) * f_4\left(\frac{x}{b}\right)$$

daarnaast wordt f_4 gedefinieerd als:

$$f_4 \left(\frac{x}{B} \right) = 1 + \frac{1.79}{\left[\left(\frac{x}{B} \right) - 1 \right]^{0.675}} \quad \text{voor} \quad \frac{x}{B} < 4$$

$$f_4 \left(\frac{x}{B} \right) = 2.946 - 0.278 \left(\frac{x}{B} \right) \quad \text{voor} \quad 4 < \frac{x}{B} < 7$$

$$f_4 \left(\frac{x}{B} \right) = 1.0 \quad \text{voor} \quad 7 < \frac{x}{B}$$

waarin:

x = de hart op hart afstand tussen de palen [m]

In Tabel 7 is het resultaat weergegeven van berekeningen die uitgevoerd zijn met behulp van de eerder besproken formules en de paaldiameter van toegepaste palen in de constructie. Tot slot wordt hier nog opgemerkt dat de factor tijd niet van betekenis wordt geacht voor de maximale kuildiepte. Dit in tegenstelling tot de ontgrondingskuilen bij de rand van de bodembescherming.

Ontgrondingskuil bij de beëindiging van de bodembescherming

Er ontstaat een zeer turbulente waterstroming door de stenen in de top laag van de bodembescherming. Deze turbulente waterstroom heeft een grote sedimenttransport capaciteit. De stenen worden hierdoor niet in beweging gebracht maar wel het bedmateriaal bij de rand van de bodembescherming. Dit leidt tot uitschuring en het ontstaan van de ontgrondingskuil. De kuil doorloopt een viertal fasen, te weten de aanzet-, ontwikkelings-, stabiliserings-, en evenwichtsfase. Evenwicht wordt bereikt wanneer de materiaal aanvoer gelijk wordt aan de lokale transportcapaciteit van de stroom op ieder punt van de kuil.

Karakteristiek voor het beschrijven van de kuil zijn de aanzethelling, vastgelegd door de hoek β , en de kuildiepte h , zie Figuur 29. De aanwezigheid van een kuil met een steile aanzethelling en/of een grote kuildiepte kan leiden tot afschuiven van een grondmoot of een zettingsvloeiing onder de bekleding. Het moet voorkomen worden dat de gevolgen hiervan zich uitstrekken tot de paal die door de bekleding beschermd wordt.

De aanzethelling bij de rand van de bodembekleding wordt gekarakteriseerd door de hoek β . Hoe steiler de aanzethelling des te groter de kans dat afschuiving van een grondmoot, al dan niet gecombineerd met een zettingsvloeiing optreedt. Zettingsvloeiing komt alleen voor bij losgepakte zandlagen en is afhankelijk van het poriën volume in de zandlaag. Van -15.20 m B.C.D. tot -28.50 m B.C.D. bevindt zich een laag erg

fijn zand in de bodem die zeker op zijn gevoeligheid voor zettingsvloeiing onderzocht moet worden.

Een eerste schatting voor de aanzethelling kan gemaakt worden met [22]:

$$\frac{1}{\tan \beta} = 5.5 * \frac{w}{d_{50}} * \left(\frac{v}{\Delta^2 g^2}\right)^{1/3} * \left(2.5 + \frac{0.75}{\alpha - 1.32}\right)$$

$$w = \frac{1}{18} * \frac{\Delta g}{v} * d_{50}^3 \quad \text{voor } Re = \frac{w * d_{50}}{v} \leq 1$$

waarin:

w	=	valsnelheid	[m]
v	=	kinematische viscositeit; v = 1.05 * 10 ⁻⁶	[m ² /s]
α	=	ontgrondingsparameter	[-]

Voor α=1.5 of 1.8 wordt tan β respectievelijk 3 en 2.

Uit onderzoek blijkt dat aan het resultaat, tan β of β, slechts een kwalitatieve waarde mag worden gehecht. In de beschouwende situatie mag worden gesproken van betrekkelijk steile hellingen.

Er is voor de tweedimensionale situatie in een getijgebied een tweetal formules gevonden die een relatie leggen tussen de kuildiepte en de tijd t₁, zie [16]:

$$\frac{h_{max}(t)}{h_0(t)} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^{0.4}$$

$$t_1 = \frac{330 * \Delta^{1.7} * h_0(t)}{\frac{1}{T} \int_{T2}^{T1} \frac{[\alpha u(t) - u_{crit}]^{4.33}}{h_0(t)} dt}$$

waarin :

h _{max} (t)	=	maximale ontgrondingsdiepte op het tijdstip t	[m]
h ₀ (t)	=	oorspronkelijk waterdiepte met getij-variantie	[m]
t	=	tijd	[uur]
t ₁	=	tijd waarin h _{max} = h ₀ wordt	[uur]
	=	relatieve dichtheid van het bedmateriaal onder water	[-]
u(t)	=	over de verticaal gemiddelde stroomsnelheid die afhankelijk is van het getij	[m/s]

α	=	coëfficiënt afhankelijk van onder andere de geometrie van constructie en waterloop	[-]
u_{crit}	=	kritische stroomsnelheid waarbij het bodemmateriaal in beweging komt	[m/s]
T	=	duur van de getijperiode q	[uur]
T_1	=	tijdstip waarop [$\alpha u(t) - u_{crit}$] positief wordt	[uur]
T_2	=	tijdstip waarop [$\alpha u(t) - u_{crit}$] negatief wordt	[uur]

De hier gegeven relaties gelden voor een bodem die aanvankelijk horizontaal was, gaan uit van praktisch uniform loskorrelig materiaal en het ontbreken van bovenstreams sedimenttransport. Dit laatste is niet reëel omdat de sedimentconcentratie in het Hooghly estuarium juist zeer hoog is. Daardoor zal de berekende h_{max} in werkelijkheid zeker kleiner zijn.

Het probleem bij gebruik van bovenstaande formules is gelegen in het feit dat voor oneindig grote t de h_{max} ook oneindig wordt terwijl dit natuurlijk fysisch onmogelijk is. De formules gelden dan ook alleen voor de ontwikkelingsfase. De coëfficiënt α wordt bepaald met behulp van Figuur 30. Voordat de gepresenteerde grafiek gebruikt kan worden is een schatting nodig van de lengte van de bodembescherming.

In Figuur 31 staat aangegeven wat de relatie tussen de lengte van de bodembescherming, β en h_{max} is. Het probleem is dat zowel β en h_{max} onbekend zijn. Dit probleem vergt een praktische benadering om in verschillende ontwerpstadia tot een oplossing te komen:

- huidig ontwerpstadium:

- kies een praktische lengte voor de bekleding
- bepaal α en u bij gemiddeld getij, en bereken t_1
- beoordeel op grond van t_1 of er voldoende tijd beschikbaar is om extra bodembekleding aan te brengen als dit nodig mocht zijn.

- volgend ontwerpstadium:

- voer een uitgebreid grondonderzoek uit, meet stroomsnelheden en bepaal het sedimenttransport
- doe modelproeven met name om h_{max} te bepalen echter ook om een betere indicatie voór de aanzehelling te verkrijgen.

- uitvoerstadium:

- leg de mat neer
- meet in de dagen na het plaatsen van een mat op de bodem hoe de aanzehelling en de kuildiepte zich ontwikkelen
- leg extra bodembescherming aan als blijkt dat de aanzehelling en kuildiepte zich excessief ontwikkelen

In het huidige ontwerpstadium wordt geschat dat de bekleding vanaf de palen onder de aanloopbrug 20 m lang is, terwijl deze afstand 30 m is voor de bekleding rond de meerstoelen. Het blijkt dat de 50 m lange bekleding (in stroomrichting) leidt tot een $\alpha=1.8$ en met de aanwezige diepte onder de aanloopbrug $h_b = 10.7$ m resulteert in $t_1 = 265$ uur of 11 dagen.

Een periode van 11 dagen is kort wanneer het gaat om het aanbrengen van extra bodembekleding. Uit de grondgegevens, § 2.2, en de layout, § 3.3, volgt dat beneden -7.30 B.C.D. een ongeveer 8 m dikke kleilaag aanwezig is. Dit is cohesief materiaal terwijl voor de berekening is uitgegaan van loskorrelig zand. Er wordt aangenomen dat door de cohesiviteit van de klei de periode t_1 in ieder geval voldoende verlengd wordt voor het treffen van maatregelen. In de modelproeven zou zelfs kunnen blijken dat kleilaag dermate sterk is dat helemaal geen bekleding nodig is. Overigens wordt duidelijk uit onderzoek dat de kritische schuifspanning uitgeoefend door het water op de klei vele malen lager is dan de cohesie [22].

Voor de bekleding onder het platform en rond de meerstoelen, waar inderdaad een zandlaag aanwezig is, is $h_0 = 14.7$ m, wordt een 190 m lange bekleding gelegd (in stroomrichting) waardoor $\alpha=1.5$, en is het resultaat voor $t_1=1138$ uur of 47 dagen. Ook deze periode zal lang genoeg zijn voor het treffen van maatregelen.

In Figuur 21 waren, vooruitlopend op de in dit hoofdstuk besproken onderwerpen, de afmetingen van de bodembescherming al aangegeven. Vanaf de meerstoelen in de richting van de oever zal de bodembekleding onder een helling van 1:6 omhoog lopen tot -7.30 B.C.D.. Vóór de meerstoel, daar waar de tanker afgemeerd is, loopt de bekleding over een afstand van 20 m horizontaal terwijl de laatste 10 m weer onder een helling van 1:6 ligt. In stroomrichting zal deze bekleding over 170 m horizontaal liggen en aan de 10 m brede randen naar beneden lopen onder 1:6. De bovenkant van de bekleding op het horizontale gedeelte bevindt zich op -11.50 m B.C.D.

De bekleding onder de aanloopbrug zal, in stroomrichting, over 30 m horizontaal zijn. De 10 m lange randen lopen ook hier weer onder 1:6 naar beneden. In dwarsrichting dient deze bekleding aan te sluiten op de oeverbescherming en op de bekleding onder en rond het platform en de meerstoelen. De bovenkant van de bekleding op het horizontale gedeelte ligt hier op -7.30 m B.C.D..

4.4 Uitvoering

De oever en bodembescherming wordt aangelegd voordat de steigerconstructie wordt gebouwd. Daarom moeten de palen door de bescherming heen worden geprikt. De steen op de plaats van een paal zal eerst verwijderd moeten worden waarna een gat in het filterdoek moet worden gemaakt. Vervolgens kan de paal geheid worden. Eén en ander kan de inzet van duikers vereisen.

Het alternatief om eerst de palen te heien en daarna de bekleding er omheen aan te leggen is minder aantrekkelijk. Door de aanwezigheid van de palen is het manoeuvreren met matten zeer lastig. De matten zullen in dit alternatief kleiner moeten zijn en het is daardoor maar de vraag of direct onder en rond de meerstoelen, platform en aanloopbrug überhaupt matten moeten worden toegepast of dat beter voor een ander soort bodembescherming gekozen kan worden. Een ander bezwaar tegen dit alternatief is dat rond de palen

direct ontgrondingskuilen ontstaan die eerst weer op moeten worden gevuld. Wat de effecten hiervan zijn op de inklemingslengte van de palen is onbekend.

De matten waarmee de oever- en bodembescherming worden opgebouwd hebben een breedte van 30 m en een lengte die 50 à 60 m is. De breedte van de mat vloeit voort uit de lengte van de stortbakken van waaruit de stortsteen op de mat wordt gegooid. Figuur 21 toont het matten patroon. Alleen de matten die vanaf de kruin van de dijk lopen kunnen in zijn geheel 'in den droge' worden aangelegd. Alle andere matten worden wel in den droge gebouwd maar worden drijvend naar hun juiste positie gebracht. Bij de 3^{de} steiger moet er een bouwplaats voor de matten worden ingericht die af en toe onder water kan worden gezet. Vlak bij deze bouwplaats zal ook de fabricage van de baksteen en betonkubussen ter hand worden genomen.

Het afzinken van de matten moet gebeuren in perioden waarin de stroomsnelheden in Haldia Channel laag zijn, dat wil zeggen lager dan gemiddeld. Het eind van de droge moesson-periode zou hiervoor geschikt kunnen zijn. Voor het afzinken van de matten zijn een aantal vaartuigen nodig. De mat wordt van de bouwplaats door een sleepboot naar de plaats van afzinken getrokken. De meeste vaartuigen zijn bakken gevuld met de stortsteen waarmee de mat wordt afgezonken en de steen uit de toplaag om het geheel af te dekken.

In verband met het ontstaan van ontgrondingskuilen aan de randen van de matten dienen er altijd in ruime mate materialen en materieel in reserve te worden gehouden. In de uitvoeringsfase zal dit geen probleem zijn.

5 MEERSTOEL

5.1 Principe ontwerp van de meerstoel

De belangrijkste functie van de meerstoel is het opnemen van de energie van de afmerende tanker. Het afmeren gaat gepaard met een stootbelasting waarvoor de steigerconstructie moet worden behoed. De afmeerenergie dissipeert door de optredende kracht arbeid te laten verrichten. Hiervoor kan de elastische vervormingscapaciteit van materialen gebruikt worden. Plastisch vervormen leidt tot te grote en blijvende vormveranderingen waardoor de constructie onbruikbaar wordt. Er moet een flexibele constructie ontworpen worden die zich zonder al te grote vervormingen toch als een "veer" gedraagt. Bij steigerconstructies bestaat de meerstoel vaak uit een in de grond ingeklemde paal waarop fenders bevestigd zijn. Rond de meerstoel dient een bodembekleding te worden aangelegd om te zorgen voor de benodigde inklemningslengte.

Door de eisen die aan de meerstoel gesteld worden ligt het gebruik van materialen met verschillende specifieke eigenschappen voor de hand. Staal is geschikt om de grote kracht die door de paal op moet worden genomen over te brengen op de grond. Het materiaal is elastisch en zal door vervorming bijdragen aan de energieabsorptie. Om de afmeting van de paal zo veel mogelijk te beperken wordt de staal-kwaliteit Fe 510 gebruikt. Het zal blijken dat de dimensies van de meerstoelpaal dermate groot zijn dat deze speciaal gemaakt moet worden door de staalfabrikant. Rubber staat bekend om zijn grote energieabsorptie-capaciteit en het materiaal wordt vaak toegepast in fenderconstructies. De meerstoel zal dus worden opgebouwd uit stalen palen en rubber fenders. In Figuur 22 zijn twee ontwerpen voor de meerstoel geschetst.

De alternatieven moeten met elkaar vergeleken worden wat betreft het benodigde materiaal en -materieel, en het aantal noodzakelijke handelingen tijdens de uitvoering. Voor alternatief a blijkt minder staal en meer rubber nodig te zijn. In verband met de prijs van materialen is het eerste belangrijker dan het laatste, en dus in het voordeel van alternatief a. De grote paal heeft een diameter van 2.7 m en een lengte van 35 m. De kleinere palen in alternatief b hebben een diameter van 2 m en dezelfde lengte. Wat betreft de afmetingen van het materieel maakt het dus niet veel uit welke paal gekozen wordt. De palen zullen in segmenten worden aan gevoerd en tijdens de uitvoering, c.q. het heien, op elkaar gelast worden. In alternatief b is het aantal delen twee maal zo groot aangezien het om dezelfde lengte gaat. een ander nadeel van alternatief b is dat er een koppeling tussen de twee palen moet worden aangebracht. Deze koppeling en de opbouw met twee palen maken het mechanische model van de meerstoel in alternatief b een stuk gecompliceerder. Het belangrijkste argument om te kiezen voor alternatief a is de prijs van de paal. Dit ontwerp van de meerstoel zal verder worden uitgewerkt.

5.2 Belastingen op de meerstoel

Op de meerstoel worden belastingen uitgeoefend door, de afmerende tanker, wind en water via de afgemeerde tanker, wind, water en golven die direct op de paal werken, en het eigen gewicht. De directe wind-, water-, en golfbelasting op de paal en het eigen gewicht blijken in het niet te vallen bij de belastingen door de afmerende en afgemeerde tanker. Deze zullen daarom verwaarloosd worden in hierna volgende berekeningen. De berekende afmeerenergie, zie § 2.5.2. vormt het startpunt voor de dimensionering van de meerstoel. Energie is een scalaire grootte en niet aan een richting gebonden. De kracht die optreedt is een vectoriële grootte en dus wel aan een richting gebonden. De kracht zal een normaal- en een langscomponent hebben. Voor de dimensioneringsberekeningen zal worden aangenomen dat de langscomponent een wrijvingskracht is, veroorzaakt door de normaalkracht en te berekenen met een wrijvingscoëfficiënten. Voor staal op hout, respectievelijk van de scheepshuid en fenderschot, geldt een wrijvingscoëfficiënt van 0.5 als de materialen droog zijn. Aangezien het fenderschot nat is wordt $\mu = 0.2$ gebruikt in plaats van 0.5. Bij het afmeren wordt er een kort durende stootbelasting uitgeoefend op de meerstoel waarvoor geen veiligheidscoëfficiënt in rekening wordt gebracht.

Na dimensionering van de meerstoel op de afmeerenergie kan deze gecontroleerd worden op zijn sterkte onder belasting van de afgemeerde tanker. Door wind en water ondergaat de tanker een belasting in dwars- en langsrichting. De krachten dwars op de tanker resulteren in een drukkracht direct op de meerstoelen of een trekkracht op de bolderstoelen via de stevenlijnen. De kracht in langsrichting wordt via springlijnen overgebracht op de meerstoelen. De meerstoelen worden dus belast door druk en trekkrachten. Het meersysteem dat bestaat uit meer-, bolderstoelen en meerlijnen is opgebouwd uit onderdelen met verschillende stijfheden. Het mechanisch model dat dit systeem weergeeft is vrij complex door zijn meervoudige statisch onbepaaldheid. Bezijken van een onderdeel kan, afhankelijk van de herverdeling van krachten, worden opgenomen door de overige onderdelen of een ritssluiting-effect hebben waardoor de gehele constructie faalt.

In latere ontwerpstadia zullen berekeningen met behulp van een computer nodig zijn om de exacte krachtenverdeling vast te stellen. Alleen op grond van die berekening kan worden beoordeeld of het systeem voldoende veilig is.

Bij inspectie van de belastingsgevallen 2 en 3, zie § 2.5.3, valt op dat de kracht in dwarsrichting die werkt op het achterschip circa 4 maal groter is dan die op het voorschip. Zonder de krachtenverdeling precies te kennen kan toch worden verondersteld dat de meerstoelen bij het achterschip zwaar door deze asymmetrische kracht zullen worden belast. Hierbij moet de niet onaanzienlijke belasting door de springlijn nog worden opgeteld. Op basis van deze overwegingen is het wenselijk om toch de sterkte van de meerstoel te controleren met een handberekening. Hoewel dit alleen mogelijk is door het werkelijke mechanische model te vereenvoudigen leveren de uitkomsten voldoende resultaat op

om een oordeel te vellen over de veiligheid van de meerstoel tegen bezwijken.

De methode van virtuele arbeid zal gebruikt worden om met de handberekening de krachten op de meerstoel in y-richting uit te rekenen, zie Figuur 32 en 33. De belangrijkste aanname betreft het punt op de boeg waaromheen de tanker zal roteren. Dit punt zal tussen C en D liggen en de berekening wordt uitgevoerd voor de beide extremen. Hierbij moet rekening worden gehouden met een verplaatsing in y-richting van dit punt waardoor het mogelijk is dat slechts 3 meerstoelen worden belast. Beide situaties, 3 of 4 meerstoelen die belast worden, moeten worden bekeken. De reactiekracht om het rotatiepunt is van belang voor de belasting die werkt op de bolderstoelen, zie § 6.2. Herhaalde berekeningen tonen aan dat de preciese ligging van het aangrijpingspunt van de wind- en waterkrachten op de tanker niet veel invloed heeft op de uitkomsten van de berekening. De berekening wordt uitgevoerd voor belastingsgeval 3, zie Figuur 19 en § 2.5.3. Hierin is de kracht in x-richting, in de springlijnen, maximaal. Een maximale kracht in de springlijn die aangrijpt bovenop de meerstoel (= + 10.00 m A.C.D.) levert een grotere belasting op dan een maximale kracht op de fender in x-richting (op + 3.20 m A.C.D.) Dit wordt veroorzaakt door de langere momentarm.

5.3 Dimensionering van de meerstoel

De meerstoel bestaat uit een in de grond ingeklemde stalen paal met daarop gemonteerd 2 cylinder fenders, een fenderschot en er bovenop de quick-release hooks.

Achtereenvolgens worden de paal en fenders gedimensioneerd op het opnemen van de afmeerenergie, de wrijvingskracht in langsrichting, en de belasting wanneer het schip afgemeerd is. Vervolgens wordt de inklemmingslengte van de paal berekend.

Afmeerenergie

De afmeerenergie E is gelijk aan 1900 kNm. Er worden een paal en rubber fenders gekozen en er wordt berekend hoeveel energie de samengestelde constructie kan opnemen.

Kies een paal met een buitendiameter, D_u , en binnendiameter, D_i , respectievelijk gelijk aan 2.70 m en 2.56 m. De wanddikte van de paal is dus 70 mm. Het staal dat gebruikt wordt is van de kwaliteit Fe 510 met:

$$\begin{aligned} \text{vloeispanning} & : \sigma_e = 360 * 10^3 \text{ kN/m}^2 \\ \text{elasticiteitsmodulus} & : E = 210 * 10^6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

De volgende grootheden kunnen bepaald worden:

$$\begin{aligned} \text{Weerstandsmoment} & : W = 0.371 \text{ m}^3 \\ \text{Traagheidsmoment} & : I = 0.500 \text{ m}^4 \\ \text{Oppervlak} & : A = 0.578 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Vermenigvuldiging van de vloeispanning met het weerstandsmoment resulteert in het maximale moment, M_{\max} waarmee de paal belast kan worden:

$$M_{\max} = \sigma_{\text{el}} * W = 133560 \text{ kNm}$$

In de allereerste berekeningen is de fictieve inklemming-lengte L_i geschat. Naderhand toonde een berekening met behulp van de methode Blum aan dat $L_i = 27 \text{ m}$. Nu volgt:

$$\text{paalstijfheid} : k_{\text{pa}} = \frac{3EI}{L_i^3} = 16.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{paalkracht} : F_{\text{pa}} = \frac{M_{\max}}{L_i} = 4947 \text{ kN}$$

De hier berekende F_{pa} is gerelateerd aan een kracht die aangrijpt op + 3.20 A.C.D.

Kies een rubber cilindrische fender van Vredestein. In een brochure staan de volgende gegevens van de Vredestein Gigant 80 vermeld:

buitendiameter :	$D_{\text{u}} = 1800 \text{ mm}$
binnendiameter :	$D_{\text{i}} = 900 \text{ mm}$
lengte cylinder:	$l_{\text{c}} = 2250 \text{ mm}$
fender-kracht :	$F_{\text{f}} = 1960 \text{ kN}$

De kracht F_{f} is gerelateerd aan een vervorming van de fender $\delta_{\text{f}} = 900 \text{ mm} (=D_{\text{i}})$. Wanneer de kracht in de fender lineair toeneemt met een grotere vervorming δ in de fender volgt:

$$\text{fender-stijfheid} : k_{\text{f}} = \frac{F_{\text{f}}}{\delta_{\text{f}}} = \frac{1960}{0.9} = 2178 \text{ kN/m}$$

Voor de samengestelde constructie die bestaat uit 1 paal en 2 fenders kan nu berekend worden dat:

$$\text{totale stijfheid: } k_{\text{t}} = \frac{k_{\text{pa}} * k_{\text{2f}}}{k_{\text{pa}} + k_{\text{2f}}} = 3630 \text{ kN/m}$$

Aangezien de kracht $F_{\text{2f}} = 3920 \text{ kN}$ kleiner is dan de kracht F_{pa} is deze maatgevend voor de energie die de meerstoel kan opnemen:

$$\text{vervorming meerstoel} : \delta = \frac{F_{\text{2f}}}{k_{\text{t}}} = 1.08 \text{ m}$$

$$\text{opneembare energie} : E = \frac{1}{2} * F_{\text{2f}} * \delta = 2116 \text{ kNm}$$

Bij gebruik van de laatste formule is de massa van de weerstand verwaarloosd ten opzichte van de massa van het schip. Deze combinatie van paal en fenders kan de afmeer-energie dus opnemen.

Aangezien de wanddikte w_d van de paal 70 mm is voldoet deze aan de eis [23] die met betrekking tot plooi gesteld wordt:

$$\frac{D_1}{w_d} < 67 \text{ voor Fe 510}$$

Fenderschot

Het fenderschot moet er voor zorgen dat de scheepshuid niet een te veel geconcentreerde last moet overdragen. Voor de maximale druk op de scheepshuid wordt 200 kN/m² aangehouden. Om het oppervlak van het fenderschot te bepalen dient de kracht tijdens het afmeren bekend te zijn. Deze kracht kan berekend worden met :

$$F_{\text{a}} = \sqrt{2 * E_{\text{a}} * k_{\text{t}}}$$

waarin :

F_{a}	=	kracht tijdens het afmeren; $F_{\text{a}} = 3715 \text{ kN}$	[kN]
E_{a}	=	afmeerenergie van de tanker. $E = 1900 \text{ kNm}$	[kNm]
k_{t}	=	totale stijfheid van de meerstoel, $k_{\text{t}} = 3630 \text{ kN/m}$	[kN/m]

nu moet :

$$A_{\text{f}} \geq \frac{F_{\text{a}}}{200}$$

waarin:

A_{f}	=	oppervlak van fenderschot	[m ²]
----------------	---	---------------------------	-------------------

Met $F_{\text{a}} = 3715 \text{ kN}$ moet A_{f} groter zijn dan 18.6 m². Een schot van 2.5 * 7.5 m² voldoet hieraan. De boven- en onderkant van het schot kunnen worden opgevat als ingeklemde liggertjes belast met 200 kN/m². Het optredende buigende moment bepaald de dikte van het fenderschot. Een schot met een dikte van 0.35 m kan het veroorzaakte moment opnemen.

Wrijvingskracht

De wrijvingskracht F_{w} kan worden gevonden door F met de wrijvingscoëfficiënt $\mu = 0.2$ te vermenigvuldigen. Met $F_{\text{a}} = 3715 \text{ kN}$ resulteert dit in $F_{\text{w}} = 743 \text{ kN}$.

F_{a} en F_{w} werken in verschillende richtingen en veroorzaken een buigend moment M , zie [24], en buigspanningen σ_{b} in de paal:

$$M = \sqrt{(F_{\text{w}} * L_{\text{t}, \text{K}})^2 + (F_{\text{a}} * L_{\text{t}, \text{V}})^2} = 102291 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{b}} = \frac{M}{W} = 276 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

F_w heeft een momentarm in het horizontale vlak ten opzichte van het hart van de paal en veroorzaakt dus een wringend moment:

$$M_w = F_w * l$$

waarin :

M_w	=	wringend moment; $M_w = 1932$ kNm	[kNm]
F_w	=	wrijvingskracht; $F_w = 743$ Kn	[kN]
l	=	de afstand tussen de voorkant van het fenderschot en het hart van de paal wanneer de fender ingedrukt is door F_w ; $l=2.6$ m	[m]

De schuifspanning τ in de paal tengevolge van het wringend moment is gelijk aan:

$$\tau = \frac{M_w}{2W} = 5 * 10^{-3} \text{ kN/m}^2$$

De buig- en schuifspanning worden gecombineerd met de formule van Huber-Hencky:

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b)^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_e$$

De berekende spanning blijkt ruimschoots aan deze eis te voldoen.

Krachten op de meerstoel wanneer de tanker afgemeerd is

Met een handberekening, zie § 5.2 zijn de krachten op de meerstoel bepaald wanneer de tanker tegen de steiger aan wordt gedrukt. De controle op de sterkte van de meerstoel vindt plaats met:

$$M_{tot} = \sqrt{(M_x)^2 + (M_y)^2} \leq M_{max}$$

$$M_x = F_x * L_{d,x}$$

$$M_y = F_y * L_{d,y}$$

hierin in:

M_x	=	moment op de meerstoel om de x-as	[kNm]
M_y	=	moment op de meerstoel om de y-as	[kNm]
F_x	=	kracht op de meerstoel door de springlijn in x-richting	[kN]
F_y	=	drukkraft op de meerstoel in y-richting	[kN]
$L_{d,x}$	=	fictieve inklemningslengte vanaf de quick-release-hooks bovenop de meerstoel; $L_{d,x} = 34$ m	[m]
$L_{d,y}$	=	fictieve inklemningslengte vanaf het hart van de fenderconstructie; $L_{d,y} = 27$ m	[m]
M_{max}	=	maximale buigende moment in de meerstoelpaal	[kNm]
		$M_{max} = 133560$ kNm	

Er wordt uitgegaan van de ongunstigste belastingscombinatie. Dit betekent dat $F_x=2600$ kN. Hiermee wordt verondersteld dat

slechts één meerstoel de gehele belasting in x-richting opneemt. Dit zal het geval zijn wanneer de springlijnen op de ene meerstoel beter onder spanning worden gehouden dan de lijnen op de andere meerstoel. In y-richting is de kracht het grootst wanneer slechts 3 meerstoelen de belasting in deze richting opnemen.

De kracht $F_v = 3300$ kN op de buitenste meerstoel is maatgevend. Na substitutie volgt:

$$M_{\text{tot}} = 125512 \text{ kNm} \leq M_{\text{max}} = 133560 \text{ kNm}$$

$$\gamma = \frac{M_{\text{max}}}{M_{\text{tot}}} = 1.06$$

Hieruit kan de conclusie worden getrokken dat de meerstoel onder de meest extreme belasting niet bezwijkt. De eerder vast-gestelde afmetingen van de meerstoelpaal voldoen. De veiligheid tegen bezwijken is echter niet groot en zeker lager dan de veiligheidscoëfficiënt $\gamma = 1.5$ die normaal gesproken voor staal gebruikt wordt. Wordt nu echter niet de fictieve inklemningslengte L_i maar een inklemningslengte gebaseerd op de plaats van M_{max} onder de bodem gebruikt (x_m) dan wordt een $\gamma = 1.25$ gevonden. Als de krachten met behulp van een computerprogramma berekend zijn is een beter beargumenteerde beslissing te nemen met betrekking tot het aanpassen van de meerstoelpaal in relatie met de veiligheid.

Inklemningslengte

De inheidiepte t en de fictieve inklemningslengte L_i van de meerstoelpaal worden berekend met de methode Blum. Hier worden alleen de gebruikte formules vermeld, voor de theorie zij verwezen naar [9]

$$M_{\text{max}} = \frac{f_w}{24} * x_m^2 [3x_m^2 + x_m(4h + 8b) + 12h * b]$$

hierin is :

M_{max}	=	maximale moment in de ingeklemde paal,	[kNm]
		$M_{\text{max}} = 133560$ kNm	
f_w	=	$\gamma * \lambda_p$	[kN/m ³]
γ	=	volume gewicht van natte grond onder water	[kN/m ³]
		$\gamma = (\rho_r - \rho_w)$	
λ_p	=	coëfficiënt voor passieve gronddruk	[-]
x_m	=	diepte van M_{max} onder de geulbodem	[m]
h	=	afstand tussen de plaats waar F_v aangrijpt en de geulbodem	[m]
b	=	breedte van de paal loodrecht op de kracht-richting, gelijk aan de paaldiameter	[m]
		$D_{Li} = 2.7$ m	

Met de bovenstaande vergelijking wordt x_m bepaald. Eerst moeten de waarden voor ρ_r , λ_p en h nog worden vastgesteld. De paal wordt ingeklemd in de laag siltig zand, zie § 2.2.

Het volumegewicht van nat zand ρ_m is gelijk aan 20 kN/m^3 .
 Aangezien de dichtheid van water 10 kN/m^3 is wordt
 $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ gevonden.

Voor het vaststellen van een waarde voor λ_p in de laag
 zand zijn de volgende gegevens van belang:

$$\phi = 32.5^\circ \quad \delta_p = -\frac{2}{3} \phi = -22^\circ$$

Met behulp van Tabel 8 kan worden afgelezen dat:

$$\lambda_p = 6.76$$

Nu γ en λ_p bekend zijn is f_w te berekenen en gelijk aan
 67.6 kN/m^3 .

Het bodemniveau op de plaats van de afgemeerde tanker en
 de meerstoel is -11.50 m B.C.D. , zie § 3.2. Op dit niveau
 bevindt zich de bovenkant van de bodembescherming. De
 onderkant van de bodembescherming ligt op -13.30 m B.C.D.
 Vanaf dit niveau is de paal ingeklemd in de grond. Aangezien
 de kracht F_m aangrijpt op $+ 3.20 \text{ m A.C.D.}$ is h gelijk aan
 16.5 m .

De vierdegraadsvergelijking in x_m wordt via trial-and-
 error opgelost en er wordt gevonden dat $x_m = 6 \text{ m}$.

Nu x_m bekend is kan de inheidiepte t met behulp van de
 volgende formules berekend worden:

$$t = 1.2 * t_0$$

$$t_0^3 = \left(\frac{t_0 + 4b}{t_0 + h} \right) = 4x_m^2 (x_m + 3b)$$

waarin:

t_0 = diepteligging van de vasthoudkracht onder [m]
 de geulbodem

Substitutie van de waarden van x_m , h en b levert een
 vierdegraadsvergelijking in t_0 op. Wederom wordt via trial-
 and-error gevonden dat $t_0 = 13.5 \text{ m}$. De inheidiepte t is dus
 16.2 m . Blum stelt dat de fictieve inklemmingslengte L_i
 gelijk is aan :

$$L_i = h + 0.78 t_0$$

Met deze formule zijn al eerder $L_{i,x}$ en $L_{i,y}$ bepaald.

De paal zal tot een diepte van -29.50 m B.C.D. moeten
 worden geheid. Aangezien de bovenkant van de paal op $+ 9.00 \text{ m}$
 A.C.D. ligt is de paallengte 38.5 m .

5.4 Detaillering en optimalisering van de meerstoel

Ten aanzien van de detaillering en de latere optimalisering van het ontwerp van de meerstoel worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- niet iedere doorsnede van de paal zal in dezelfde mate belast worden. Dit zal in het definitieve ontwerp benadert kunnen worden door delen van de paal te verjongen of te variëren met de staalkwaliteit. Doel is het minimaliseren van de prijs.
- na het heien zal bovenin de paal een "prop" aan gebracht moeten worden die het binnen dringen van water en lucht verhindert. Dit is van belang voor het bestrijden van corrosie. Een goede verflaag zal hier ook een bijdrage aan leveren.
- voor het plaatsen van de fenders en het fenderschot dient rekening te worden gehouden met het wisselende getij, de verschillen in tanker afmetingen, en de geladen- en geballaste diepgang. In Figuur 34 is te zien dat de symmetrie-as van de fenders zich op +3.20 m A.C.D. moet bevinden. Dit betekent overigens wel dat de fender en het fenderschot regelmatig onder de water-spiegel liggen. De ruimte tussen de fenders wordt bepaald door de afmetingen in ingedrukte, belaste, toestand.

In tegenstelling tot de gang van zaken bij het definitieve ontwerp wordt aan bovengenoemde onderwerpen geen verdere aandacht geschonken.

6 BOLDERSTOEL

6.1 Principe ontwerp van de bolderstoel

De bolderstoel moet functioneren als een vast punt waaraan meerlijnen van de tanker kunnen worden vastgemaakt. Onder de belasting door de meerlijnen, die een kracht uitoefenen met de grootste component in het horizontale vlak, dient de bolderstoel niet of nauwelijks te verplaatsen. Om dit te realiseren is een stijve constructie vereist.

Bolderstoelconstructies kunnen bestaan uit één of meerdere in de grond ingeklemde verticale palen of een systeem van schuin staande palen. Een verticale paal die in het horizontale vlak met een kracht belast wordt brengt deze via buigende momenten over naar de grond. Alleen de buitenste 'vezels' in het materiaal worden onder een belasting door een buigend moment maximaal benut. Een constructie waarvan de krachtswerking berust op het overbrengen van buigende momenten vergt relatief veel materiaal. Een ontgrondingskuil aan de voet van de paal vergroot de hefboomsarm tussen de plaats waar de belasting aangrijpt en de plaats van de fictieve reactiekracht in de grond. Omdat er gerekend moet worden op zeer grote buigende momenten zal de paal zwaar gedimensioneerd moeten worden.

Een variant op de enkele verticale paal is een systeem van drie of vier verticale palen die een aantal meters uit elkaar staan en op de kop met elkaar ingeklemd zijn. Hierdoor ontstaat een portaalconstructie waarin echter nog steeds vrij grote buigende momenten moeten worden opgenomen. Beide varianten met verticale palen vereisen het aanbrengen van bodembescherming.

Binnen een systeem van schuin staande palen wordt de belasting via normaalkracht opgenomen. De druk- en trekkrachten worden via druk- en kleefkrachten afgevoerd in de grond. Een normaalkracht resulteert in een even zware belasting van al het materiaal in een doorsnede van de paal. Het materiaal kan dus efficiënter worden benut. Een ontgrondingskuil rond een op normaalkracht belaste paal heeft alleen invloed op de lengte van de paal en niet op de doorsnede (er van uitgaand dat voor een drukpaal knik en dus de kniklengte niet van belang is).

De bolderstoel zal worden opgebouwd uit schuin staande trek- en drukpalen. Hiervoor is minder staal nodig en er hoeft geen bodembescherming te worden aangelegd en dit resulteert dus in de laagste kosten, zie Figuur 35. Bovendien is een systeem dat de belasting opneemt met behulp van normaalkrachten minder gevoelig voor onvoorziene ontgrondingen wat uit het oogpunt van veiligheid zeker gewenst is.

De bolderstoel bestaat uit een 1.50 m dikke betonnen plaat, waarin de paalkoppen ingeklemd zijn, zie Figuur 24. De betonplaat biedt ruimte voor het plaatsen en bedienen van de quick-release-hooks. Via de stijve betonplaat komt de kracht uit de meerlijnen in de ondersteunende palen terecht. Aan elke zijde van de betonplaat staan twee stalen palen die afhankelijk van hun positie met een trek- of drukkracht worden belast. De palen zijn schoor geheid onder 4:1.

6.2 Belasting op de bolderstoel

Op de bolderstoel worden krachten uitgeoefend door de meerlijnen, wind, waterstroming, golven, veranderlijke belasting op de betonplaat en het eigen gewicht van de constructie. Deze krachten worden allemaal afgevoerd naar de grond. De orde-grootte van de krachten verschilt. De krachten ten gevolge van wind, waterstroming, golven en veranderlijke belasting zijn beduidend kleiner dan de meerlijnenkrachten en het eigen gewicht en worden daarom verder verwaarloosd. Dat eigen gewicht van belang is wordt veroorzaakt door de afmetingen, c.q. het gewicht, van de betonplaat.

Het is gebruikelijk bolderstoelen te dimensioneren op de som van de minimale breukkracht van de meerlijnen die aan de bolderstoel vastgemaakt zijn. In de scheepvaart wordt vaak een kabel met een minimale breukkracht van 1130 kN gebruikt als meerlijn. De kabel mag slechts tot 55% van de minimale breukkracht belast worden. Het aantal kabels dat aan de bolderstoel wordt vastgemaakt moet worden bepaald aan de hand van de kracht die de tanker van de steiger wegtrekt. Hiervoor dienen de belastinggevallen in § 2.5.3 en de handberekening in § 5.2 in beschouwing te worden genomen. Uit belastinggeval 1 zou een maatgevende kracht volgen van 727 kN. Echter, in de handberekening is gevonden dat er een kracht van 2450 kN door de meerlijnen op de boeg van de tanker moet worden uitgeoefend. Rekening houdend met de factor 0.55 zijn er vier kabels nodig voor het opnemen van deze laatste kracht. Er wordt aangenomen dat per bolderstoel 2 kabels zullen worden vastgemaakt. Hierdoor zal de maatgevende kracht uitgeoefend door de meerlijnen op de bolderstoel gelijk zijn aan 2260 kN.

Doordat de tanker op en neer beweegt onder invloed van de waterstand variëren de componenten van de meerlijnenkracht in grootte in het horizontale en verticale vlak. In hierna volgende berekening wordt verondersteld dat de kracht alleen een component in het horizontale vlak heeft omdat dit leidt tot een ongunstige belasting op de bolderstoel. In het horizontale vlak kan de kracht verschillende richtingen hebben afhankelijk van de lengte van de tanker. De richtingen die een hoek hebben van 0°, 15° en 45° met de loodlijn vanaf de bolderstoel op de tanker zullen in de berekeningen mee worden genomen. De meerlijnkracht grijpt aan op +11.50 m A.C.D. aan op de bolderstoel.

De betonplaat heeft een oppervlak van $10.7 \times 10.7 \text{ m}^2$ en een dikte van 1.5 m. Met het soortelijk gewicht van gewapend beton, gelijk aan 24 kN/m^3 , wordt een last van 4100 kN gevonden. Hierbij wordt nog 250 kN opgeteld van de quick-release-hooks etc..

De krachten in de bolderstoelpalen worden berekend met de methode van Nökkentved [9]. Binnen deze methode wordt er van uitgegaan dat de betonplaat oneindig stijf is, dat de palen scharnierend zijn opgelegd en dat de paalkrachten evenredig zijn met de paalkop-verplaatsingen. Omdat de palen worden ingeklemd door de betonplaat en het grondmassief wordt in feite niet aan het tweede uitgangspunt voldaan. Door deze

inklemming ontstaat een statisch onbepaalde constructie waarin buigende momenten voorkomen. Deze buigende momenten zullen echter van secundair belang zijn omdat de belasting toch hoofdzakelijk door normaalkrachten wordt opgenomen. De palen moeten op knik berekend worden over het deel dat zij niet in de grond staan. De paalkrachten worden binnen de methode van Nökkentved bepaald met behulp van virtuele verplaatsingen ten opzichte van het systeemnulpunt van de palen. Het systeemnulpunt is het snijpunt van de werklijnen van de paalkrachten. In de beschouwde tweedimensionale situatie is het in feite beter om te spreken van systeemlijnen. Omdat de palen schoor geheid zijn onder 4:1 en op +9.0 m A.C.D. 8 meter uit elkaar staan ligt de systeemlijn op een hoogte van +25.0 m. A.C.D. Hierdoor heeft de meerlijnkracht een moment ten opzichte van de systeemlijn. De resultaten van de berekeningen met de methode uitgevoerd met de hiervoor beschreven belastingen op de bolderstoelen zijn weergegeven in Tabel 9 tot en met 11. In de volgende paragraaf zullen de palen op berekende krachten gedimensioneerd worden. Het zal echter blijken dat niet het materiaal van de paal maatgevend is voor de paalafmetingen maar het grondmateriaal.

6.3. Dimensionering van de bolderstoel

De bolderstoel bestaat uit stalen druk- en trekpalen en een betonblad. De diameter van de palen zal zoveel mogelijk worden beperkt in verband met de uitvoering en het ontstaan van ontgrondingskuilen. Maatgevend voor de diameter is de over te brengen drukkracht. Bij een gekozen paaldiameter kan vervolgens de lengte van de trekpalen bepaald worden die hun draagkracht ontleen aan kleef. De afmetingen van het betonblad zijn afhankelijk van het aantal palen en de paaldiameter. Achtereenvolgens worden drukpaal, trekpaal en betonblad gedimensioneerd.

Drukpaal

De maatgevende normaalkracht in de paal wordt gevonden in Tabel 9 en is in dit geval gelijk aan een drukkracht van 4988 kN. Niet alleen de paal zelf maar ook de grond waarop deze gefundeerd is moet sterk genoeg zijn om de kracht op te kunnen nemen. De maximaal toegestane normaalspanning op de grond is 5 N/mm², zie § 2.2, terwijl voor de staalkwaliteit Fe360 de maximaal toegestane normaalspanning 240 N/mm² is. In par. 6.4. wordt nader ingegaan op de kleef die op de drukpaal werkt. De veel kleinere grondspanning bepaalt dus de diameter van de paaldoorsnede en wel als volgt:

$$A_p = \frac{1}{4} * \pi * D_p^2 = \gamma F / \sigma$$

waarin:

A_p	=	oppervlakte van de paaldoorsnede	[mm ²]
D_p	=	uitwendige diameter van de paaldoorsnede	[mm ²]
γ	=	veiligheidsfactor voor het grondmateriaal	[-]
		$\gamma=2$	

- F = kracht waarmee de paal en de grond belast worden; $F = 4988 * 10^3$ N [N]
- σ = maximaal toegestane grondspanning gelijk aan de conusweerstand; $C_w = 5$ N/mm². [N/mm²]

Substitutie van getalwaarden leidt tot een minimaal vereiste paaldiameter van 1594 mm. Aan de buizen worden eisen gesteld [NEN] met betrekking tot de wanddikte wd om plooi te voorkomen:

$$D_p/wd < 100 \text{ voor Fe360}$$

Er wordt een paal met een buitendiameter van 1620 mm en wanddikte van 17.5 mm gekozen omdat een dergelijke paal gemakkelijk in de handel te verkrijgen is. (Althans in Europa, dus onder de aanname dat dit in India ook zo is.) Met gebruik van de veiligheidsfactor $\gamma=1.5$ voor staal is de gemiddelde spanning in een willekeurige doorsnede en alleen ten gevolge van de normaalkracht gelijk aan 85 N/mm². Dit is ruim beneden de toegestane 240 N/mm².

De lengte van de paal is 39.7 m. De onderkant van de betonplaat bevindt zich op +9.00 m A.C.D. en de paalkop zit over een afstand van 1.00 m ingeklemd in het beton tot +10.00 m A.C.D. De voet van de paal staat op de vaste, siltige kleilaag op -28.50 m B.C.D. ZIE ERRATUM OP BLZ. 54. Met een correctie voor het schoor heien van de paal onder 4:1 wordt de genoemde lengte gevonden.

De stabiliteit van de gedrukte staven vereist een controle op knik [25]. De paal is ingeklemd in de betonplaat en in de grond. De betonplaat kan worden beschouwd als een loodrecht op de as van de paal bewegende inklemming. De kniklengte is in dat geval gelijk aan de afstand tussen de twee inklemmingen. Deze afstand zal kleiner zijn dan de lengte van de paal. Zelfs met een ruwe schatting van 30 m blijkt knik geen probleem te zijn voor de drukpaal, $\sigma_k = 115$ N/mm².

Trekpaal

Voor de trekpaal is een kracht van 3866 kN maatgevend. Ook voor deze paal geldt dat de paal en de grond de kracht op moeten kunnen nemen. De kracht wordt vanuit de paal door kleef aan de wand overgebracht op de grond. De kleef is afhankelijk van de beschouwde grondsoort en het oppervlak van de paalwand de mogelijke kleef per meter paal is:

$$K_p = W * \pi * D_p * 10^3$$

waarin:

- K_p = potentiële kleefkracht per strekkende meter paal [kN/m²]
- W = kleefweerstand. $W = 0.070$ en 0.125 N/mm² voor respectievelijk siltig zand en siltige klei. [N/mm²]

$\pi * D_p$ = omtrek van de paal [m]
 D_p = paaldiameter: $D_p = 1.62$ m [m]

Voor de zand- en kleilaag wordt K_p 356 en 636 kN/m'. Om deze kracht te mobiliseren moet het gewicht van de grondcilinder rond de paal minstens gelijk zijn aan deze waarde [3]. De cilinders van de trekpalen, die 4 m hart op hart staan, blijken elkaar te overlappen en dus is er sprake van groepswerking. De potentiële kleefkracht K_p moet in de zandlaag met 20% en in de kleilaag met 25% gereduceerd worden. De werkelijke kleefkracht wordt nu 285 kN/m' en 470 kN/m' voor respectievelijk de zand- en kleilaag.

Nu de kleefkracht per strekkende meter paal bekend is zou in principe de paallengte berekend kunnen worden. Hierbij doet zich het probleem voor dat de bodemligging rond de palen niet exact te voorspellen is. De normale bodemligging op de plaats van de bolderstoelen is -7.30 m B.C.D. maar door de aanwezigheid van een ontgrondingskuil zal dit lager zijn. Dit laatste ondanks de 8 m dikke kleilaag die zich onder het genoemde niveau bevindt, zie § 4.2.3. Een extra complicerende factor bij de binnenste bolderstoelen is de ontgrondingskuil ten gevolge van de bodembescherming rond de meerstoelen. Er wordt aangenomen dat de kuildiepte ongeveer 10 m is, zie Tabel 7. Dit betekent dat de paal vanaf -18.50 m B.C.D. tot -28.50 m B.C.D. in de zandlaag zit en vervolgens over een te berekenen lengte in de kleilaag die zich uitstrekt tot -40.50 m B.C.D.

De paallengte is afhankelijk van de dikte van het pakket grond waarin de paal ingeklemd dient te zitten om de belasting af te dragen. De dikte van dit pakket wordt als volgt bepaald:

- pas een veiligheidsfactor $\gamma=2$ toe op de maatgevende trekkracht zodat deze 7732 kN bedraagt.
- trek de kleefkracht in de zandlaag af van de belasting. In de 10 m dikke zandlaag is de kleefkracht 285 kN/m', dus blijft er een belasting over van 4882 kN die door de kleilaag moet worden opgenomen.
- de benodigde paallengte in de kleilaag is gelijk aan de belasting gedeeld door de kleefkracht van 470 kN/m'. De paal dient dus 10.3 m diep in de kleilaag te zitten waardoor de onderkant van de paal zich op -38.8 m B.C.D. bevindt.

De paalkop en paalvoet zitten op respectievelijk +10.00 m A.C.D. in de betonplaat en -38.80 m B.C.D. in de grond vast. Met een correctie voor het schoor heien van de paal onder 4:1 wordt de paallengte 50.3 m. In feite is door het schuin staan van de palen de afstand waarover deze zich in de verschillende lagen bevinden groter en is dientengevolge ook de totale kleef iets groter dan hier berekend is. Het verschil is verwaarloosd.

Betonplaat

De afmetingen van de betonplaat worden in feite volledig bepaald door de afmetingen en hart op hart afstanden van de ondersteunende palen. Hierdoor is automatisch genoeg ruimte op de bolderstoel aanwezig voor de quick-release-hooks. De dikte van de betonplaat, 1.5 m, is gerelateerd aan de paaldiameter die 1.62 m is. Op +9.00 m A.C.D. liggen de assen van de palen op een vierkant waarvan de zijden 8 m lang zijn. De hart op hart afstand van de 2 palen aan één zijde is 4 m. Uit het gebruik van de methode Nökkentved is gebleken dat deze afstand kan worden opgevat als een momentarm. Een kleinere arm zou leiden tot grotere krachten in de palen en tot nog grotere palen. De as van de paal ligt op 2 m afstand tot het hoekpunt van het beschreven vierkant. Dit is noodzakelijk om ervoor te zorgen dat rondom de paalkop voldoende ruimte c.q. 'betondekking' aanwezig is om de staalwapening van de plaat aan te brengen. Optellen van de halve paaldiameter en circa 0.5 m betondekking aan de buitenkant van het vierkant resulteert in een vierkant van $10.7 \times 10.7 \text{ m}^2$. De dimensies van de betonplaat zijn nu bekend, te weten $10.7 \times 10.7 \text{ m}^2$ bij een dikte van 1.5 m.

De benodigde staalwapening in het beton zal aanzienlijk zijn omdat er door de quick-release-hooks en palen grote krachten op het beton worden uitgeoefend. Op het dimensioneren van deze staalwapening wordt niet verder ingegaan.

6.4 Detaillering en optimalisering van de bolderstoel

Het verschil in lengte tussen de druk- en trekpaal is 10.6 m. Normaal gesproken zullen alle palen dezelfde dimensies hebben en dus zou de drukpaal langer worden. Als een drukpaal echter alleen op druk belast wordt of slechts op een verwaarloosbare trekkracht behoeft de eerder vastgestelde lengte van de drukpaal geen aanpassing. Er dient te worden gecontroleerd of aan de hier getelde voorwaarde voldaan wordt en dit blijkt inderdaad het geval te zijn, zie Tabel 9 tot en met 11. Als de meerlijnen onder 45° aangrijpen met de loodlijn tussen tanker en bolderstoel vindt voor sommige palen een wisseling van trek naar druk plaats en vice versa. De hoek van 45° is al extreem groot en een grotere hoek zal nooit voorkomen. De bolderstoel wordt dus ondersteund door 4 trek- en drukpalen met een lengte van 50.3 respectievelijk 39.6 m.

Corrosie moet zoveel mogelijk voorkomen worden. Corrosie aan de binnenkant van de paal wordt tegengegaan door te zorgen dat er geen lucht (en) water in de buis kan komen. Dit wordt gerealiseerd door het opvullen van de buis met zand. Het gewicht van dit zand ontlast de trekpalen maar belast de drukpalen (zie volgende alinea). Corrosie aan de buitenkant van de paal, met name rond de waterlijn, dient met een goede verflaag tegen te worden gegaan. Overigens heeft de staaldoorsnede enige millimeters staal in reserve die door corrosie mogen worden aangetast.

De drukpalen dragen hun kracht ook met behulp van kleef over op de grond mits zij voldoende verplaatsen anders kan de kleef niet gemobiliseerd worden. [g80] De zetting van de paalvoet wordt gelijkgesteld aan 1% van de paaldiameter. In Figuur 36 is af te lezen, dat bij een verplaatsing van 16 mm nagenoeg de gehele kleef in rekening mag worden gebracht. Deze extra kracht dient onder andere, zie hiernavolgende erratum, ter compensatie van het eigen gewicht van de paal en het zand waarmee deze wordt opgevuld.

Het verdient aanbeveling om de bolderstoelen zo laat mogelijk na het aanbrengen van de bodembescherming te bouwen. Er is dan met grotere nauwkeurigheid te voorspellen wat de uiteindelijke bodemligging op de plaats van de bolderstoel zal zijn, met name in geval van de bolderstoelen in het centrum. Uitgaande van de dan bekende bodemligging is de benodigde lengte van de trekpalen nauwkeuriger te berekenen.

ERRATUM:

Een drukpaal moet over voldoende lengte, 5 tot 8 maal de paaldiameter, ingeklemd zijn [3]. De lengte van de inklemming van de drukpaal is 10 m (zie alinea's onder "Trekpaal" blz. 51-52), van -18.50 tot -28.50 m B.C.D., en dus iets groter dan 6 maal de paaldiameter, $D_p = 1.62$ m. In theorie voldoet de drukpaal dus aan de gestelde eis. Kleef zal niet alleen het eigen gewicht van de paal en de zandvulling (zie 1^o alinea van deze blz.) compenseren, maar ook nog resulteren in een kracht die de vereiste paalvoetweerstand verkleint. Voorlopig wordt aangenomen dat de drukpaal met de voet op -28.50 m over voldoende lengte is ingeklemd.

7 STEIGER

7.1 Principe ontwerp van de steiger

De T-steiger bestaat uit een platform van $14 * 37 \text{ m}^2$, en een 180 m lange en 10 m brede aanloopbrug. De constructie bestaat uit palen met daar bovenop een steigerdek opgebouwd uit betonbalken en een betonvloer.

Steigerpalen

Wat betreft de palen moet er gekozen worden voor een materiaal en voor een palensysteem. Om op materiaalkosten te besparen kan worden overwogen om betonnen palen te gebruiken in plaats van stalen palen. Een betonnen paal kan kant en klaar worden aangevoerd en vervolgens de grond in worden geheid. Betonnen palen van circa 35 m zijn echter niet of nauwelijks te verkrijgen. Deze paallengte stelt ook hoge eisen aan de bok of heistelling. Tijdens het heien van met name de schoorpalen bestaat het risico dat de paal gaat doorhangen en vervolgens kapot wordt geslagen. Om het paallengte-probleem te vermijden zou de betonpaal in delen kunnen worden opgebouwd. Het koppelen van geprefabriceerde delen is een gecompliceerde aangelegenheid en de koppeling zal ook altijd een zwak punt blijven in de paal. Toepassen van dit constructiesysteem is dus niet aan te raden. Met het in de grond vormen van betonnen palen is reeds veel ervaring opgedaan. Het boven de grond maar onder water opbouwen van de paal levert grote bekistingsproblemen. Op basis van de hier genoemde bezwaren tegen het toepassen van een betonnen paal wordt besloten het materiaal staal te gebruiken.

Het paalsysteem kan bestaan uit enkel verticale palen of uit een mengeling van verticale- en schoorpalen. De palen worden voornamelijk op druk belast door het gewicht van het steigerdek maar zij zullen ook horizontale krachten over moeten brengen op de grond. Er werd al eerder gerefereerd aan de grote lengte van de palen. De combinatie van knik en buigende momenten in een systeem met alleen verticale palen zal leiden tot het gebruik van zware palen. Door het plaatsen van schoorpalen die via normaalkracht de horizontale krachten opnemen zullen buigende momenten nog slechts van secundair belang zijn. Er wordt veronderstelt dat het plaatsen van een aantal extra palen in het gemengde palensysteem waardoor een lichtere paal gebruikt kan worden minder materiaal vergt dan het systeem dat alleen uit verticale palen is opgebouwd. De iets lastiger uitvoering door het heien van een aantal extra palen en een aantal schoorpalen moet op de koop toe worden genomen.

Betonnen steigerdek

Voor de betonbalken en de betonvloeren van het steigerdek kan voorgespannen- of gewapend beton gebruikt worden. Toepassing van voorgespannen beton stelt hoge kwaliteitseisen aan de materialen en de uitvoering. Het is de vraag of in Haldia zonder al te veel problemen aan deze eisen kan worden voldaan. Hier zal worden uitgegaan van het toepassen van gewapend beton. Dit heeft consequenties voor de lengte die

betonbalk en -vloer kunnen overspannen en beïnvloedt daarom ook de afstand tussen de ondersteunende palen.

Platform en aanloopbrug

Drie rijen met palen die evenwijdig aan de oever staan zullen het 37 m lange platform dragen. De hart op hart afstand tussen de rijen is 5 meter. Op deze paalrijen wordt een betonbalk aangebracht die in feite één monolitische constructie vormt met de erop liggende betonvloer. Voorlopig wordt afgezien van toepassing van prefab-beton omdat geen gegevens beschikbaar zijn over het assortiment in India.

De aanloopbrug wordt ondersteunt door 2 paalrijen die 6 meter uit elkaar staan. Ook hier wordt een balk op iedere rij palen gelegd die één geheel vormt met de betonvloer. De 180 m lange brug wordt door diletatievoegen opgesplitst in 6 gedeelten van 30 m.

7.2 Belastingen op de steiger

De belangrijkste belasting die werkt op de steigerconstructie wordt veroorzaakt door het eigen gewicht van materiaal en materieel. Er wordt kort ingegaan op de karakteristieke belasting op de palen, en op de betonbalk en betonvloer.

De palen worden belast door hun eigen gewicht, het gewicht van het platform plus de daarop werkende veranderlijke belasting, door wind, water en golven. Ten opzichte van het gewicht en veranderlijke belasting van en op het platform zijn de andere belastingen verwaarloosbaar en worden verder niet in beschouwing genomen.

De drukkracht per verticale paal wordt gevonden door de totale belasting vanuit het platform te delen door het aantal palen. Voor de schoorpalen wordt een soortgelijke deling uitgevoerd waarbij in de teller van de breuk alleen krachten in het horizontale vlak ten gevolge van veranderlijke belasting voorkomen. Het platform en de daarop werkende belasting moeten nu eerst nader bekeken worden.

Op de betonbalk en betonvloer worden krachten uitgeoefend door het eigen gewicht, veranderlijke verkeersbelasting, en wind. Doordat de onderkant van de constructie op + 9.00 A.C.D. ligt kunnen geen krachten door waterstroming of golfklappen worden uitgeoefend op de betonconstructie. In Tabel 12 en 13 staan overzichten van de belastingen die op het platform en de aanloopbrug aanwezig zijn. Het oppervlak van het platform is afgerond op 520 m². Voor de verkeersbelasting is de VOSB verkeersklasse 45 aangehouden omdat alleen licht (vracht) verkeer zal voorkomen op de steiger. De veranderlijke windbelasting is berekend door uit te gaan van een stuwdruk van 1 kN/m² (>> 12 Beaufort), het getroffen oppervlak en enkele coëfficiënten.

7.3 Dimensionering van de steiger

7.3.1 Dimensionering van platform en paalconstructie

Aantal palen en palenplan

De palen worden boven op de vaste kleilaag gezet, dat wil zeggen met de voet op -28.50 m B.C.D. De onderkant van de bodembescherming bevindt zich op -13.30 m B.C.D. en de palen worden dus in een 15.2 m dikke laag grond ingeklemd. De draagkracht van de paal is opgebouwd uit paalvoetweerstand en kleef op de wand, beide afhankelijk van de paaldiameter D_p .

Een paal met een diameter van 559 mm heeft in de grond een draagkracht van 1173 kN waarbij een veiligheidsfactor $\gamma=2$ is toegepast voor zowel de paalvoetweerstand en de kleef.

In tegenstelling tot de op druk belaste bolderstoelpaal blijkt voor de toelaatbare belasting op de steigerpaal niet het grondmateriaal maar het staal maatgevend te zijn. De veel slankere steigerpaal is gevoelig voor knik, de toelaatbare normaalkracht in de paal wordt met de volgende formules berekend [25]:

$$F_t = \frac{\sigma_{em} * A_{ps}}{\gamma * w} * 10^{-3}$$

$$\lambda = \frac{l_{kc}}{i}$$

waarin:

F_t	=	toelaatbare paalkracht	[kN]
σ_{em}	=	vloeispanning van Fe 360 = 240 N/mm ²	[N/mm ²]
A_{ps}	=	oppervlak van de staaldoorsnede van de paal; $A_{ps} = 13843 \text{ mm}^2$	[mm ²]
γ	=	veiligheidsfactor voor staal; $\gamma=1.5$	[-]
w	=	knikcoëfficiënt; afhankelijk van λ en af te lezen in Tabel 14	[-]
λ	=	slankheid van de paal	[-]
l_{kc}	=	kniklengte van de paal	[m]
i	=	traagheidsstraal, $i = \sqrt{I/A_{ps}} = 0.195 \text{ m}$	[m]

De waarden voor A_{ps} en i volgen uit de keuze voor een wanddikte w_d van de paal, hier $w_d = 8 \text{ mm}$. Een dikkere wand bij dezelfde paaldiameter resulteert in een grotere traagheidsstraal. De paal zit in het steigerdek en de grond ingeklemd dus de kniklengte is gelijk aan de afstand tussen deze inklemmingen. De plaats van de inklemming in de grond moet geschat worden. Een ongunstige schatting van 5 m onder het bodemniveau op -13.30 m B.C.D. resulteert in een kniklengte van 27 m. Substitutie van de gegevens en gebruik van Tabel 14 leidt tot $F_t = 585 \text{ kN}$. De schuin staande palen onder 4:1 mogen met een horizontale kracht van 142 kN of een verticale kracht van 568 kN belast worden.

De totale verticale belasting van het steigerdek op de palen is 13.520 kN, zie Tabel 12. Hiervoor zijn 23 verticale palen of 18 verticale en 7 schuin staande palen nodig. Voor

het opnemen van de horizontale kracht in de x- en y-richting zijn respectievelijk 3 en 5 schoorpalen noodzakelijk. Figuur 37 toont het palenplan onder het platform. In verband met de afmetingen van de heistelling dient er tussen de paalkoppen een afstand van minstens 80 cm aanwezig te zijn.

Betonbalken

De betonbalken zijn geschematiseerd tot een ligger op 8 steunpunten die een hart op hart afstand van 5 m hebben. zie het palenplan in Figuur 37. Het optredende steunpunts- en veldmoment kunnen in eerste instantie als volgt berekend worden:

$$M_v = \frac{1}{10} q l^2 \qquad M_{ste} = \frac{1}{12} q l^2$$

waarin:

M_v	=	veldmoment	[kNm]
M_{ste}	=	steunpuntsmoment	[kNm]
q	=	belasting op de balk per strekkende meter	[kN/m']
l	=	lengte van de overspanning gelijk aan de hart op hart afstand van de steunpunten;	[m]
		$l = 5 \text{ m}$	

De belasting per strekkende meter is afhankelijk van de veldbreedte loodrecht op de as van de balk. Alhoewel dit niet helemaal correct is wordt deze veldbreedte voor elke balk gelijkgesteld aan 5 m. Met de gelijkmatig verdeelde belasting van 26 kN/m², zie Tabel 12 wordt $q=130 \text{ kN/m'}$. M_v en M_{ste} zijn respectievelijk 325 kNm en 406 kNm. Er zij opgemerkt dat de overspanning l voor de balk bovenop de schoor geheide palen in feite kleiner is dan 5 m. Dit is verwaarloosd in dit stadium van het ontwerp.

De breedte b van de balk moet groter zijn dan de diameter van de paal om de paalkop goed in te klemmen en om te zorgen voor voldoende betondekking. Er wordt een balkbreedte van 700 mm gekozen ($D_p=559 \text{ mm}$); ZIE ERRATUM BLZ. 61. Een balkhoogte h_{te} van 800 mm blijkt uiteindelijk te leiden tot een economisch wapeningspercentage. De nuttige hoogte h van de balk h wordt conservatief geschat op 700 mm rekening houdend met de aanwezigheid van de bovenbewapening in de betonvloer boven het steunpunt.

Met behulp van de GTB-tabellen [26] kan nu het benodigde wapeningspercentage bepaald worden, zie Tabel 15. De gebruikte gegevens en resultaten zijn:

betonstaal	: FeB 220	$b = 0.7 \text{ m}$
betonkwaliteit	: B 17.5	$h = 0.7 \text{ m}$
veiligheidsfactor beton	: $\gamma = 1.7$	

$$M_{s1} = \gamma * M_v \quad \text{en} \quad M_{s2} = \gamma * M_{ste}$$

veldwapeningspercentage	: $w_v = 0.78 \%$
steunpuntswapeningspercentage	: $w_{ste} = 0.99 \%$

Voor balken varieert het economisch wapeningspercentage tussen 0.7 en 1 %. Het maximum wapeningspercentage voor de combinatie FeB 220 en B 17.5 is gelijk aan 2.84 % [27].

Betonvloer

De betonvloer kan worden geschematiseerd tot een ligger over 3 steunpunten. Figuur 37 toont het verloop van de momentlijn en maatgevende steunpunts- en veldmomenten. De vloer wordt per strekkende meter beschouwd dus $b=1000$ mm. De vloerhoogte is 400 mm en de nuttige hoogte $h_t=350$ mm.

Analoog aan de berekening van de betonbalk worden met $q=26$ kN/m², FeB 220, B 17.5 en de GTB-tabel de volgende wapeningspercentages gevonden:

steunpunt 1.3	: $w_{m.t.}$ = 0.34 %
midden steunpunt 2	: $w_{m.t.}$ = 0.38 %
veld	: w_v = 0.31 %

Het economische wapeningspercentage van vloeren varieert tussen 0.2 en 0.5 %.

7.3.2 Dimensionering van de aanloopbrug

De aanloopbrug ondergaat een asymmetrische belasting omdat de weghelft minder zwaar belast wordt dan de pijpleidinghelft. Dit beïnvloedt de afstand van de ondersteunende palen en de dimensionering van de balken en de vloer. Voor de palen en de vloer is de pijpleidinghelft als het ware maatgevend. De palen dienen aan beide zijden van de aanloopbrug op dezelfde hart op hart afstand te staan om wringende momenten te voorkomen in het bovendek en om de doorstroombare oppervlakte onder de aanloopbrug zo min mogelijk te verkleinen.

Op de 5 m brede brug helft waar de pijpleidingen liggen is de gelijkmatig verdeelde belasting 15.7 kN/m². Dit resulteert in een lijnlast op de balk van 78.5 kN/m'. Hiermee kan de paalafstand berekend worden, deze afstand is namelijk niet voor alle brugdelen hetzelfde. Er wordt dezelfde paal gebruikt als onder het platform dus de toelaatbare kracht is 585 kN en de paalafstand 7.5 m. Onder het bruggedeelte waar de bodem op -7.30 m B.C.D. ligt is de paal over een grotere lengte ingeklemd. Hierdoor is de kniklengte kleiner en mag een kracht van 797 kN op de paal worden gezet. Dit resulteert in een paalafstand van 10 m onder de 5 brugdekdelen die het dichtst bij de oever liggen. Van het opnemen van horizontale belastingen op het brugdek zijn per gedeelte 4 schoorpalen nodig. Figuur 38 toont het palenplan onder de aanloopbrug.

De balken op de palen hebben dezelfde breedte en hoogte als de platform balken. De wapeningspercentages in de balk onder de weghelft en pijpleidinghelft verschillen omdat de belasting anders is.

Hieronder wordt een overzicht van de wapeningspercentages gegeven:

w _o in %	paalafstand = 7.5 m		paalafstand = 10 m	
	weg- helft	pijpleiding- helft	weg- helft	pijpleiding- helft
veld	0.94	1.11	1.84	2.19
steunpunt	0.78	0.87	1.48	1.74

In beide balken wordt het economisch wapeningspercentage overschreden.

In Figuur 38 is een geschematiseerde momentenlijn voor de betonvloer van de aanloopbrug getekend. De vermelde waarden zijn exact maar het verloop tussen het steunpunt- en veldmoment is een (goede) benadering van de werkelijkheid. Met een vloerdikte van 0.3 m is de nuttige hoogte 0.25 m. De wapeningspercentages zijn:

veld : w_o = 0.47 %
 steunpunt-weghelft : w_o = 0.36 %
 steunpunt-pijpleidinghelft : w_o = 0.40 %

Dit zijn economische wapeningspercentages.

7.4 Detaillering en optimalisering van platform en aanloopbrug

In latere ontwerpstadia zal aandacht moeten worden besteed aan:

- de afmetingen van de diletatievoegen. Deze zijn nodig vanwege de temperatuurbelasting die het beton ondergaat. Op het platform van 14 x 37 zijn geen diletatievoegen noodzakelijk, wel tussen platform en aanloopbrug en zoals reeds vermeld op regelmatige afstanden in de brug.
- corrosiebestrijding; zie § 6.4.
- verminderen van het materiaalverbruik. Als er meer zekerheid bestaat over de bodemgesteldheid en de bodembescherming kan besloten worden om kortere palen te gebruiken.
- door het verhogen van de betonbalken van de aanloopbrug met name aan de kant van de pijpleidingen. Minder staal verbruiken zal opwegen tegen meer beton gebruiken. Het platform kan met balken in de langs- en dwarsrichting worden gebouwd in plaats van alleen in langsrichting. Daardoor zal de vloer aan 4 zijden zijn opgelegd wat gunstige effecten heeft op de benodigde vloerdikte.
- de mogelijkheden tot toepassing van prefab betonelementen in de constructie.

ERRATUM:

Bij nader inzien is de gekozen balkbreedte niet voldoende om ruimte te bieden voor de hei-onnauwkeurigheden van de paal, vereiste wapening en -dekking. Keuze van een bredere balk zal leiden tot lagere wapeningspercentages bij dezelfde balkhoogte, of tot het verlagen van de balk. Deze herberekening is niet uitgevoerd.

8 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Conclusies:

- 1 - Het bouwen van een T-steiger in plaats van een kademuur of Single Buoy Mooring is de beste oplossing om te voorzien in de vereiste olie-overslagcapaciteit in Haldia.
- 2 - Op basis van de huidige dieptelijnen in de rivier moet worden vastgesteld dat er een cunet gebaggerd en onderhouden moet worden om schepen met een diepgang van 10.7 m toegang te verschaffen tot de steiger.
- 3 - Over de exacte opbouw van de bodem en materiaaleigenschappen van de grond bestaat nog te veel onzekerheid om nu al een definitief ontwerp te produceren. Dit geldt met name voor de lengte van de palen en de horizontale afmetingen van de bodembescherming.
- 4 - Het voorkomen van hoge stroomsnelheden heeft grote invloed op de constructie van de oever- en bodembescherming, de meer- en bolderstoelen.
- 5 - De horizontale afmetingen van de bodembedekking zijn sterk afhankelijk van de eigenschappen van het aanwezige bodemmateriaal (zie conclusie 3) en de hydraulische belasting. Modelonderzoek naar de interactie tussen deze factoren is noodzakelijk om de afmetingen vast te stellen.
- 6 - De meerstoel wordt niet alleen tijdens het afmeren zwaar belast maar ook wanneer de waterstroomkrachten op de tanker groot zijn. De gewenste 'flexibiliteit' van de meerstoel onder de eerste belasting is strijdig met de vereiste stijfheid onder de tweede belasting.

Aanbevelingen.

- 1 - Verzamel exacte gegevens over :
 - de opbouw van de bodem en de eigenschappen van de daarin voorkomende grondlagen met behulp van grondboringen.
 - bepaal de draagkracht van de grond op basis van een aantal Cone Penetration Tests.
- 2 - Leg een oeverbescherming aan als deze in de huidige situatie niet aanwezig is, en dit niet alleen op de plaats van de 3^e oliesteiger. Neem in het dijkprofiel een plasberm op vanwege zijn waarschuwingfunctie.
- 3 - Doe modelonderzoek naar het ontstaan van ontgrondingskuilen rond palen en aan de rand van bodembekleding.
- 4 - Bepaal aan de hand van de resultaten van het modelonderzoek de afmetingen van palen en/of de bodembekleding.

- 5 - Bereken de optredende krachten in het meersysteem met behulp van een computerprogramma. Hiermee moet het aantal meerlijnen per meer- of bolderstoel worden vastgesteld en vervolgens de sterkte van deze constructies worden gecontroleerd.
- 6 - Ontwikkel alternatieve steigerontwerpen waarin wel een beperkte of geen bodembescherming wordt toegepast. Maak een definitieve keus op basis van de kosten die ermee gepaard gaan.
- 7 - Controleer binnen het uiteindelijke ontwerp de steiger op een belasting ten gevolge van cyclonen en aardbevingen.

Zie de paragrafen 4.4. 5.4. 6.4 en 7.4 voor de aanbevelingen die specifiek betrekking hebben op het behandelde constructie-onderdeel.

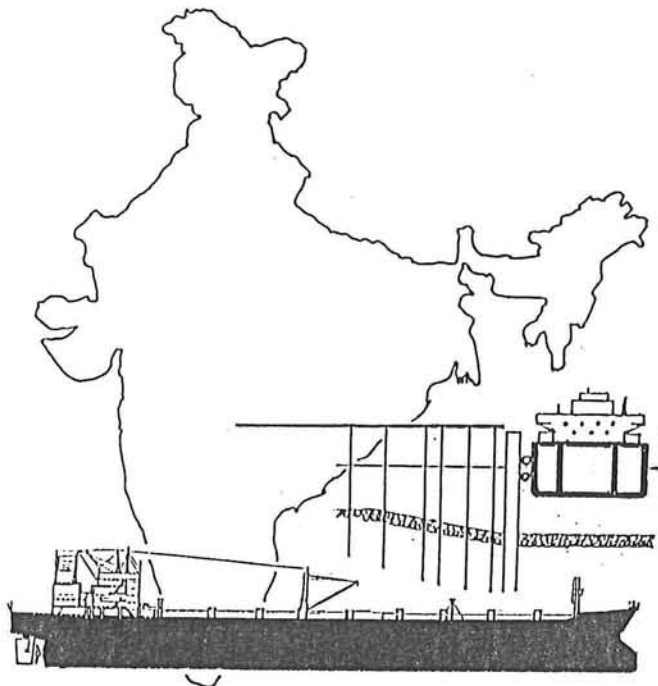
9 LITERATUURLIJST

- [1] Molenaar, W.F., Port Development in Haldia. Delft, 1988. TU-Delft.
- [2] Allersma, E., Dredging and trainingworks in the Hooghly estuary, India, review of amelioration schemes, 1981, Delft Hydraulics Laboratory.
- [3] Riethoff, H.J.W., Funderingstechnieken, bewerkt naar de colleges van prof. ir. A.F. van Weele. Delft, 1984. TU-Delft.
- [4] Weele, A.F., interview Delft, 1988.
- [5] Bay of Bengal Pilot, United Kingdom, 1978, Hydrographer of the Navy.
- [6] Biswas, A.N., Scour at Haldia Oil Jetty on the Hooghly estuary, PIANC-bulletin 1987 n 58, België Brussel, 1987, PIANC.
- [7] Balari Bar dredging project, fact finding mission. Den Haag, 1986, Applied Dredging Consultancy B.V.
- [8] Shore Protection Manual, United States of America, Washington D.C., 1984^a, Coastal Engineering Research Center.
- [9] Glerum, A., Waterbouwkundige Kunstwerken, waterbouwkundige constructies, Delft, 1984, TU-Delft.
- [10] Blok, J.J., Dekker, J.N., On the hydrodynamic aspects of ship collision with rigid or non-rigid structures, 1979.
- [11] Report of the international commission for improving the design of fender systems, PIANC supplement to bulletin 1984 no 45, België, Brussel, 1984, PIANC.
- [12] Research investigation for the improvement of shipmooring methods, fourth report, BSRA report NS 386, United Kingdom Northumberland, 1973, British Ship Research Association (BSRA).
- [13] Predictions of wind and current forces on VLCC's, 1977, Oil Companies International Marine Forum (OCIMF).
- [14] Guidelines and recommendations for the safe mooring of large ships at piers and islands, 1978, Oil Companies International Marine Forum.
- [15] Veldhuyzen van Zanten, R., Geotextiles and geomembranes in civil engineering, Rotterdam, 1986.
- [16] Bouwmeester, J., Flexibele waterbouwkundige constructies, Delft, 1987, TU-Delft.
- [17] Battjes, J.A., Korte golven. Delft, 1987, TU-Delft.
- [18] Agema, J.F., Waterkeringen, Delft, 1982, TU-Delft.
- [19] Breusers, H.N.C., Nicollet, G., Shen, H.W., Local scour around cylindrical piers, 1977, Journal of Hydraulic Research 15 no 3.
- [20] Jain, S.C., Fischer, E.E., Scour around bridge piers at high flow velocities, 1980, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, HY 11.
- [21] Elliott, K.R., Baker, C.J., Effect of pier spacing on scour around bridge piers, 1984, Journal of Hydraulic Engineering.
- [22] The closure of tidal basins, Delft, 1987, Rijkswaterstaat.
- [23] Richtlijnen voor de berekening van buisconstructies Rb ' 82, 1982, Werkgroep ' Buisconstructies ' van het Staalbouwkundig genootschap.
- [24] Wardenier, J., Hollow section joints, Delft, 1982.

- [25] Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies - TGB 1972 - Staal. NEN 3851, Rijswijk, 1977, Nederlands Normalisatie Instituut.
- [26] GTB grafieken en tabellen voor beton gebaseerd op VB 1974. Zoetermeer, 1980³, Betonvereniging.
- [27] Vis. W.C., Sagel, R., Eenvoudige betonberekeningen, 's Hertogenbosch, 1984⁶, Vereniging Nederlandse Cementindustrie.

DE 3^e OLIESTEIGER iN HALDIA

DEEL 2 FIGUREN - TABELLEN



ONTWERP 3° OLIESTEIGER IN HALDIA

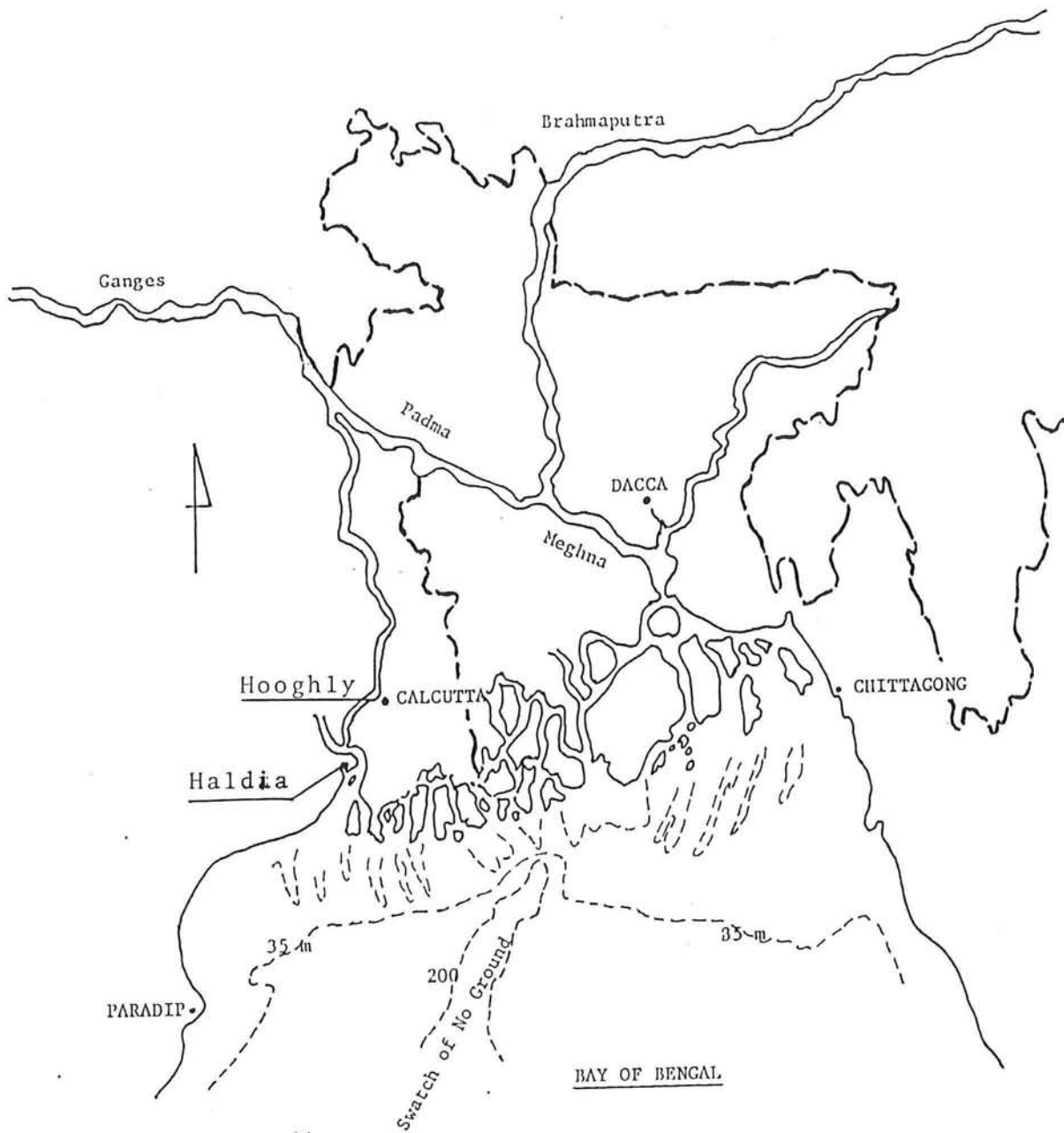
DEEL 2 : FIGUREN EN TABELLEN

W. F. Molenaar

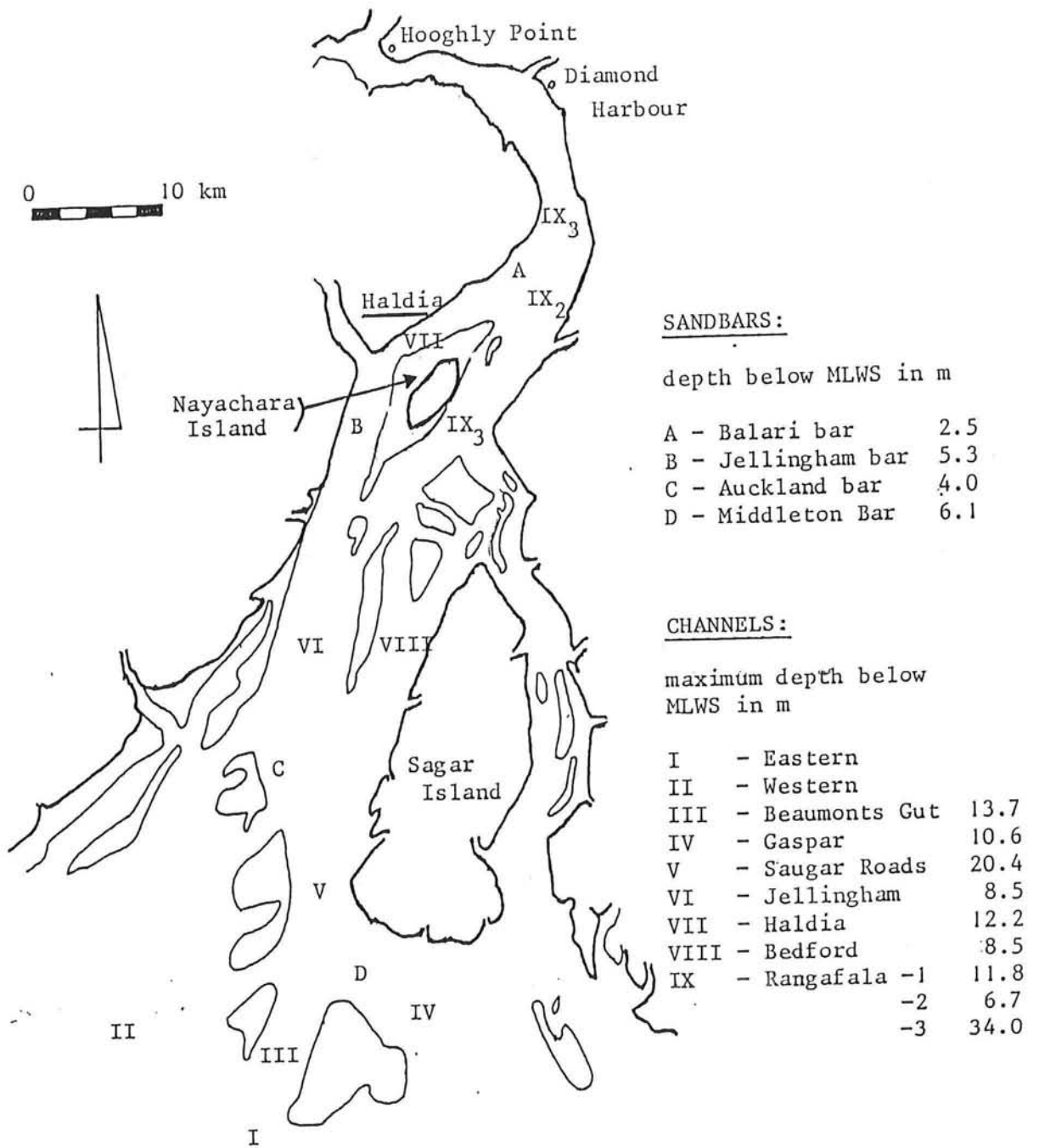
Delft

Augustus 1988

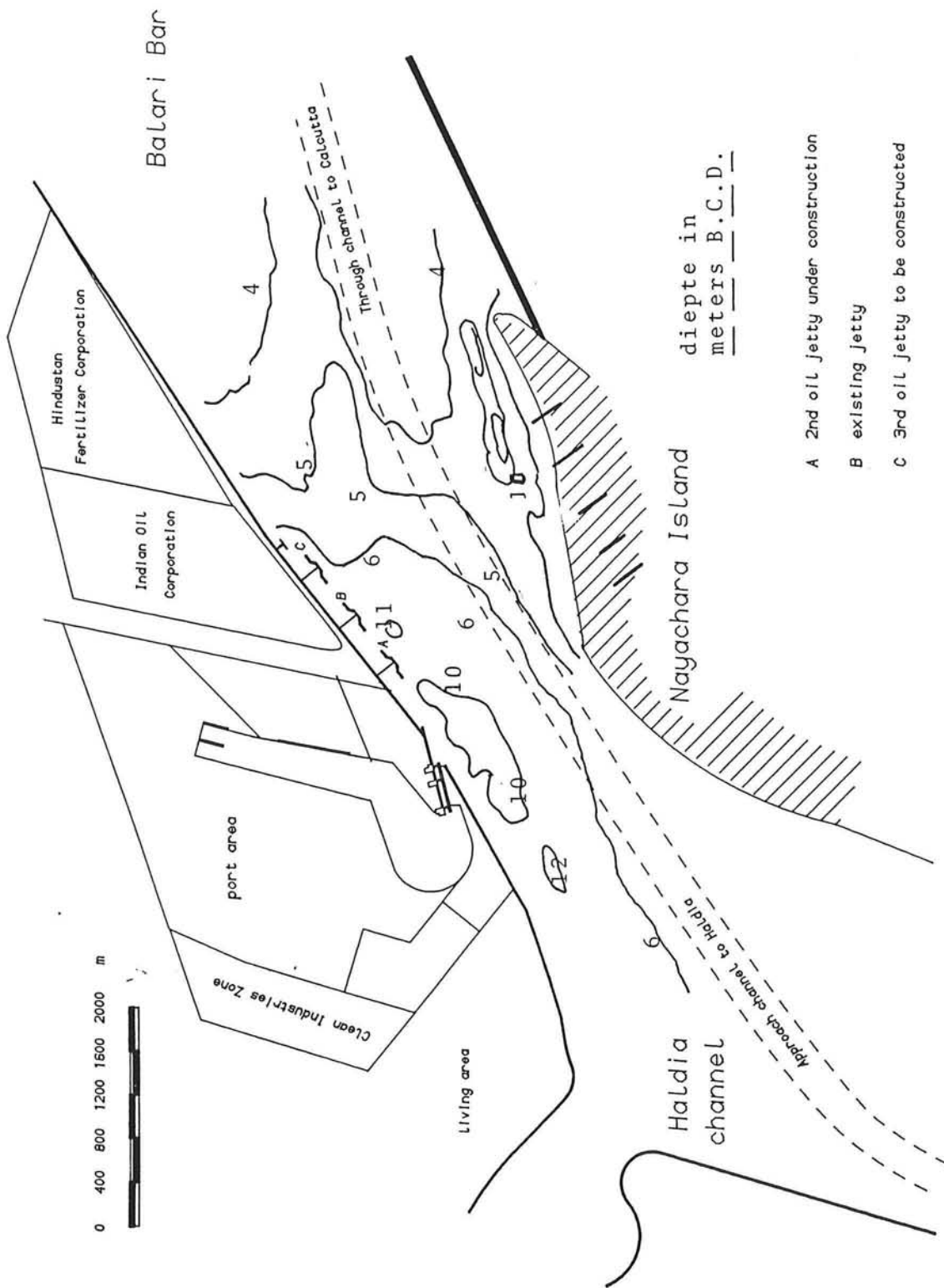
Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek



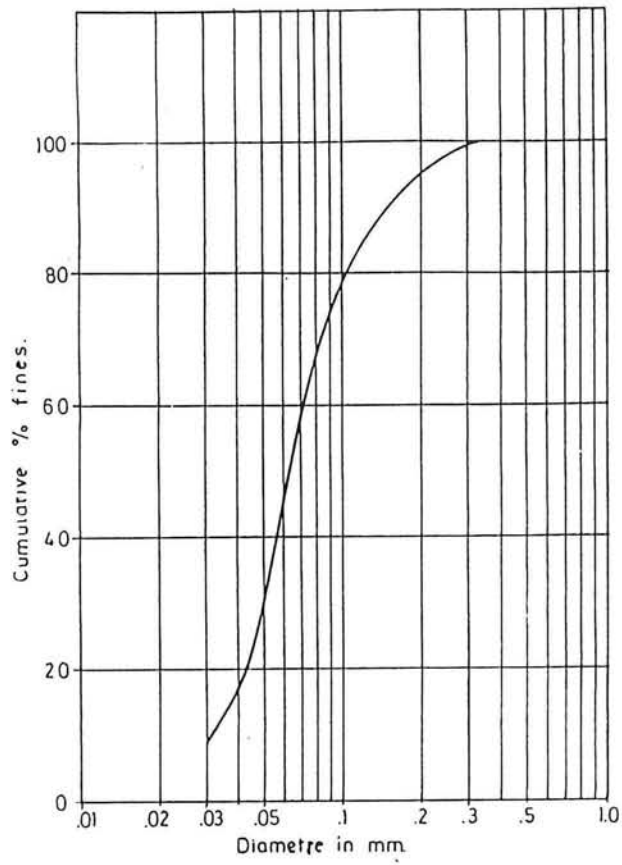
Figuur 1 Ganges-delta en Baai van Bengalen



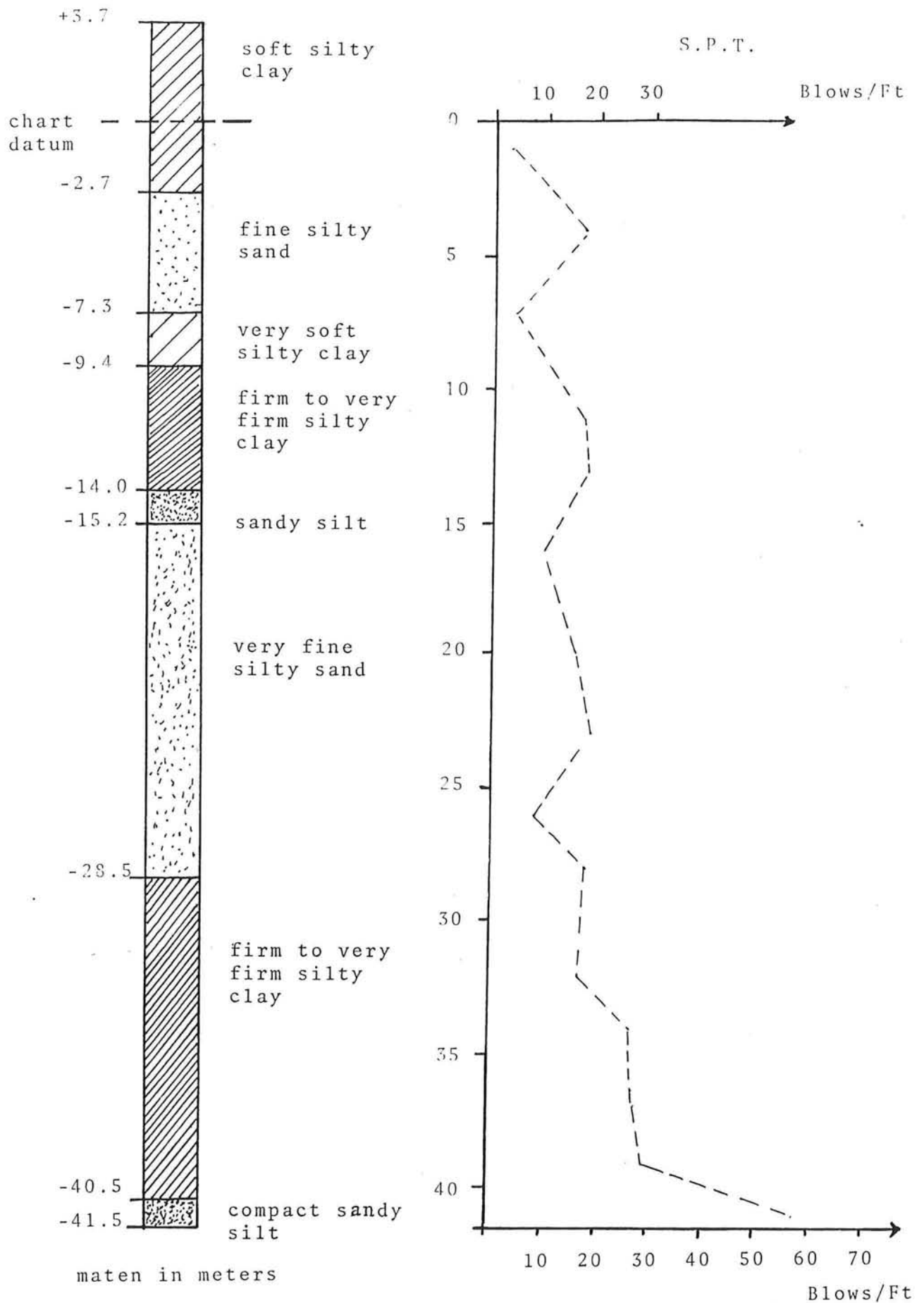
Figuur 2 Hooghly estuarium



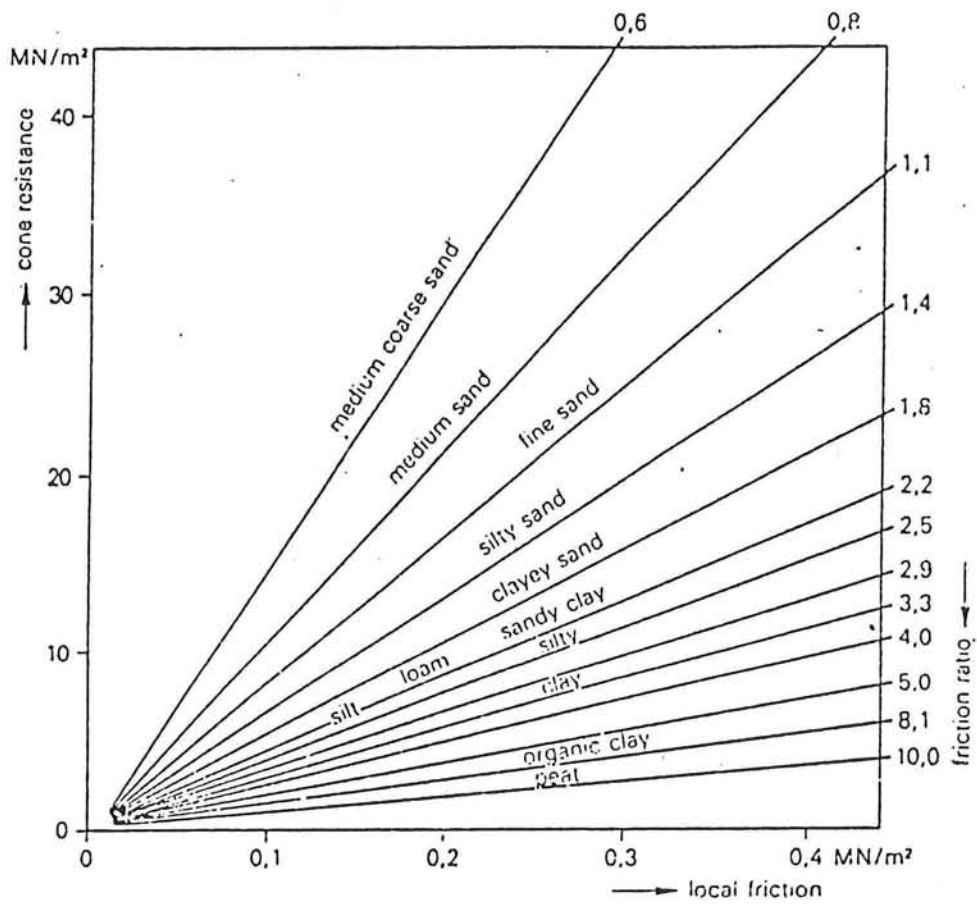
Figuur 3 Haven Haldia, ligging oliesteigers, dieptelijnen



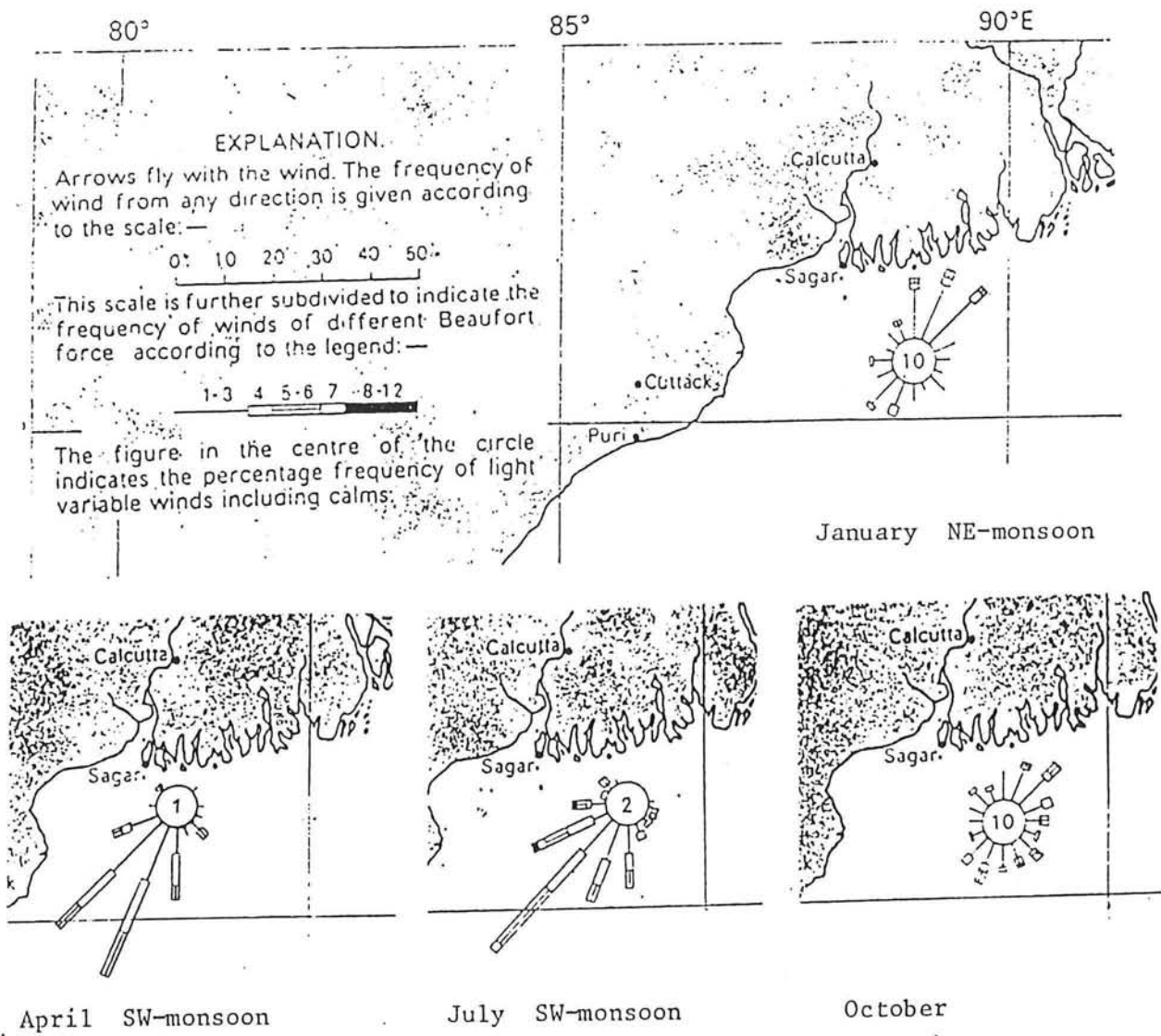
Figuur 4 Zeefkromme bedmateriaal bij oliesteiger



Figuur 5 Grondboring en S.P.T.



Figuur 6 Relatie C_w en W voor verschillende grondsoorten



Figuur 7 Windrozen voor de Baai van Bengalen

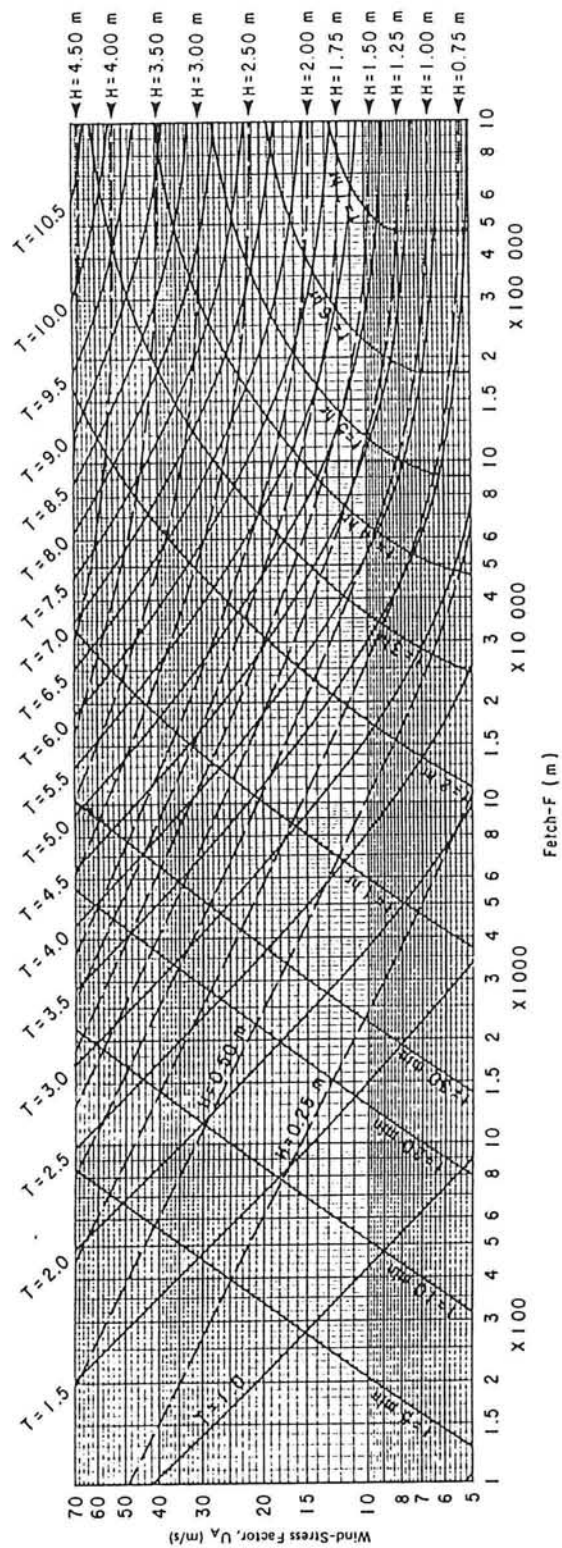
TABEL 2 Stroomsnelheden in m/s

gemiddeld getijverschil = 3.00 tot 3.30 m

	gemiddelde tijdens		maximum tijdens	
	Vloed	Eb	Vloed	Eb
Balari Channel	0.95	1.20	1.60	1.65
Jellingham Bar	1.00	1.50	1.75	2.40

Getijverschil 4.89 m

GEMETEN BIJ BESTAANDE OLIESTEIGER		Maximum tijdens	
		Vloed	Eb
Haldia	1965	2.71	2.53
	1978	3.05	3.33
	1987	2.50-3.00	2.50-3.00



Forecasting curves for shallow-water waves
12.0 meters

Figuur 8 Voorspelling significante golfhoogte

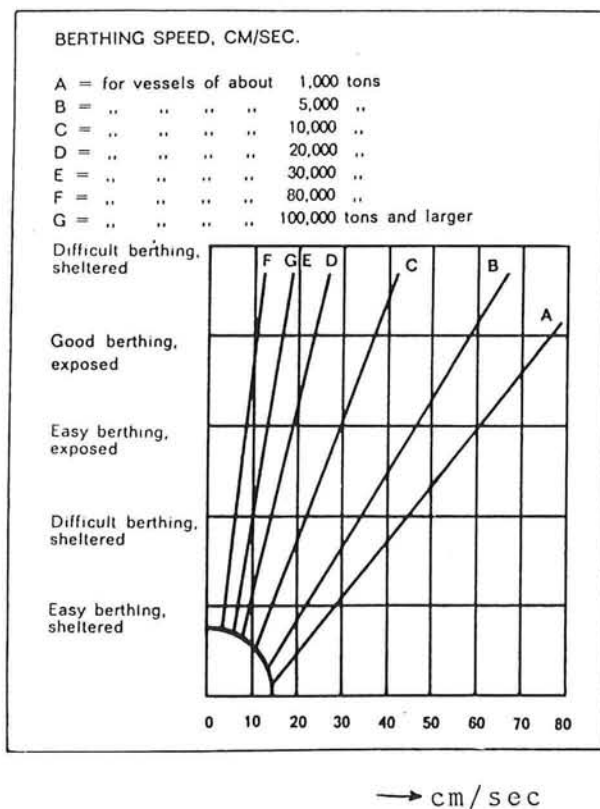
Tabel 3 Diepgang, vrijboord en oppervlak van de tanker

	85000 DWT	10000 DWT
H	15.50	11.6
Tmax	10.70	8.0
Fmin	4.80	3.6
Tmin	8.0	5.0
Fmax	7.5	6.6

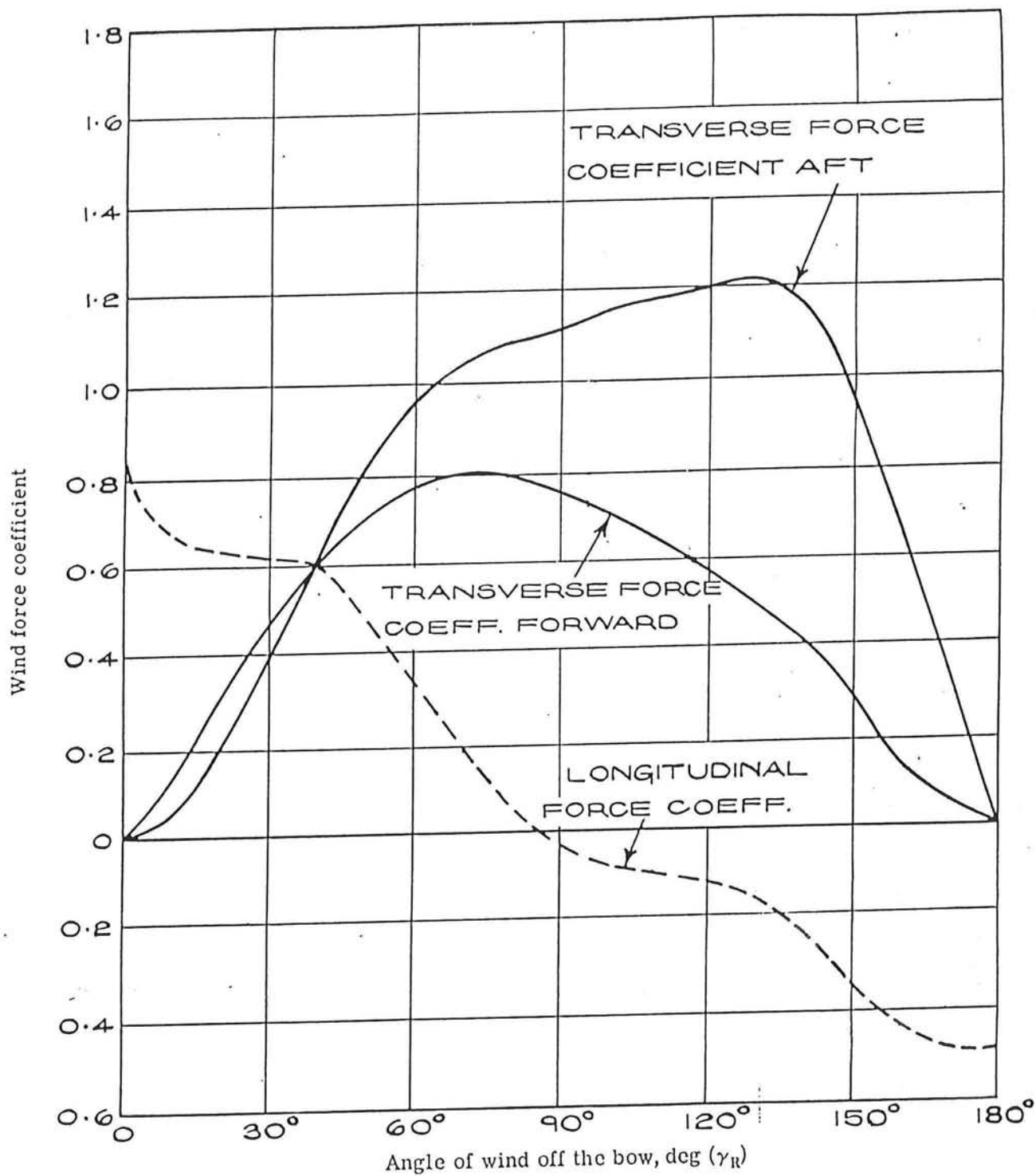
H = holte van het schip
 T = diepgang
 F = vrijboord

Getroffen windoppervlak:

85000 DWT geladen $A_t = 800 \text{ m}^2$
 $A_l = 2000 \text{ m}^2$
 in ballast $A_t = 900 \text{ m}^2$
 $A_l = 2850 \text{ m}^2$

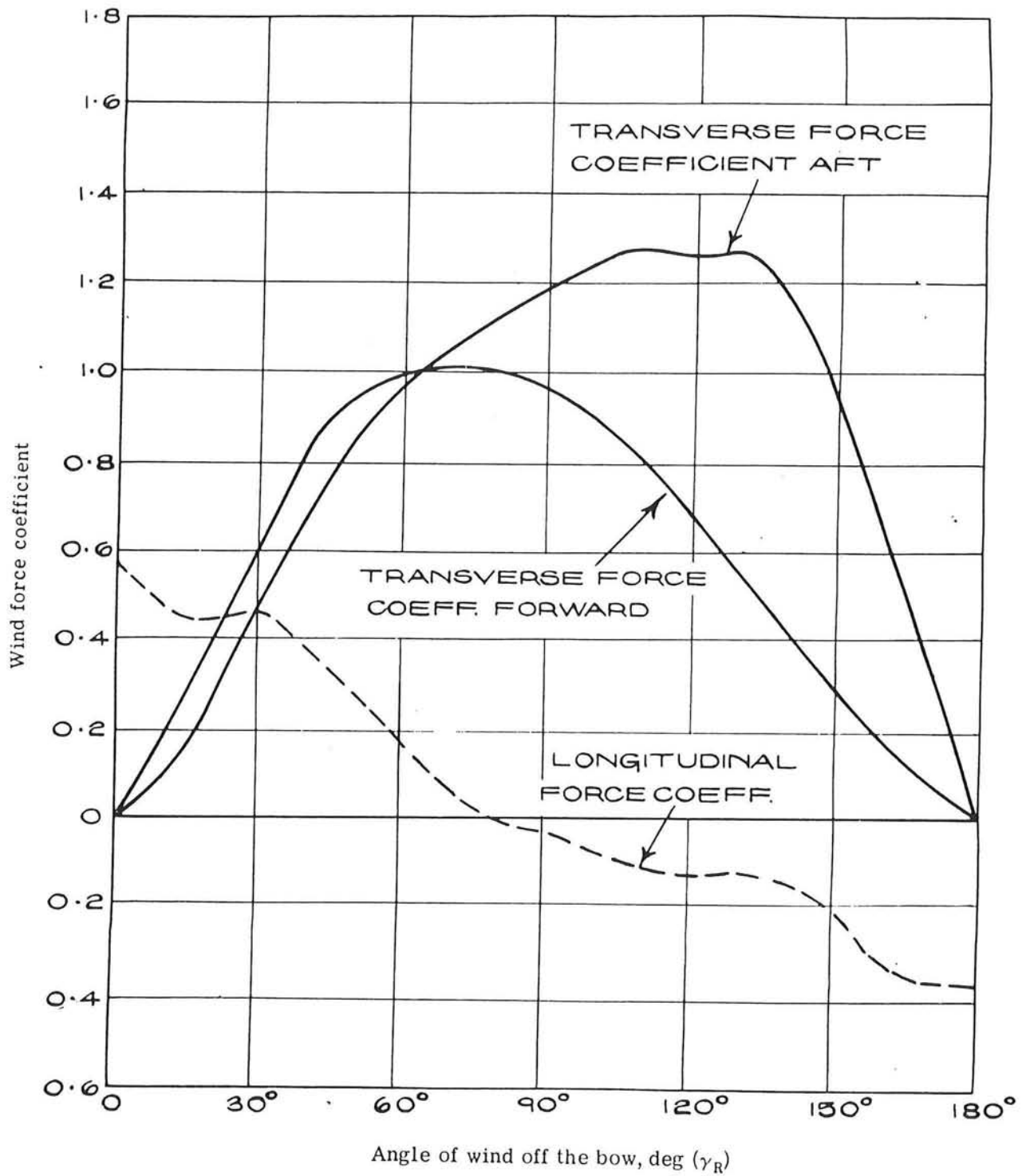


Figuur 9 afmeersnelheid



Wind Forces on Moored Ships: Tankers and Bulk Carriers, Superstructure Aft, Load Condition. Transverse and Longitudinal Force Coefficients.

Figuur 10 Windcoëfficiënten BSRA

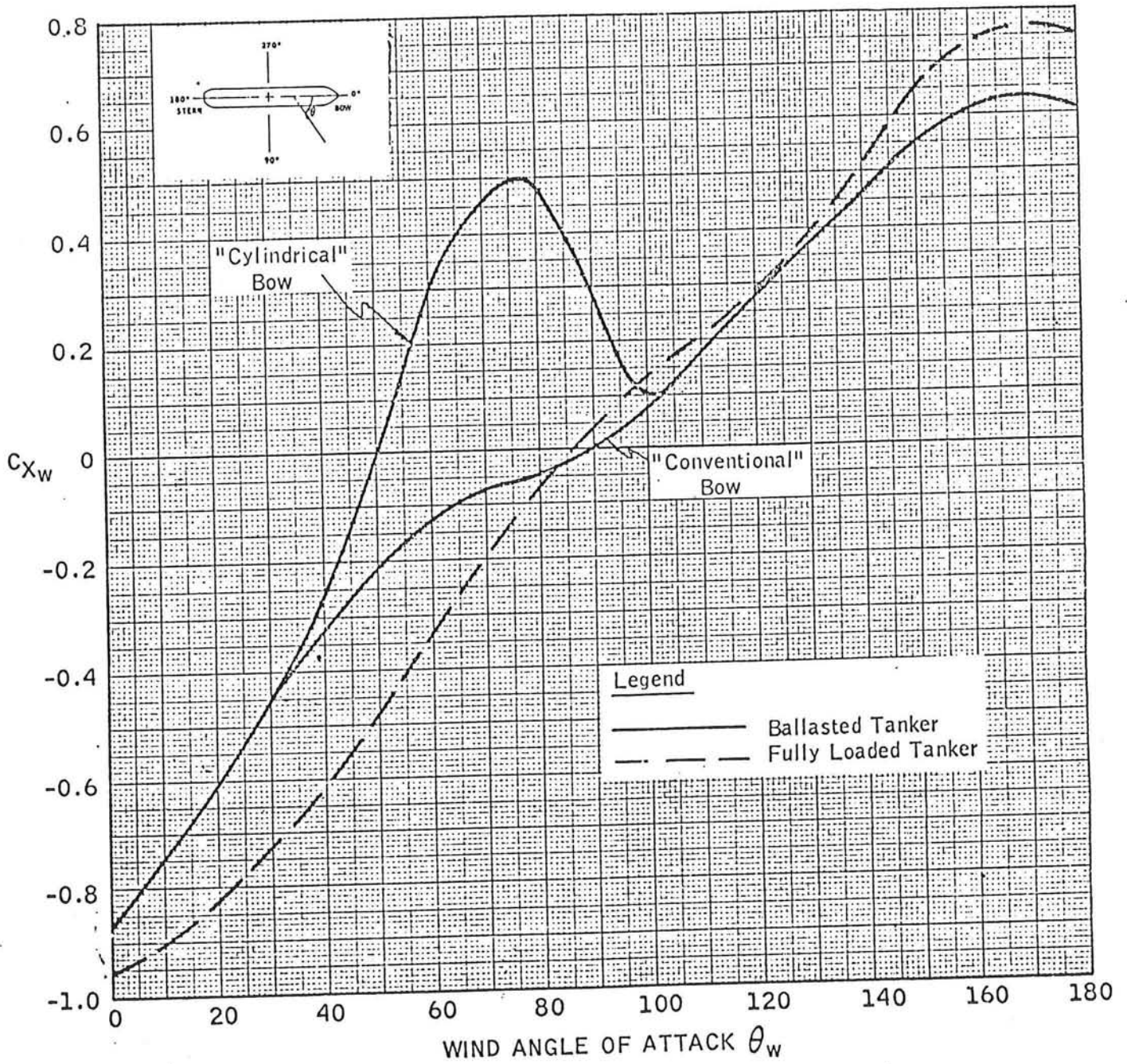


Wind Forces on Moored Ships: Tankers and Bulk Carriers, Superstructure Aft, Ballast Condition. Transverse and Longitudinal Force Coefficients.

Figuur 11 Windcoëfficiënten BSRA

LONGITUDINAL WIND FORCE COEFFICIENT

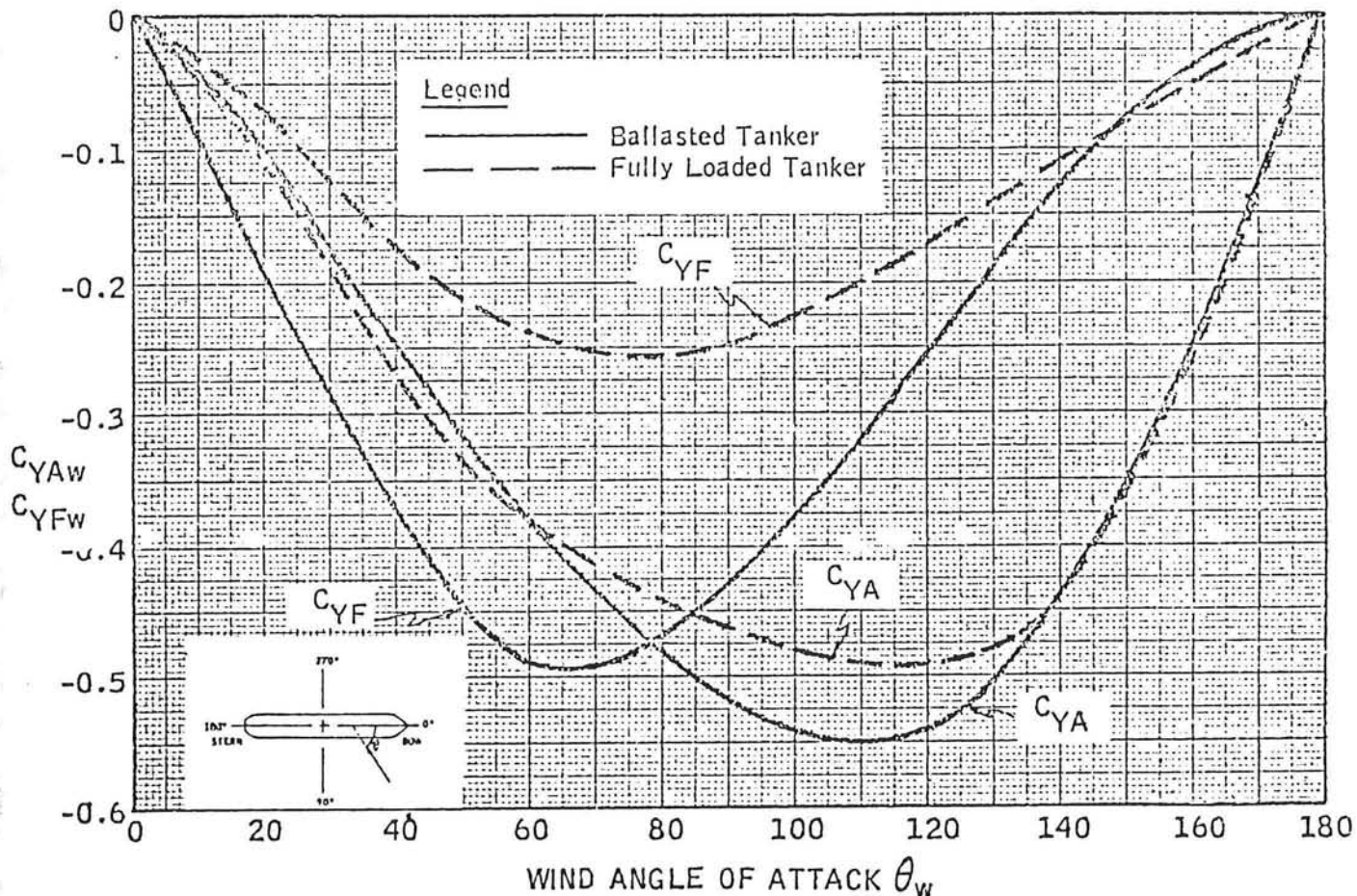
C_{Xw}



Figuur 12 Windcoëfficiënten OCIMF

LATERAL WIND FORCE COEFFICIENT
AT THE FORWARD AND AFT PERPENDICULARS

C_{YAW} , C_{YFW}



Figur 13 Windcoëfficiënten OCIMF

Tabel 4 Windkracht op geladen 85.000 DWT tanker

$A_l = 2000 \text{ m}^2$
 $A_t = 800 \text{ m}^2$
 $V_w = 63 \text{ knopen}$

BSRA	+ 60°	+ 30°	0°	- 20°	- 40°	
C_l	0.35	0.61	0.84	0.62	0.60	
C_a	0.95	0.40	0.00	0.20	0.60	
C_r	0.78	0.46	0.00	0.30	0.60	
F_l	134	233	320	236	229	kN
F_a	- 362	- 153	0	76	229	kN
F_r	- 298	- 174	0	114	229	kN

OCIMF	+ 60°	+ 30°	0°	- 20°	- 40°	
C_x	0.33	0.73	0.95	0.83	0.62	
C_a	- 0.38	- 0.18	0.00	0.11	0.28	
C_r	- 0.24	- 0.13	0.00	0.07	0.18	
F_x	172	380	495	432	323	kN
F_a	- 496	- 235	-	143	365	kN
F_r	- 313	- 170	-	91	235	kN

Gemiddelden van BSRA en OCIMF						
	+ 60°	+ 30°	0°	- 20°	- 40°	
F_x	153	307	408	334	276	kN
F_a	- 429	- 194	0	110	297	kN
F_r	- 306	- 172	0	103	232	kN

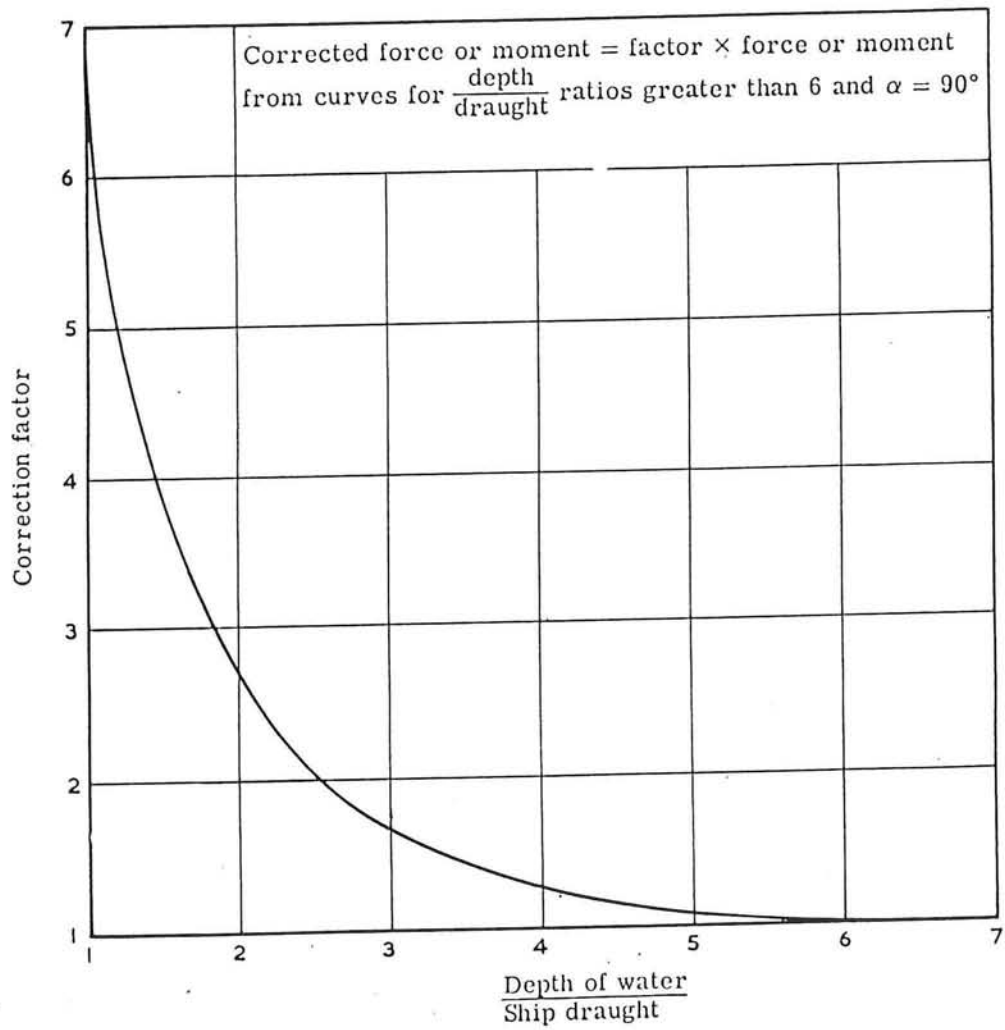
Tabel 5 Windkracht op geballaste 85.000 DWT tanker

$A_l = 2850 \text{ m}^2$
 $A_t = 900 \text{ m}^2$
 $V_w = 63 \text{ knopen}$

BSRA	+ 60°	+ 30°	0°	- 20°	- 40°	
C_l	0.20	0.47	0.57	0.45	0.38	
C_a	- 0.97	- 0.47	0.00	0.25	0.68	
C_r	- 1.00	- 0.60	0.00	0.40	0.84	
F_l	109	255	310	245	207	kN
F_a	- 527	- 255	-	136	370	kN
F_r	- 544	- 326	-	217	457	kN

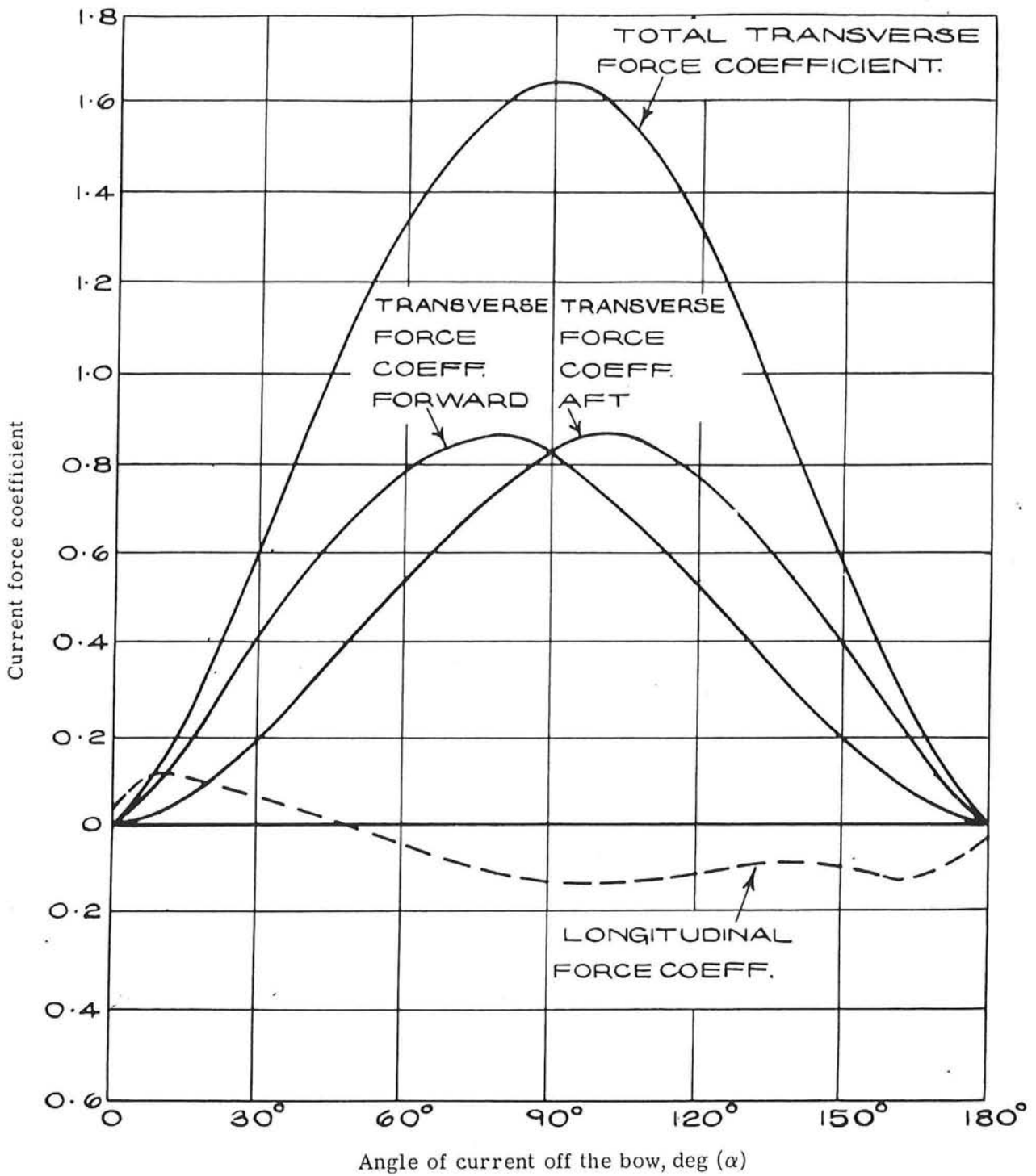
OCIMF	+ 60°	+ 30°	0°	- 20°	- 40°	
C_x	0.13	0.45	0.87	0.61	0.32	
C_a	- 0.38	- 0.19	0.00	0.11	0.27	
C_r	- 0.49	- 0.29	0.00	0.20	0.38	
F_x	76	264	510	358	188	kN
F_{y_a}	- 706	- 353	-	204	502	kN
F_{y_r}	- 910	- 539	-	371	706	kN

F_x	93	260	410	302	198	kN
F_a	- 617	- 304	-	170	436	kN
F_r	- 727	- 433	-	294	582	kN



Current Forces on Moored Ships: Correction Factors for Shallow Water.

Figuur 14 correctiefactor BSRA voor water-
stroomkrachten in ondiep water

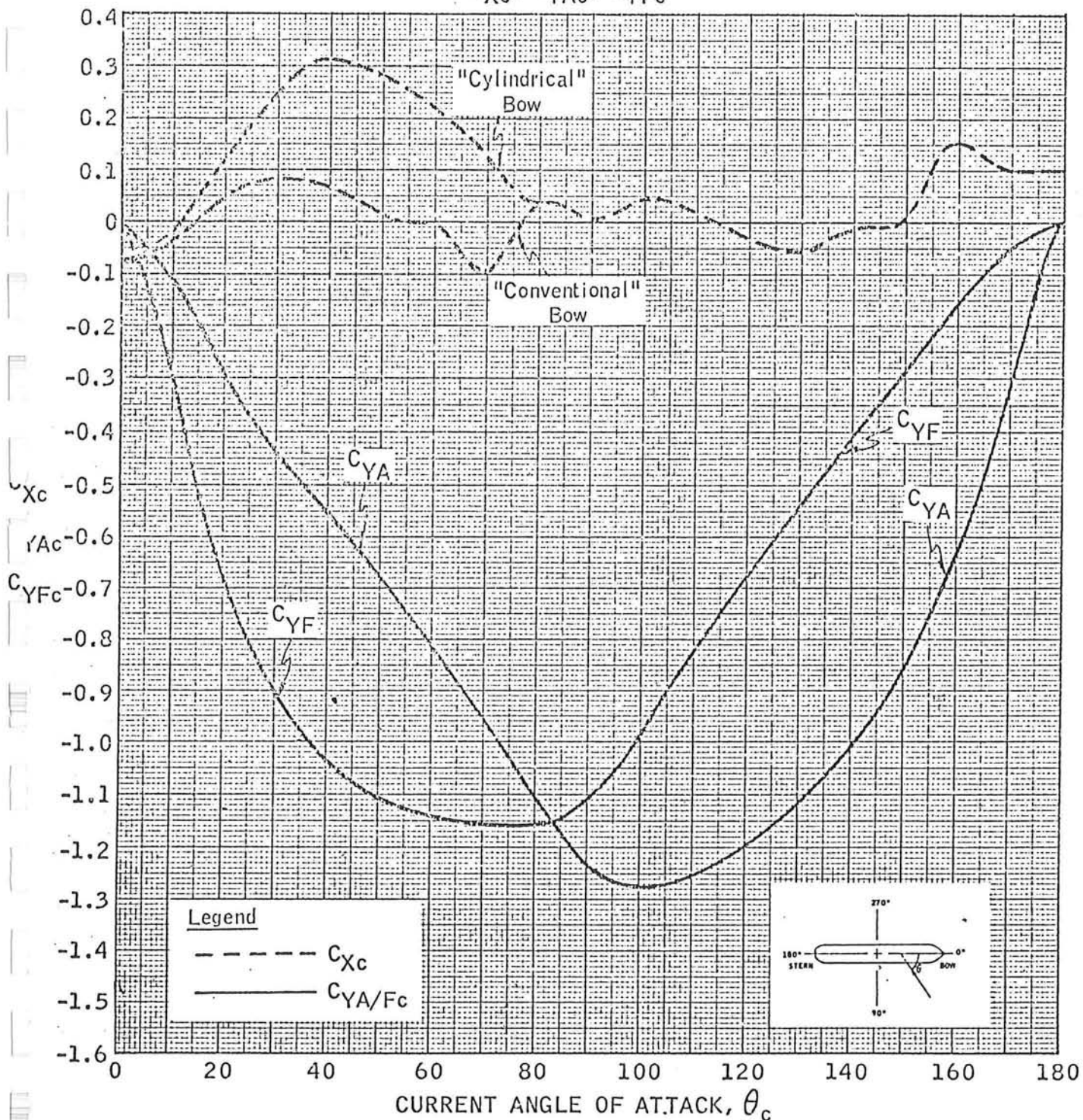


Current Force Coefficients For All Ships. All Conditions of Loading.

Figur 15 BSRA stroomcoëfficiënten

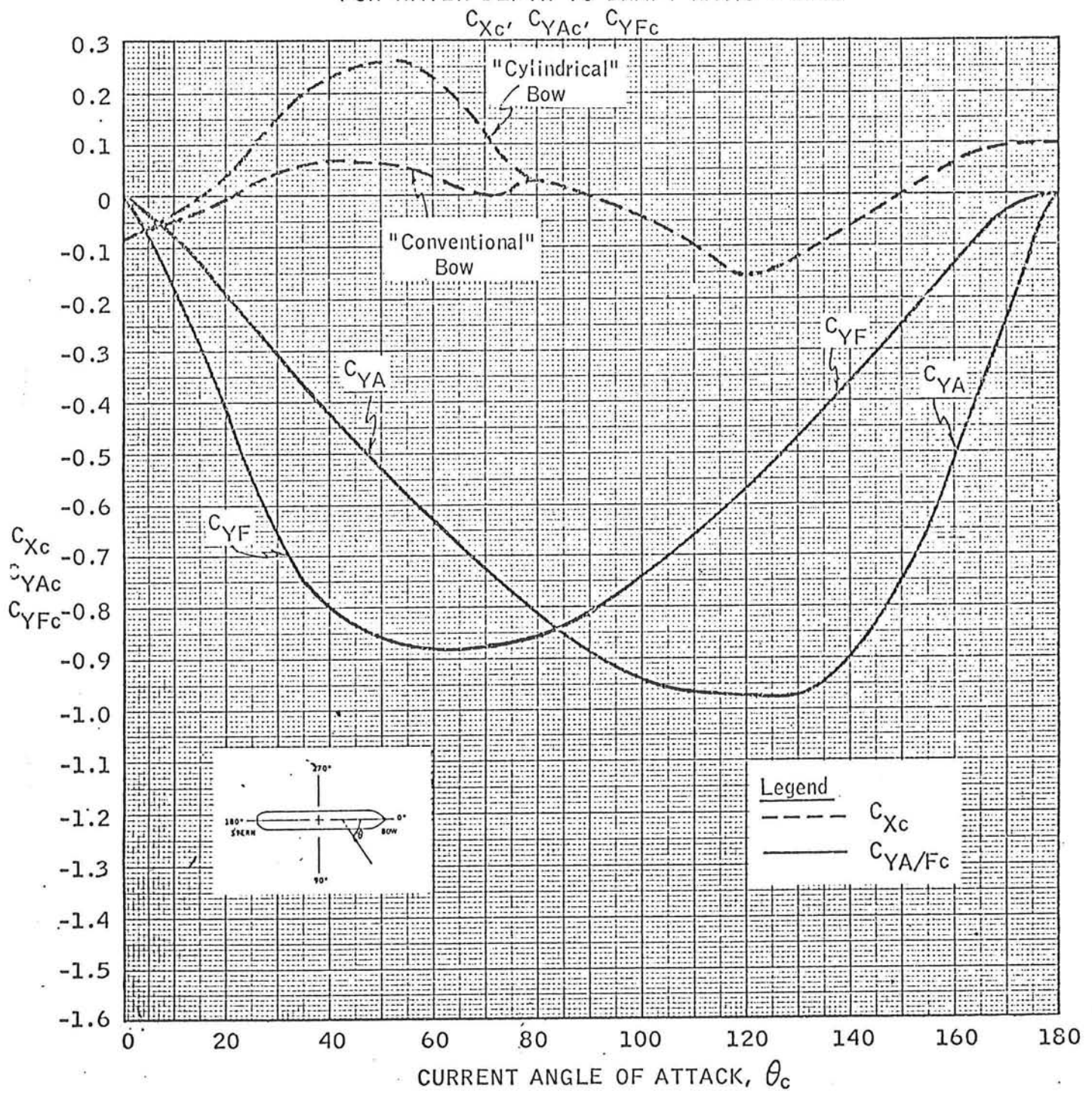
LONGITUDINAL CURRENT FORCE COEFFICIENT AND LATERAL CURRENT FORCE COEFFICIENT AT THE FORWARD AND AFT PERPENDICULARS FOR WATER DEPTH TO DRAFT RATIO = 1.20

C_{Xc} , C_{YAc} , C_{YFc}



Figuur 16 OCIMF stroomcoëfficiënten

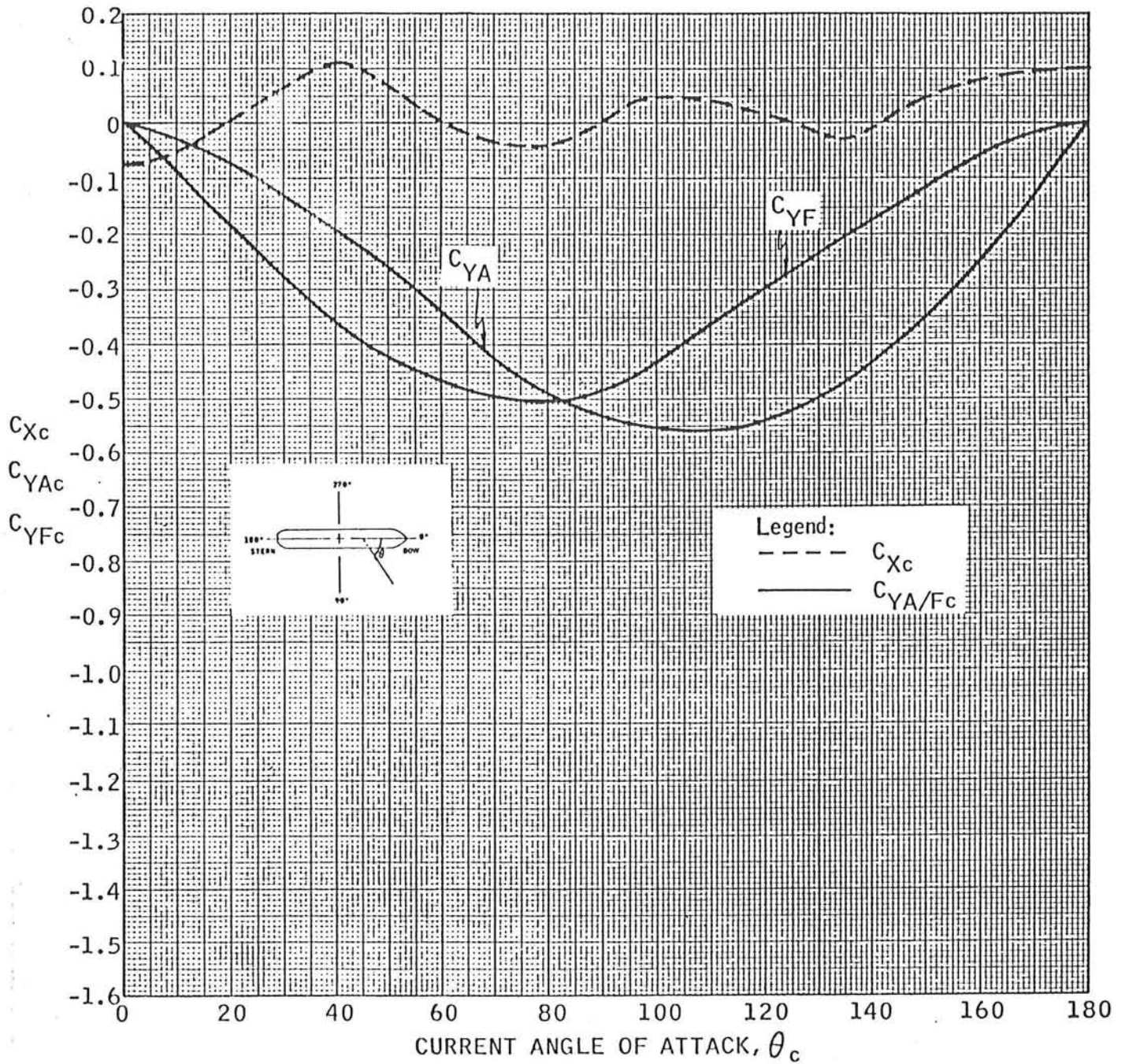
LONGITUDINAL CURRENT FORCE COEFFICIENT AND LATERAL CURRENT FORCE COEFFICIENT AT THE FORWARD AND AFT PERPENDICULARS FOR WATER DEPTH TO DRAFT RATIO = 1.50



Figuur 17 OCIMF stroomcoëfficiënten

LONGITUDINAL CURRENT FORCE COEFFICIENT AND LATERAL CURRENT
 FORCE COEFFICIENT AT THE FORWARD AND AFT PERPENDICULARS
 FOR WATER DEPTH TO DRAFT RATIO = 3.0

C_{Xc} , C_{YAc} , C_{YFc}



Figuur 18 OCIMF stroomcoëfficiënten

Tabel 6 Stroomkracht op de tanker

85.000 DWT geballaste tanker

$$T = 8.0 \text{ m} \quad \frac{d}{T} = \frac{14.7}{8.0} = 1.8$$

$\frac{d}{T} = 1.8$	BSRA		OCIMF		Gemiddeld		
	0°	170°	0°	170°	0°	170°	
C_x	0.12	0.23	0.08	0.10			
C_a	0.00	0.33	0.00	0.23			
C_r	0.00	0.12	0.00	0.03			
F_x	640	1760	1220	1524	930	1642	kN
F_{y_a}	0	1760	0	3506	-	2633	kN
F_{y_r}	0	640	0	457	-	549	kN

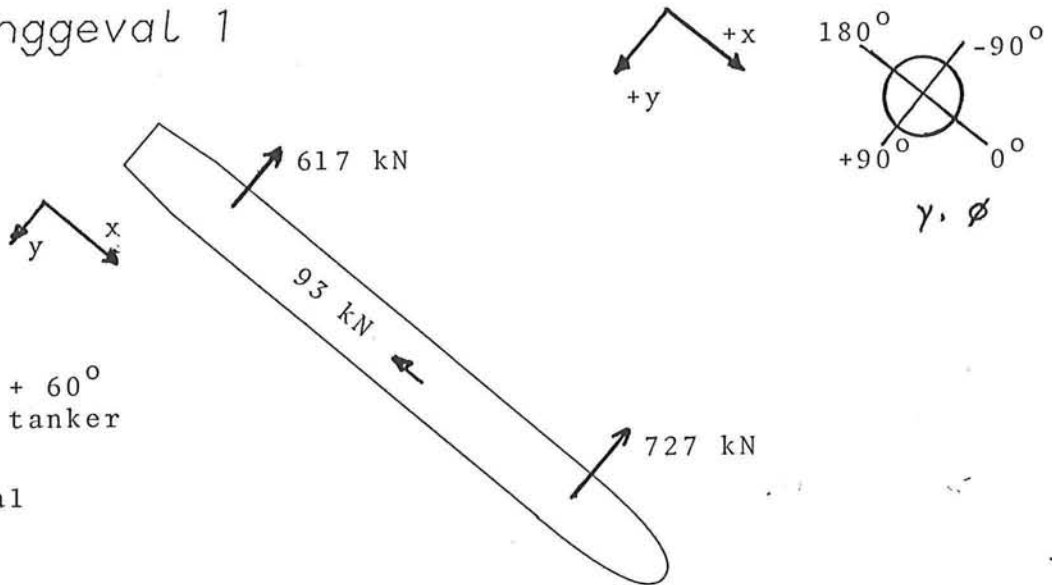
85.000 DWT geladen tanker

$$T = 10.7 \text{ m} \quad \frac{d}{T} = \frac{14.7}{10.7} = 1.4$$

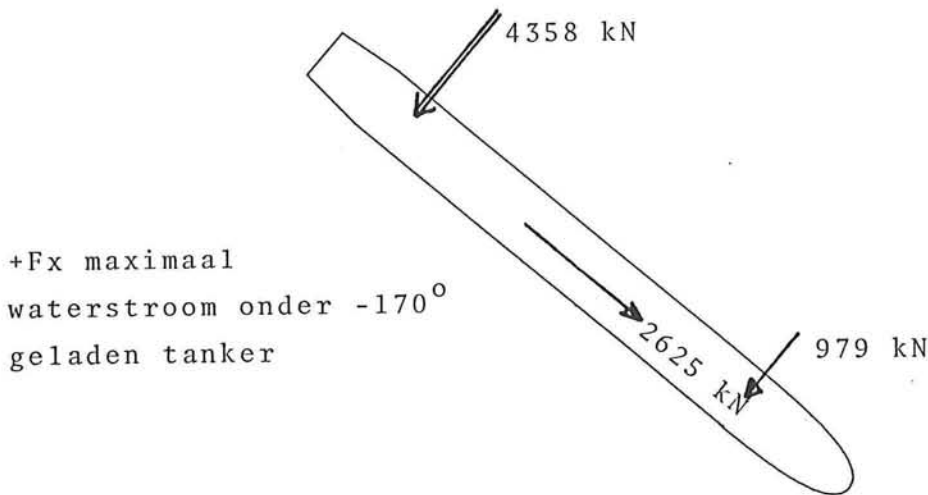
$\frac{d}{T} = 1.4$	BSRA		OCIMF		Gemiddeld		
	0°	170°	0°	170°	0°	170°	
C_x	0.16	0.45	0.08	0.10			
C_a	0.00	0.45	0.00	0.27			
C_r	0.00	0.16	0.00	0.04			
F_x	1141	3210	1631	2039	1386	2625	kN
F_{y_a}	0	3210	0	5505	0	4358	kN
F_{y_r}	0	1141	0	816	0	979	kN

Belastinggevallen:

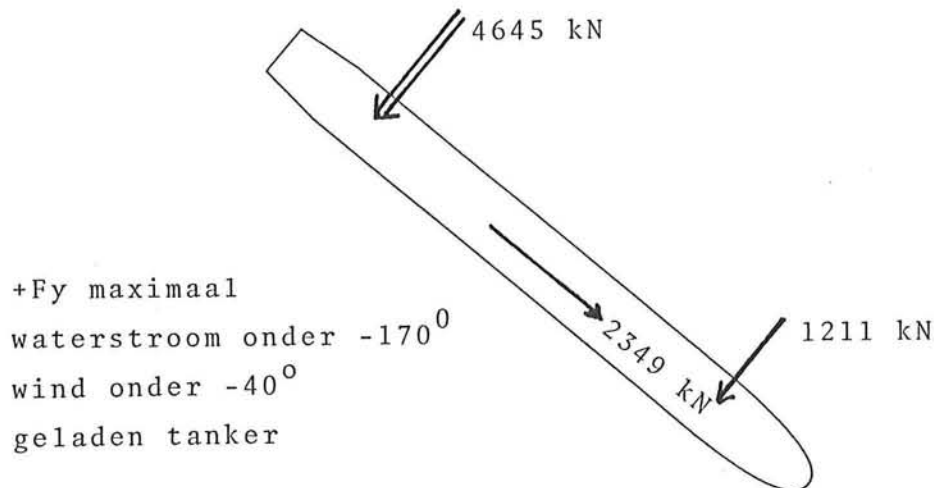
belastinggeval 1



belastinggeval 2



belastinggeval 3



Figuur 19 Resulterende belastinggevallen door wind- en waterkrachten

Niveau onderkant van de constructies ten opzichte van C.D.:

-	Hoogste waterstand HWHS	+	5.90	A.C.D.
-	maximale golfkamhoogte n_c in golfveld; $H_m = 1.5$ m	+	1.70	A.C.D.
-	windopzet	+	0.40	A.C.D.
-	luchtventiel	+	1.00	A.C.D.
	onderkant constructie	+	9.00	A.C.D.

Golfkamhoogte n_c , zie 'Shore Protection Manual':

$$H_{\max} = 1.8 * H_m = 1.8 * 1.5 = 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{d}{gT^2} = 0.064$$

$$\frac{H}{gT^2} = 0.0172$$

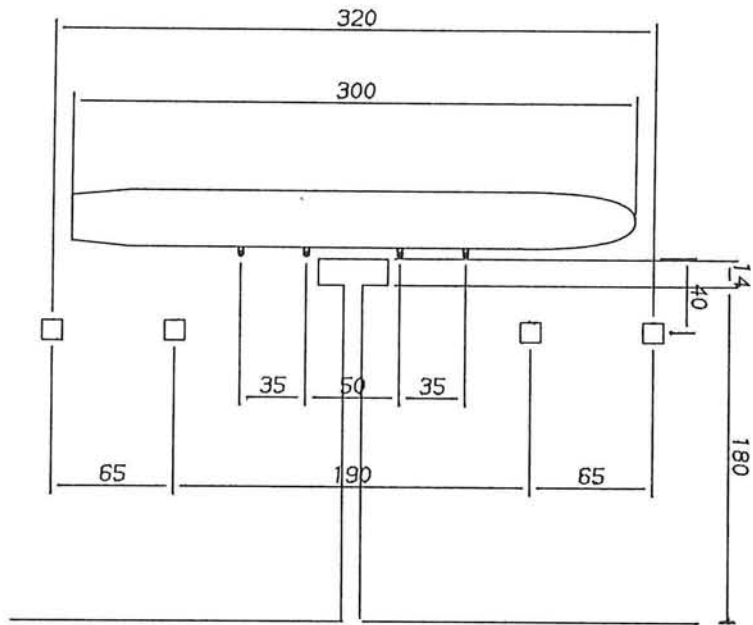
aflezen grafiek n.a.v.
factor 0.65

$$n_c = 0.65 * H_{\max} = 1.70$$

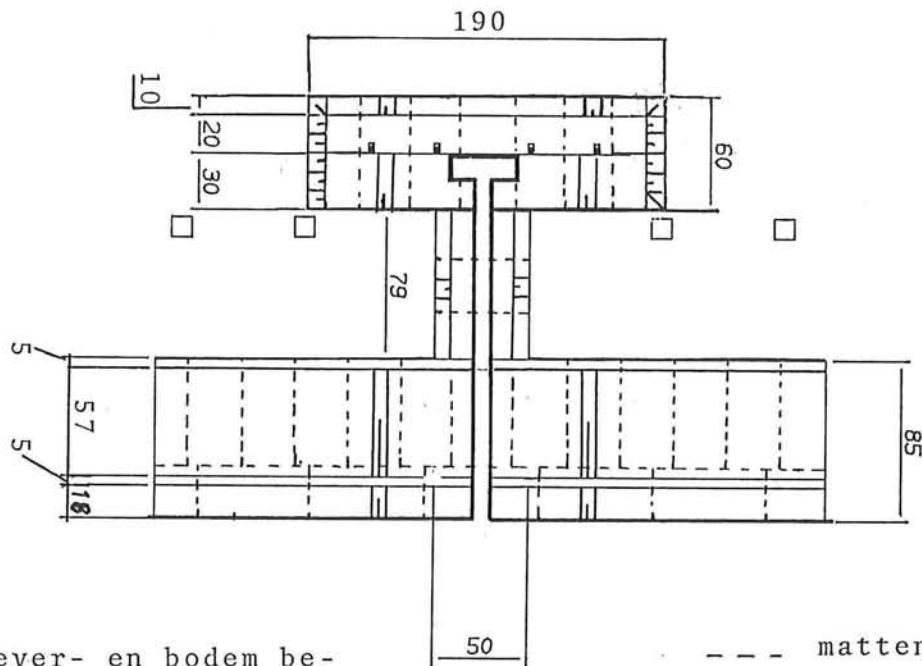
Onderstaande formule voor de windopzet mag in feite alleen in gesloten bekkens, waarvan de halve lengte F bedraagt, worden toegepast.

$$\text{windopzet } \delta : \delta = 4 * 10^{-6} * \frac{v_w^2 F}{gd} = 0.4 \text{ m}$$

Figuur 20 Niveau onderkant van de constructie

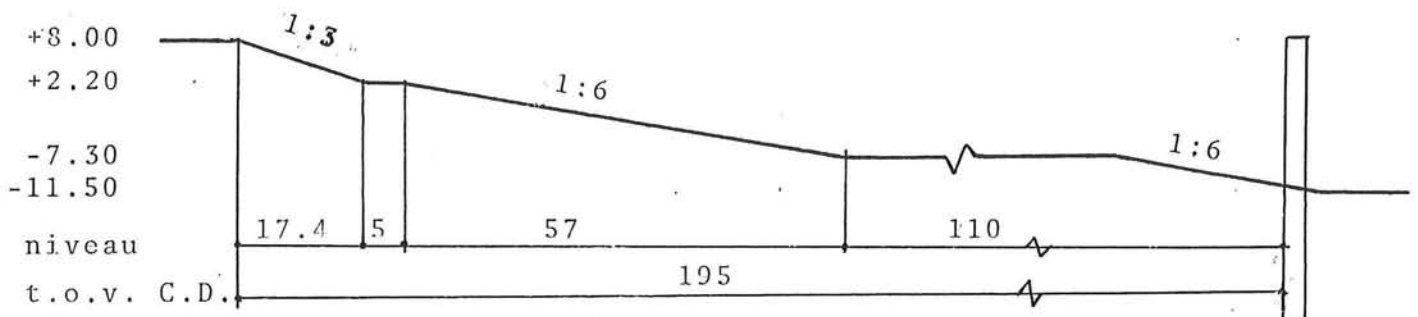


21. A: Steiger layout



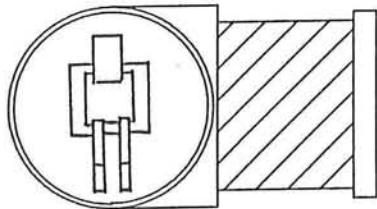
21 B: Oever- en bodem bescherming

--- mattenpatroon
 ▨ talud

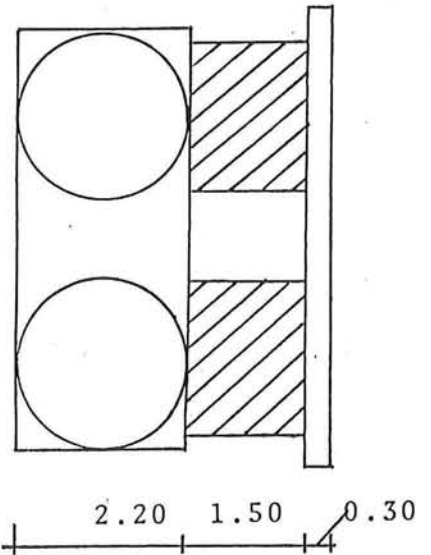


21 C: Geschematiseerd oever- en bodemprofiel

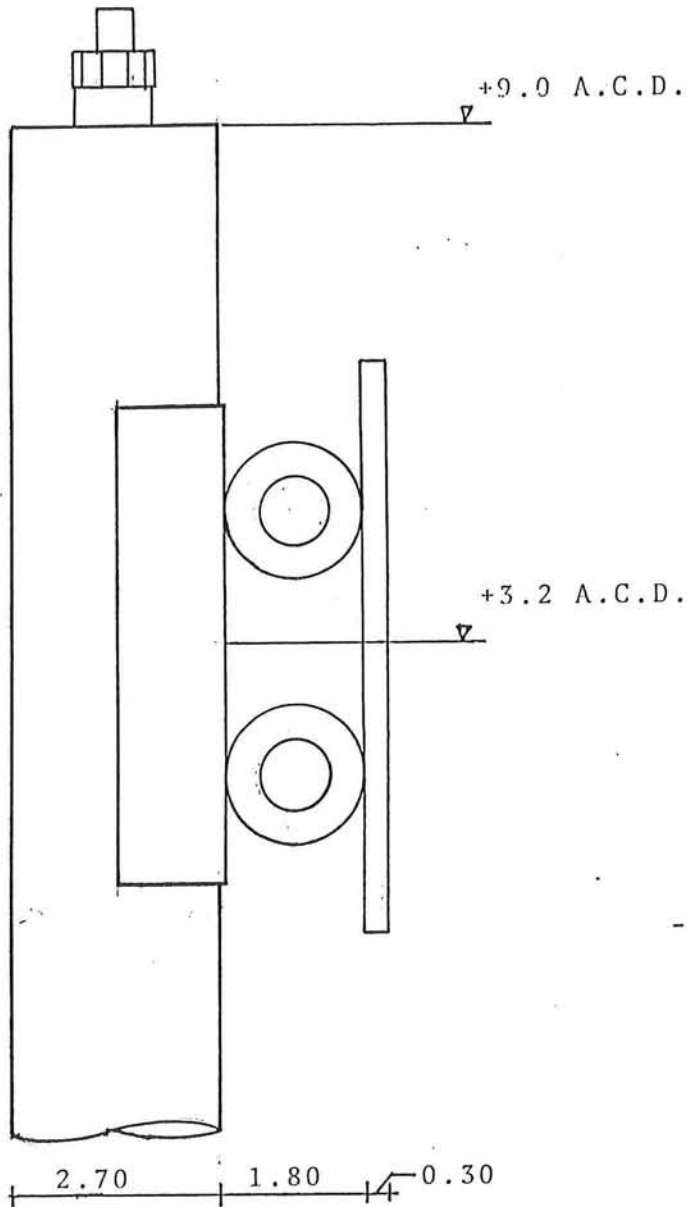
Figuur 21 A,B,C: Layout steiger, oever- en bodembescherming;
 Geschematiseerd oever- en bodemprofiel



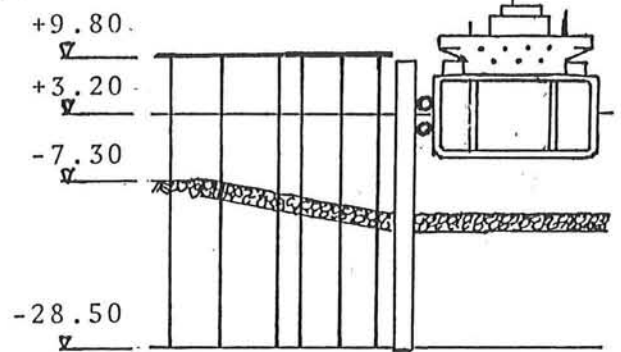
BOVENAANZICHT
ALTERNATIEF-A



BOVENAANZICHT
ALTERNATIEF-B



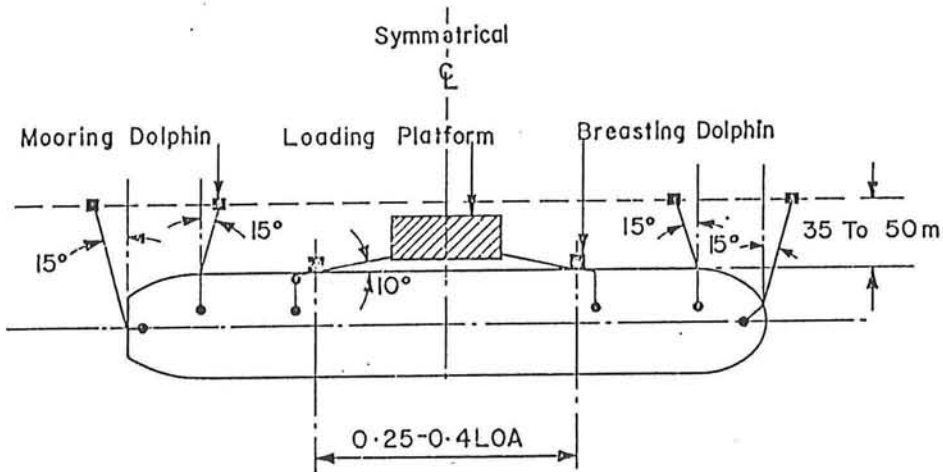
ZIJAANZICHT



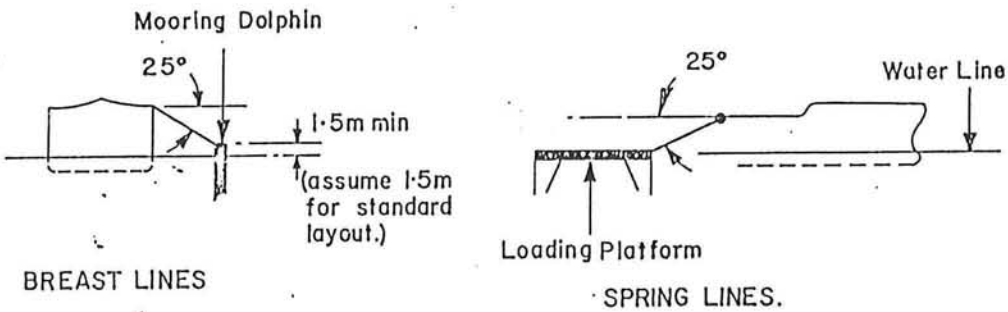
ZIJAANZICHT PLATFORM -
MEERSTOEL

Figuur 22 Zij- en bovenaanzichten meerstoel

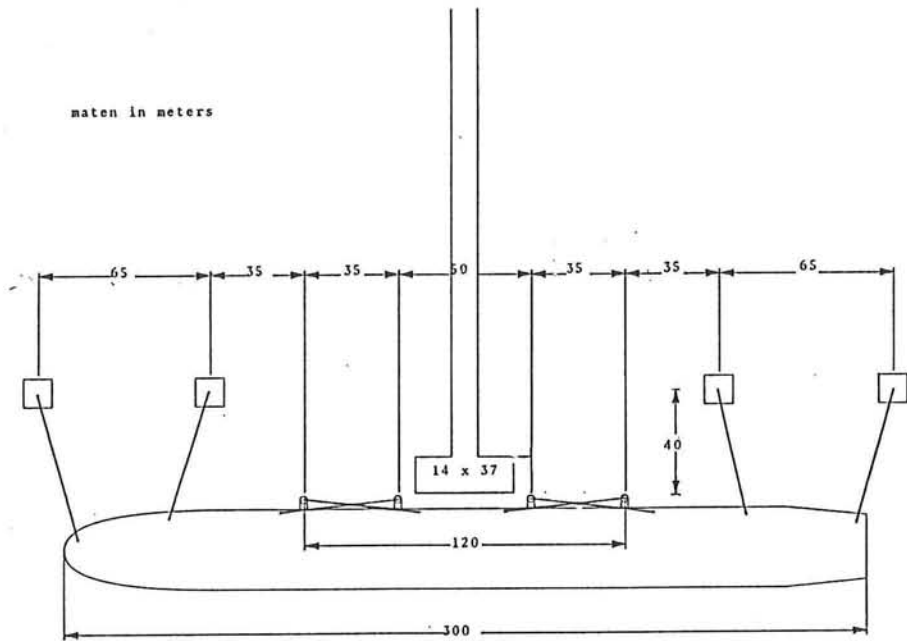
IDEAL VLCC BERTH



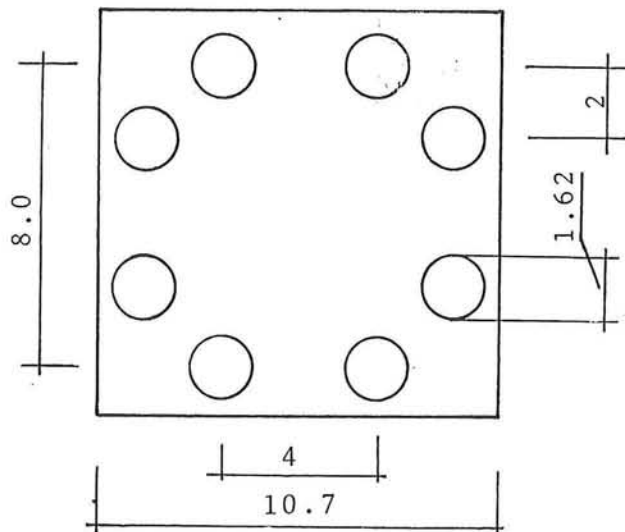
(assume 0.3 LOA for standard layout)
horizontal angles not to exceed values shown.



vertical angles of lines (in true elevation) not to exceed values shown with vessel in least favorable load state.

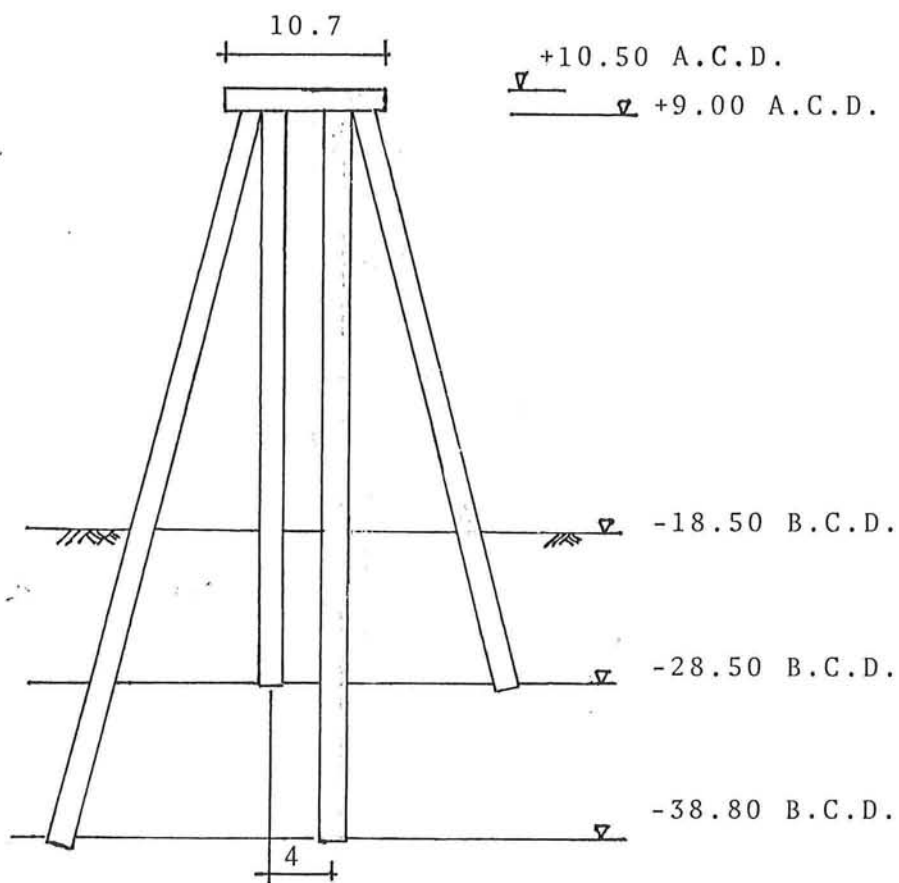


Figuur 23 OCIMF richtlijnen voor meersysteem en uitwerking voor 85.000 DWT tanker



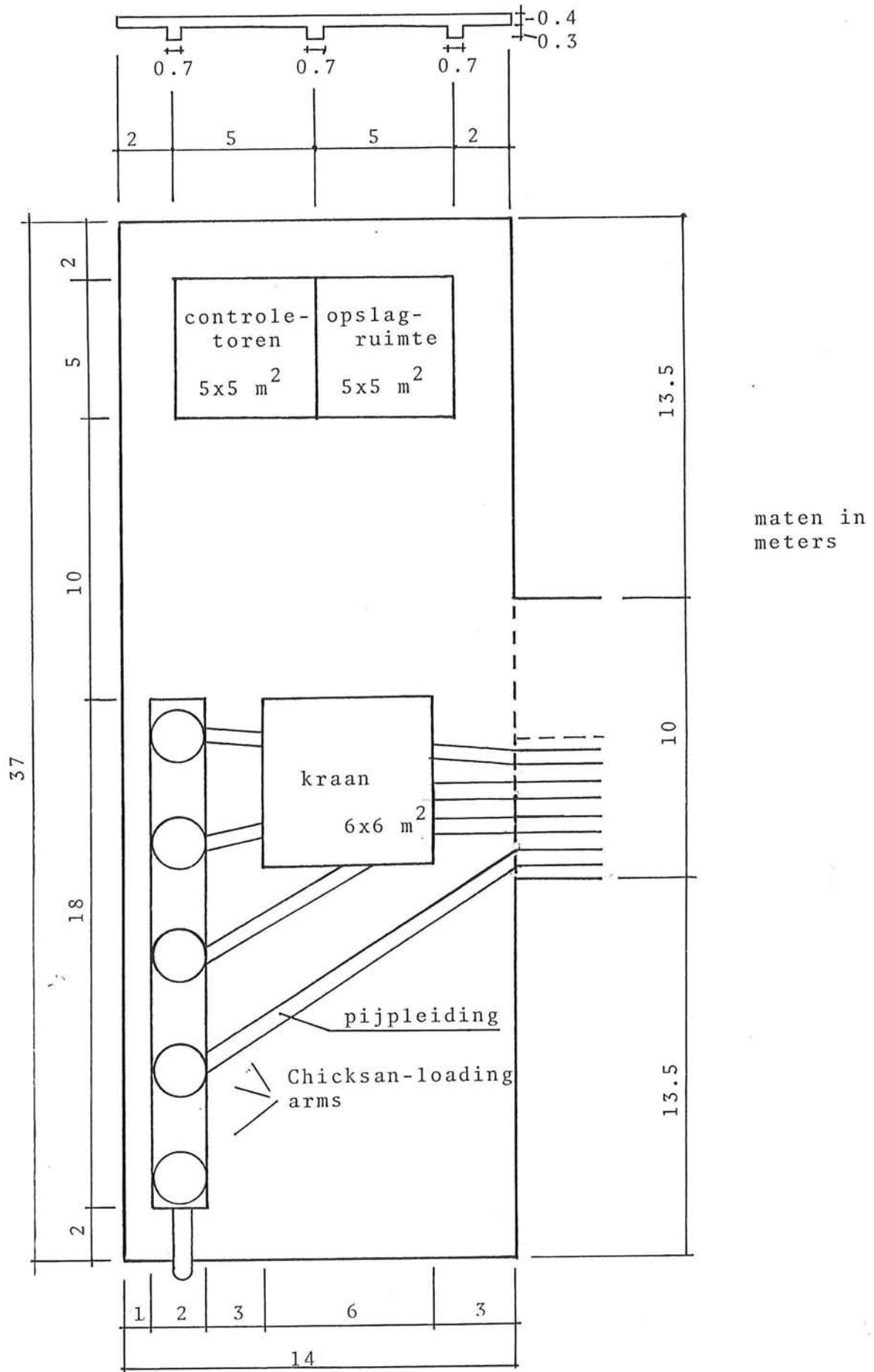
maten in
meters

DOORSNEDE BOLDERSTOEL OP +9.00 A.C.D

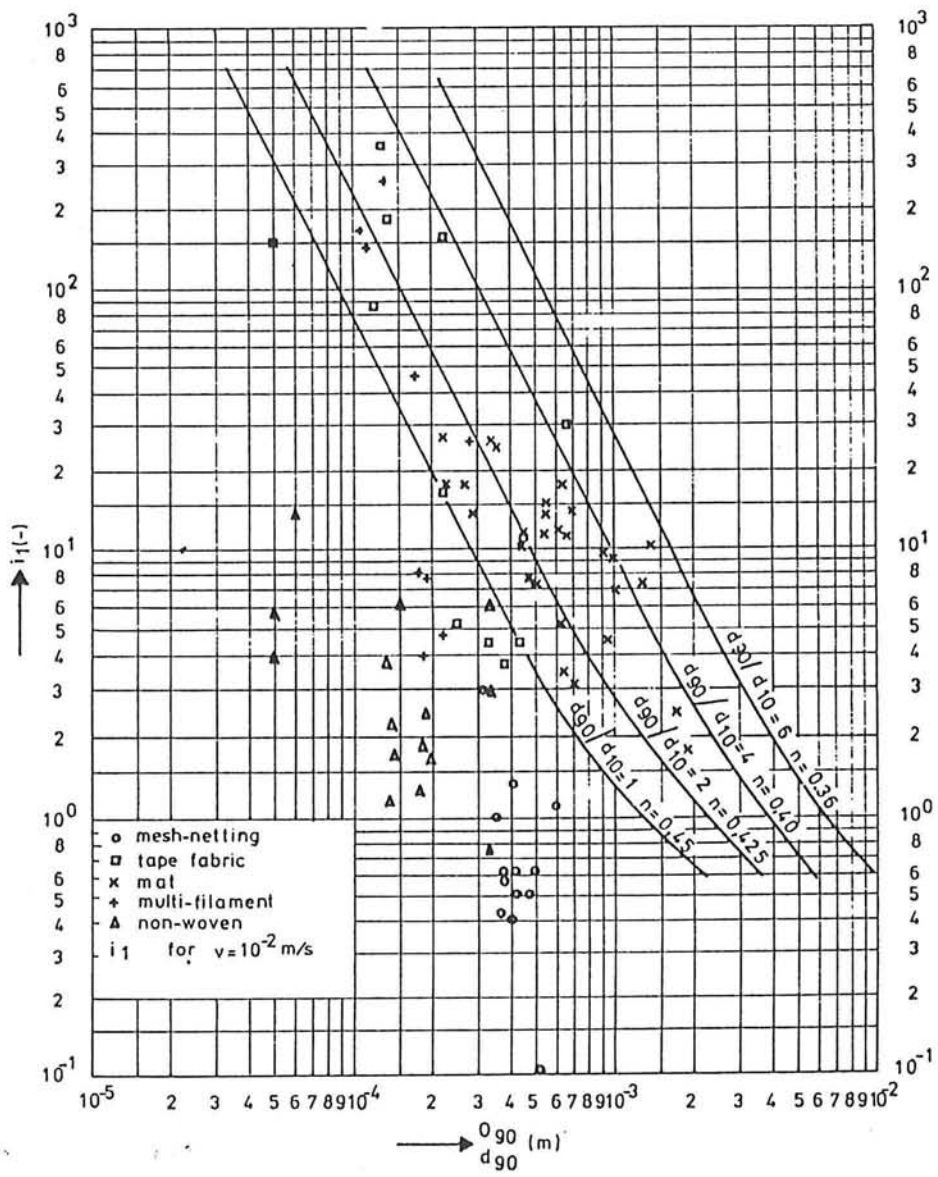


ZIJAANZICHT BOLDERSTOEL

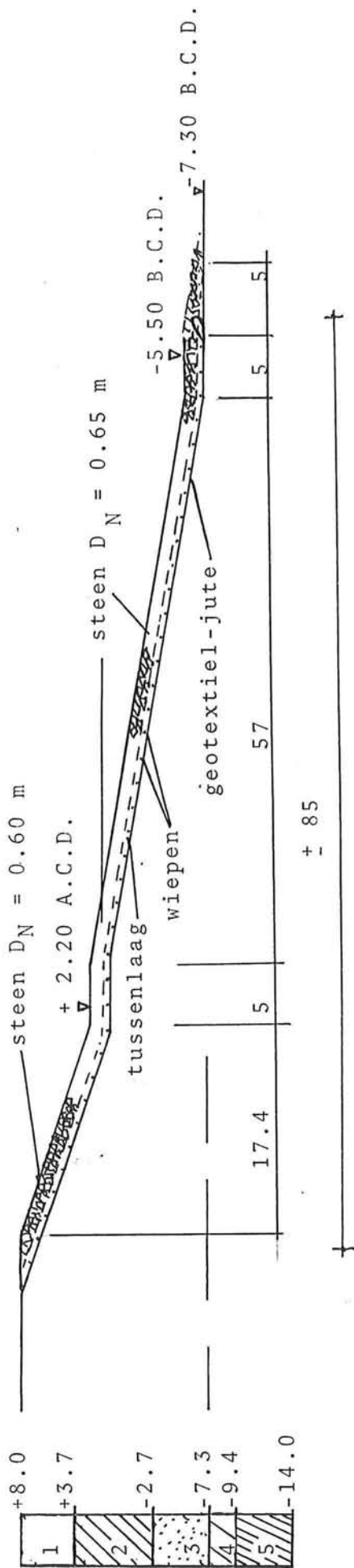
Figuur 24 Aanzicht en doorsnede van bolderstoel



Figuur 25 Layout platform, doorsnede steigerdek

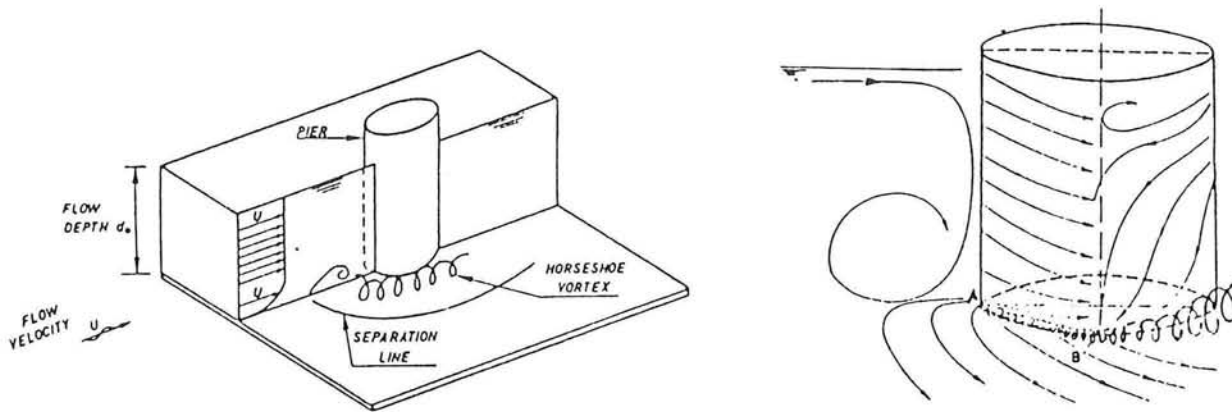


Figuur 26 Gradiënt i_1 als functie van d_{90} en d_{90}/d_{10}



- laag 1: onbekend
- laag 2: soft silty clay
- laag 3: fine silty sand
- laag 4: very soft silty clay
- laag 5: firm to very firm silty clay

Figuur 27 Dijkprofiel, dijkbekleding en grondsoorten

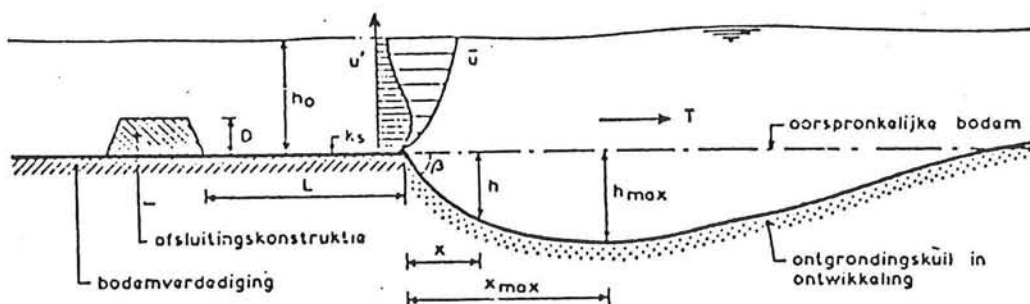


Figuur 28 Horse-shoe-vortex

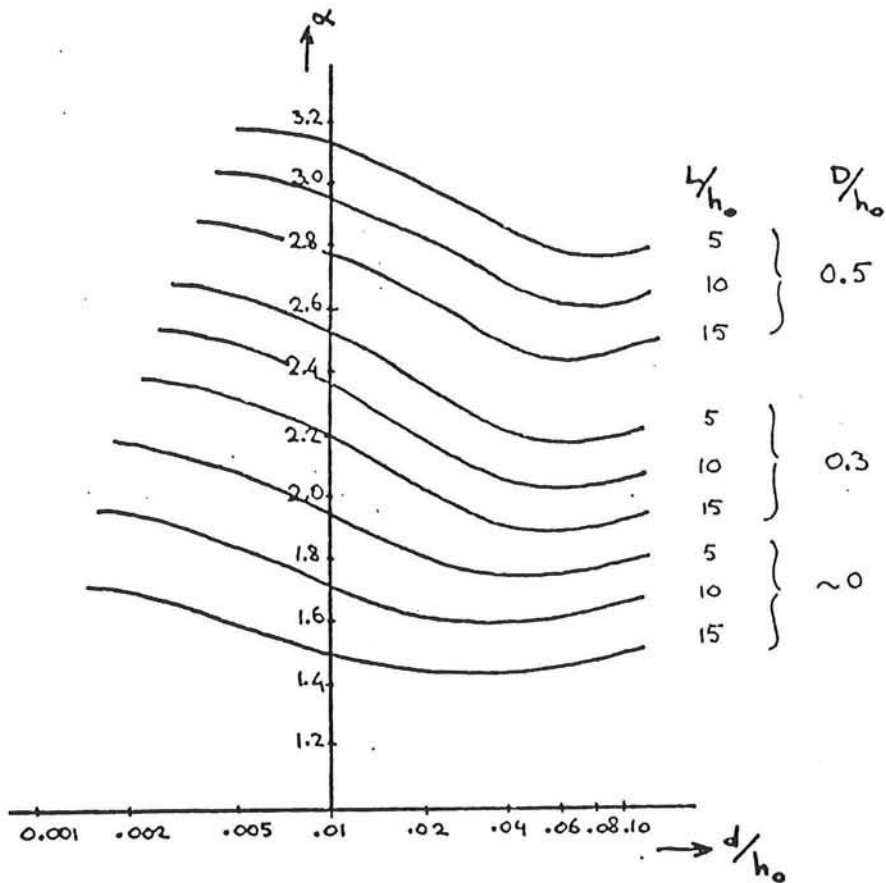
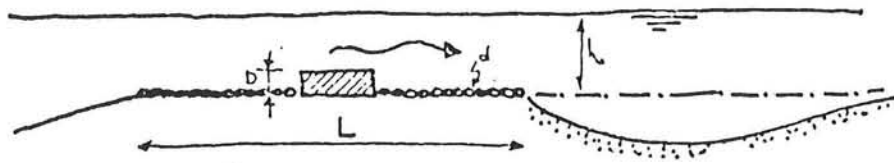
Tabel 7 Diepte ontgrondingskuil rond paal

D_{sp} = diameter steigerpalen
 D_b = diameter bolderstoelpalen
 D_m = diameter meerstoelpalen

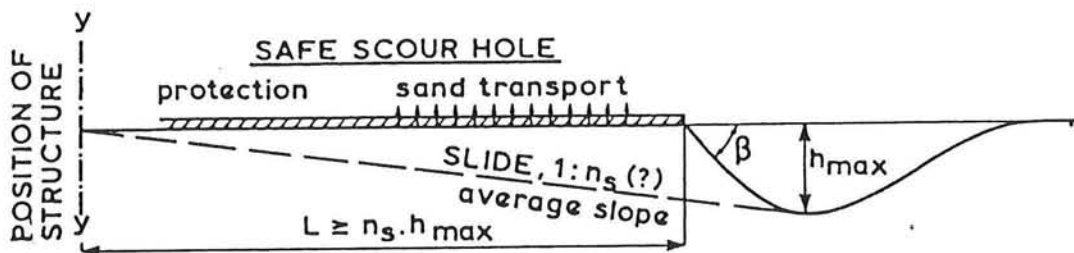
	$h_0 = 9.6 \text{ m}$		$h_0 = 14.7 \text{ m}$			
	$D_{mp}=0.6 \text{ m}$	$D_b=1.62 \text{ m}$	$D_{mp}=0.6 \text{ m}$	$D_m=2.7 \text{ m}$		
Breusers	1.2	3.2	1.2	5.4		
Jain & Fischer	3.4	5.6	4.0	8.6		
Elliott & Baker	$f_4 =$	2.35	1.3	2.1	1.3	2.1
- Breusers	n.v.t.	7.6	1.6	2.5	7.0	11.3
- Jain & Fischer		13.3	5.2	8.4	11.2	18.1



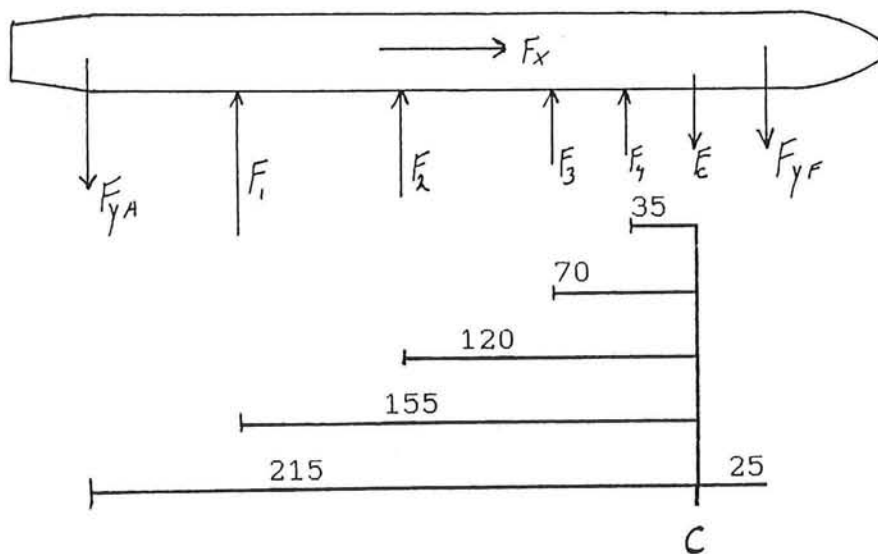
Figuur 29 Parameters ontgrondingsproces, aanzehelling en β kuildiepte h en h_{max}



Figuur 30 α -waarden voor verschillende geometrie parameters (indicatief, tweedimensionale situatie)



Figuur 31 Relatie lengte bodembescherming met β en h_{max}



$$F_{yA} = 4400 \text{ kN}$$

$$F_{yF} = 1000 \text{ kN}$$

$$F_x = 2600 \text{ kN}$$

$$S_c = 0$$

$$\delta A = 0 : 215\theta F_{yA} - 155\theta F_1 - 120\theta F_2 - 70\theta F_3 - 35\theta F_4 - 25\theta F_{yF} = 0$$

$$F_1 = \Delta l \cdot k = l \cdot \theta \cdot k \quad : \quad F_1 = 155 \theta \cdot k$$

$$F_2 = 120 \theta \cdot k$$

$$F_3 = 70 \theta \cdot k$$

$$F_4 = 35 \theta \cdot k$$

SUBSTITUTIE & UITWERKEN :

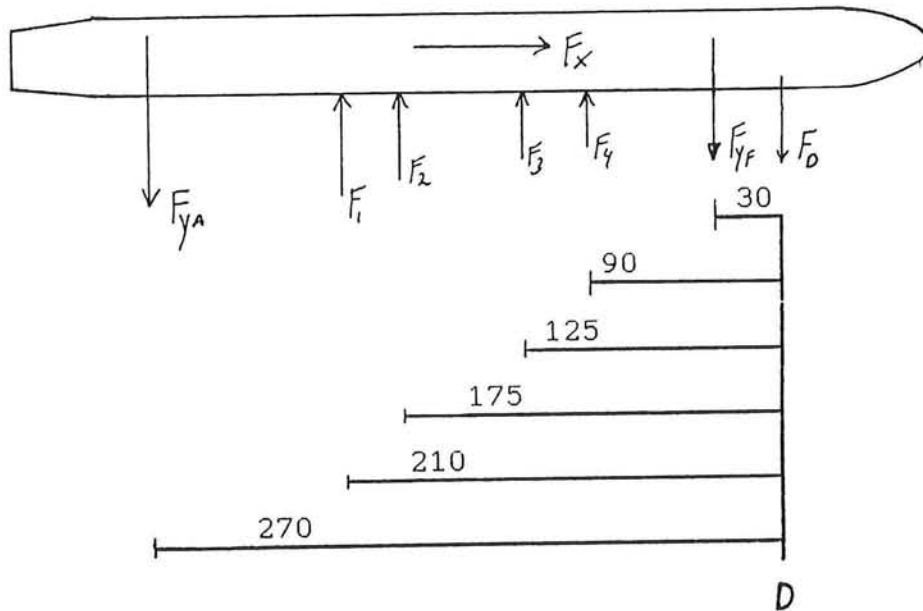
$$(155^2 + 120^2 + 70^2 + 35^2) \theta^2 \cdot k = + 921000 \theta$$

$$F_1 \text{ t/m } F_4 : \theta \cdot k = 20.67 \text{ kN/m}$$

$$\text{Alleen } F_1 \text{ } F_2 \text{ } F_3 : \theta \cdot k = 21.26 \text{ kN/m}$$

$S_c = 0$	$F_c = + 2450$	$F_c = + 1940$
F_1	+ 3200	+ 3300
F_2	+ 2480	+ 2550
F_3	+ 1450	+ 1490
F_4	+ 720	0

Figuur 32 Handberekening voor kracht op meerstoel



$$F_{yD} = 4400 \text{ kN}$$

$$F_{yF} = 1000 \text{ kN}$$

$$F_x = 2600 \text{ kN}$$

uit $\delta A=0$ en substitutie volgt:

$$(210^2 + 175^2 + 125^2 + 90^2) \text{Øk} = 1218000 \text{ Ø}$$

$$F_1 \text{ t/m } F_4 : \text{Øk} = 12.37$$

$$\text{Alleen } F_1 \text{ } F_2 \text{ } F_3 : \text{Øk} = 13.48$$

$S_d = 0$	$F_d = 2030$	$F_d = -1480$
F_1	+ 2600	+ 2830
F_2	+ 2170	+ 2360
F_3	+ 1550	+ 1690
F_4	+ 1110	0

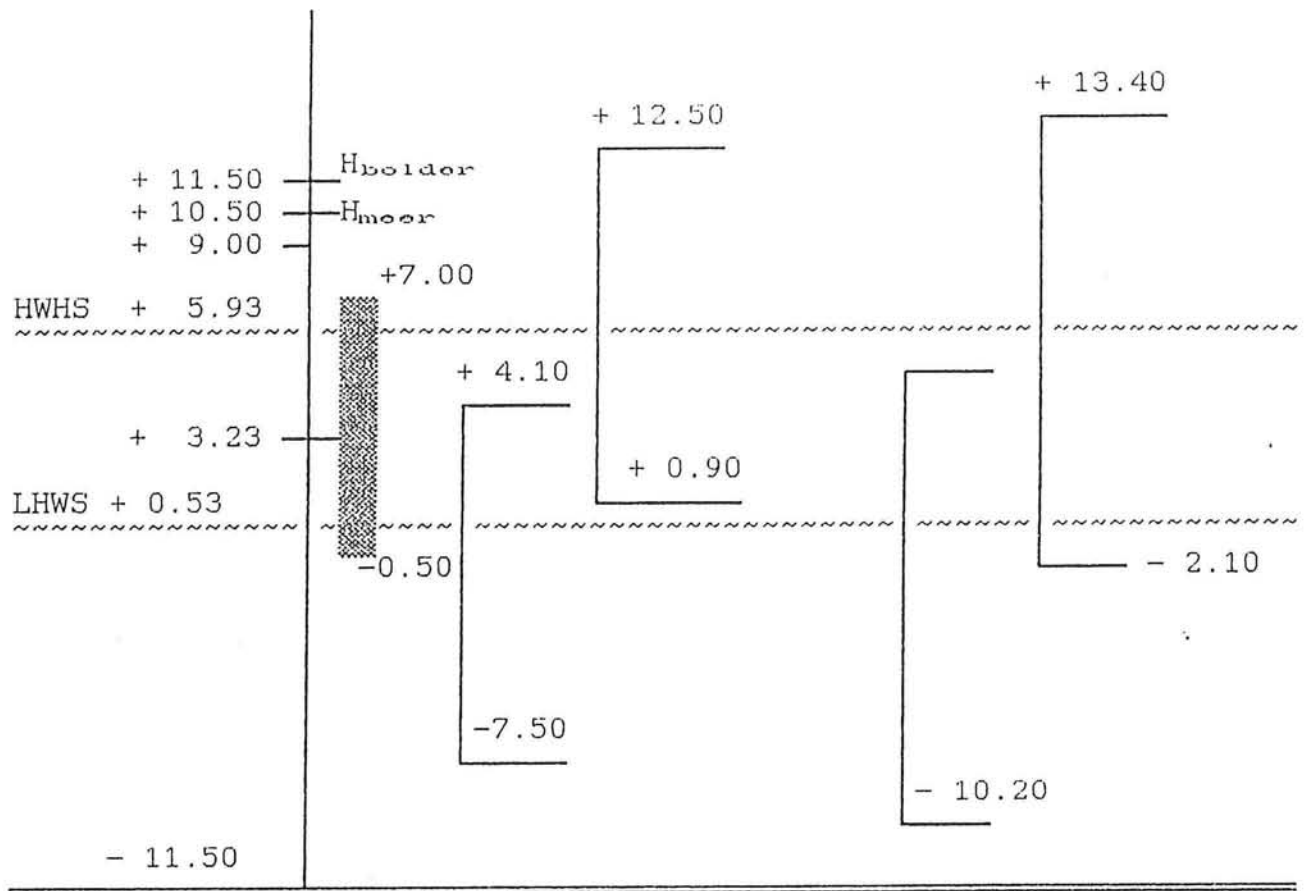
Figuur 33 Handberekening voor kracht op meerstoel

$\lambda_{\text{Phor.}}$												
$\delta \backslash \phi$	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	remarks
0°	1,70	1,86	2,04	2,24	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69	4,13	4,60	} not available
-5°	1,88	2,08	2,29	2,54	2,84	3,13	3,52	3,92	4,38	4,95	5,62	
-10°	2,10	2,33	2,59	2,89	3,24	3,64	4,12	4,86	5,26	5,99	6,86	
-15°	2,31	2,61	2,93	3,31	3,75	4,25	4,85	5,50	6,44	7,42	8,64	
-17,5°		2,77	3,10	3,56	4,04	4,60	5,28	6,58	7,09	8,28	10,28	
-20°			3,32	3,82	4,33	4,98	5,75	6,76	7,82	9,29	11,16	
-22,5°				4,06	4,64	5,46	6,42	7,41	8,88	10,20	12,85	
-25°					5,08	5,98	6,99	8,25	9,88	11,77	15,05	
-27,5°						6,18	7,72	9,23	11,26	14,00	17,73	
-30°							8,66	10,48	13,25	16,70	21,72	
-32,5°								12,65	15,90	20,20	27,11	
-35°									18,60	24,60	31,10	
-37,5°										31,50	50,80	
-40°											70,80	

For $\delta = 0$; $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$, $\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$
 According to German regulations $\delta_a \leq \frac{2}{3}\phi$, $\delta_p \leq -\frac{2}{3}\phi$ with a maximum.
 'Krey' gives the values of λ_a and λ_p ; in this table the values of $\lambda_{a_{\text{hor.}}}$ and $\lambda_{p_{\text{Phor.}}}$ are given, so $\lambda_{a_{\text{hor.}}} = \lambda_a \cdot \cos \delta$, $\lambda_{p_{\text{Phor.}}} = \lambda_p \cdot \cos \delta$

λ_{neutral}	= 0,50	for earth in densist state with void ratio is 0,60
	= 0,55	" " " normal " " " " " 0,70
	= 0,65	" " " loose " " " " " 0,88

Tabel 8 " " Coëfficiënt voor passieve gronddruk λ_p



Figuur 34 Positie symmetrie-as fender ten opzichte van geballaste geladen tankers

Schatting materiaalkosten : beton f 100,-/m³
 staal f 12.000,-/m³

Voor één verticale paal :

$D_p = 2.50 \text{ m}$

$wd = 55 \text{ mm}$

$A = 0.422 \text{ m}^2$

$L = 30 \text{ m}$



Oppervlakte bodembescherming = $35 * 35 \text{ m}^2$

Paalkosten	:	$\overbrace{0.422 * 30}^{A * l} * 12.000 =$	f	159.120,-
Bodembeschermingskosten	:	$\underbrace{35 * 35}_{l * b * d} * 1.3 * 100 =$	f	159.250,-
				+ f 318.370,-

Ontworpen bolderstoel :

$D_p = 1.62 \text{ m}$

$wd = 17.5 \text{ mm}$

$A = 0.0881 \text{ m}^2$

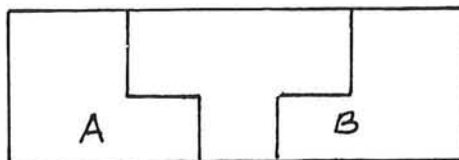
$L_{gem} = 45 \text{ m}$



Geen bodembescherming

Paalkosten : $8 * 0.0881 * 45 * 12.000 =$ f 380.592,-

Voor geheel :



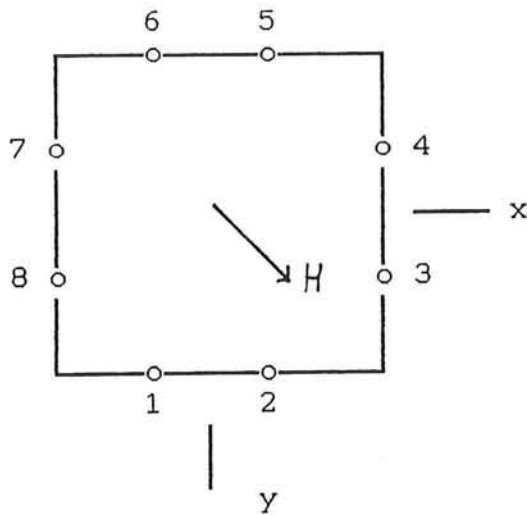
$A + B = 25.600 \text{ m}^2$

4 Verticale palen, kosten	:	$4 * 159.120 =$	f	636.480,-
bodembeschermingskosten	:	$25.600 * 1.3 * 100 =$	f	3.328.000,-
				+ f 3.964.480,-

4 Bolderstoelen, kosten : $4 * 380.592 =$ f 1.522.368,-

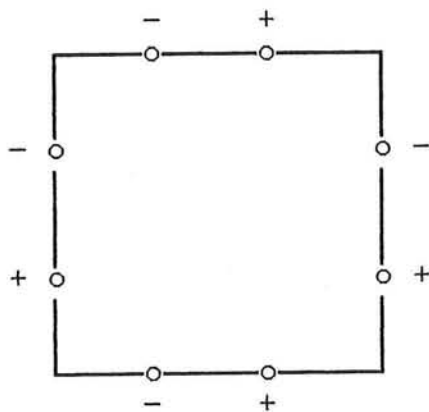
Figuur 35 Kosten vergelijking tussen lichte paal met bodembescherming en zwaardere constructie zonder bodembescherming.

Tabel 9 Normaalkrachten in bolderstoelpalen; meerlijnen onder 45° met loodlijn van bolderstoel naar tanker



F_p = Normalkracht per paal
 $F_{pv} = \sqrt{17/4} * V/8$
 $F_{ph} = \sqrt{17/1} * H/4$
 $F_{pm} = \sqrt{17/4} * F_m / (a * b * c)$
 a = aantal werkzame paaljukken = 2
 b = aantal palen per juk
 c = momentarm paal-systeem-punt

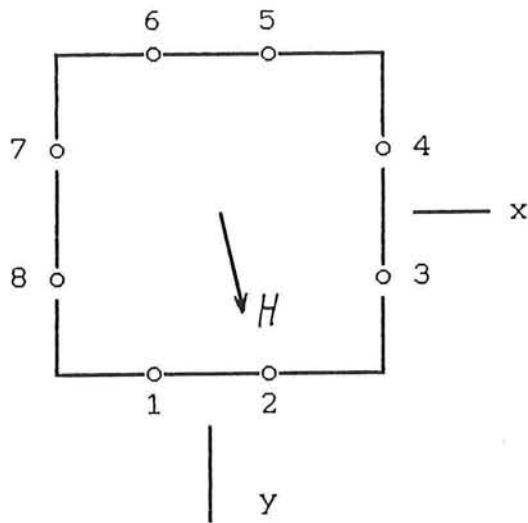
Situatie 45°



V	=	4350 kN
H_x	=	1598 kN
H_y	=	1598 kN
F_v	=	561 kN
F_H	=	1647 kN
F_m	=	2780 kN
$M_x = M_y = 13.5 * 1598 = 21573 \text{ kNm}$		

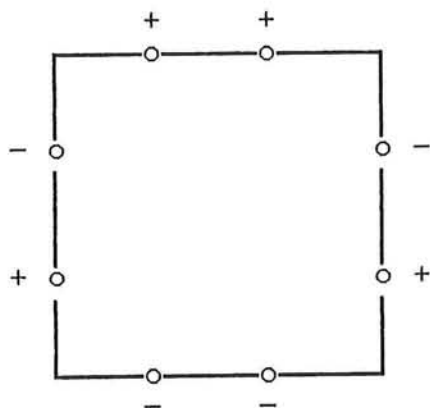
	F_v kN	F_{Hx} kN	F_{Hy} kN	F_{mx} kN	F_{my} kN	Totaal kN
1	- 561		- 1647	- 2780		- 4988
2	- 561		- 1647	+ 2780		+ 572
3	- 561	- 1647			+ 2780	+ 572
4	- 561	- 1647			- 2780	- 4988
5	- 561		+ 1647	+ 2780		+ 3866
6	- 561		+ 1647	- 2780		- 1694
7	- 561	+ 1647			- 2780	- 1694
8	- 561	+ 1647			+ 2780	+ 3866

Tabel 10 Normalkrachten in bolderstoelpalen; meerlijnen onder 15° met loodlijn van bolderstoel naar tanker



Situatie 15°

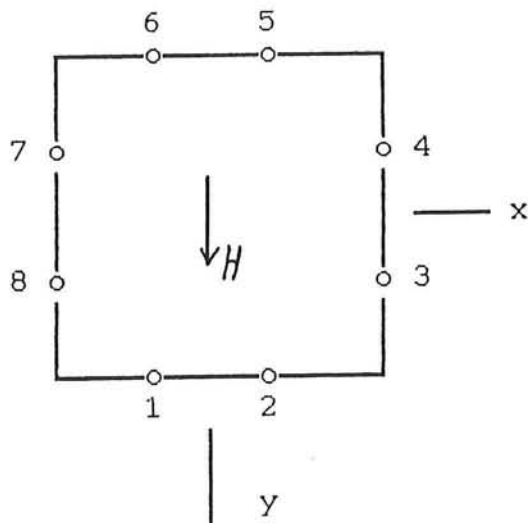
V	=	4350 kN
H_x	=	585 kN
H_y	=	2183 kN
F_v	=	561 kN
F_{Hx}	=	603 kN
F_{Hy}	=	2250 kN
F_{mx}	=	1018 kN
F_{my}	=	3798 kN



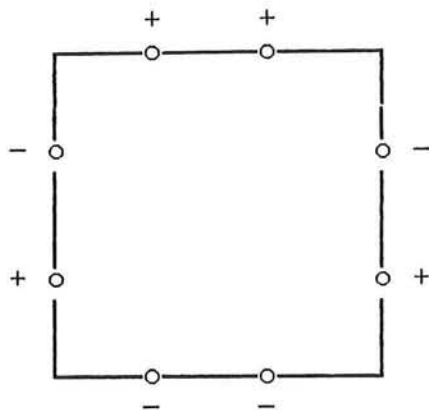
M_x	=	$13.5 * 585 = 7898$ kNm
M_y	=	$13.5 * 2183 = 29474$ kNm

	F_v kN	F_{Hx} kN	F_{Hy} kN	F_{mx} kN	F_{my} kN	Totaal kN
1	- 561		- 2250	- 1018		- 3829
2	- 561		- 2250	+ 1018		- 1793
3	- 561	- 603			+ 3798	+ 2634
4	- 561	- 603			- 3798	- 4962
5	- 561		+ 2250	+ 1018		+ 2707
6	- 561		+ 2250	- 1018		+ 671
7	- 561	+ 603			- 3798	- 3756
8	- 561	+ 603			+ 3798	+ 3840

Tabel 11 Normaalkrachten in bolderstoelpalen; meerlijnen onder 0° met loodlijn van bolderstoel naar tanker



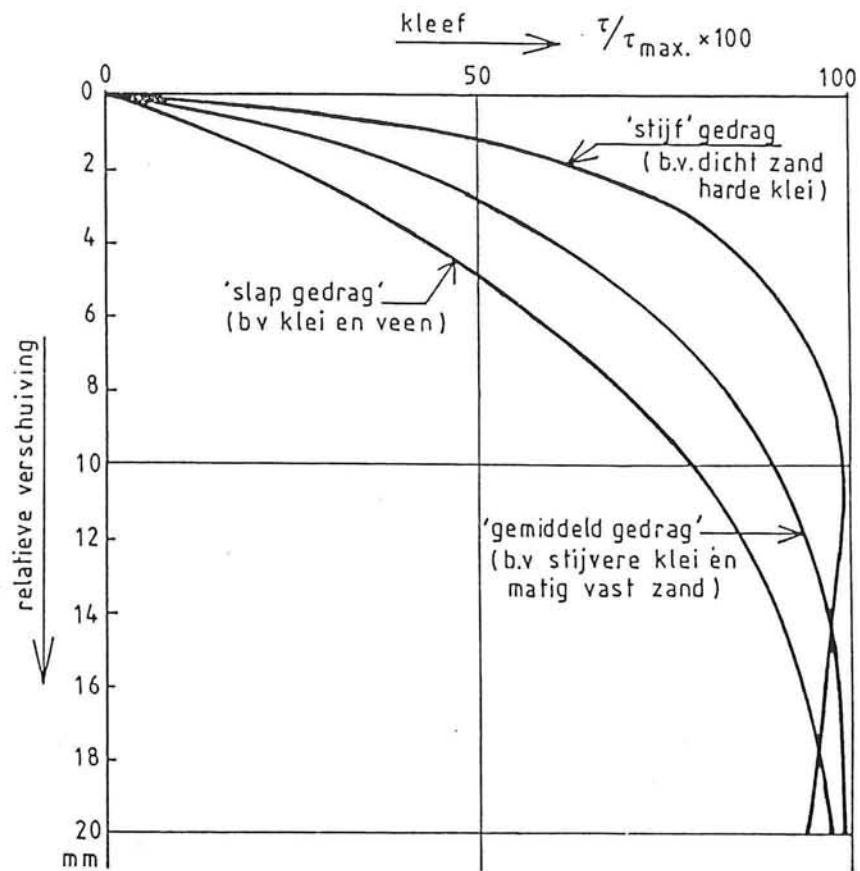
Situatie 0°



V	=	4350	kN
H_y	=	2260	kN
F_v	=	561	kN
F_H	=	2330	kN
F_m	=	3931	kN

$$M_y = 13.5 * 2260 = 30510 \text{ kNm}$$

	F_v kN	F_H kN	F_m kN	Totaal kN
1	- 561	- 2330		- 2891
2	- 561	- 2330		- 2891
3	- 561		+ 3931	+ 3370
4	- 561		- 3931	- 4492
5	- 561	+ 2330		+ 1769
6	- 561	+ 2330		+ 1769
7	- 561		- 3931	- 4492
8	- 561		+ 3931	+ 3370

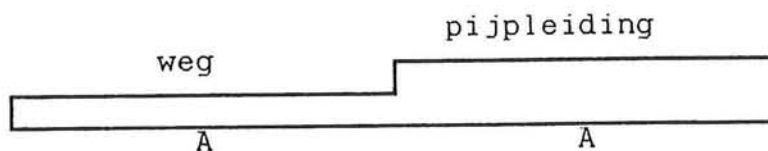


. Figuur 36 Kleef-verplaatsingsdiagram

Tabel 12 Belastingen Platform

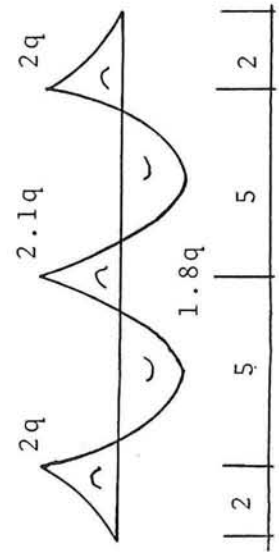
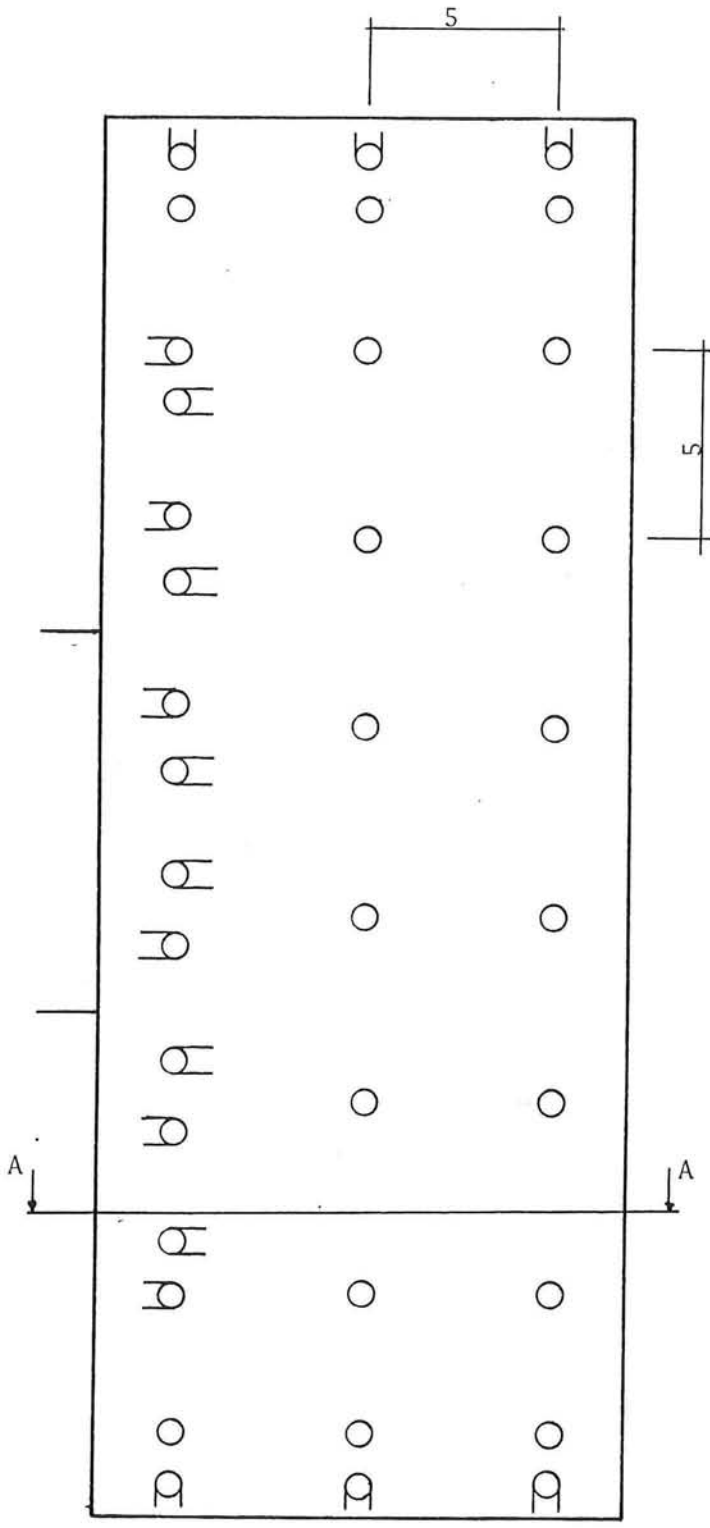
B E L A S T I N G E N P L A T F O R M	gelijkmatig verdeelde belasting		puntlast	
	Opp.	kN/m ²	aantal	kN
PERMANENTE BELASTINGEN				
Eigen gewicht faciliteiten :				
- controletoren, personeels- en opslagruimte	50	10	4	65
- kraan			4	400
- Chiksan loading-unloading arms	15	100		
- pijpleiding (in feite een lijnlast)	25	10		
- overig	520	1		
Eigen gewicht beton :				
- plaat, 0.5 m dik	520	12		
- balk (in feite een lijnlast)	520	1		
Totale Kracht F_t ten gevolge van permanente belasting	9530 kN		1860 kN	
Totale permanente belasting:				
$\frac{9530 + 1860}{520} = \frac{11390}{520} = 22 \text{ kN/m}^2$				
VERANDERLIJKE BELASTING				
Verticaal :				
- verkeer VOSB-klasse 45	520	3		
- wind	520	1		
Horizontaal :				
- verkeer			1	150
- wind - x-richting			1	284
- y-richting			1	464
Totale veranderlijke verticale belasting: $3 + 1 = 4 \text{ kN/m}^2$				

Tabel 13 Belastingen aanloopbrug.

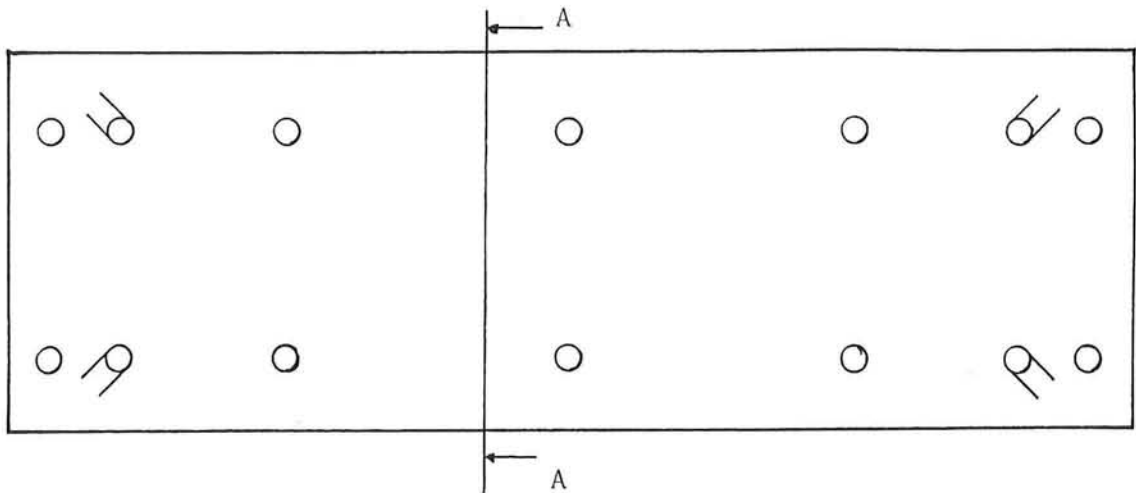


VERTICAAL	weghelft kN/m ²	pijpleiding-helft kN/m ²
Permanent		
- betonvloer	7.2	7.2
- betonbalk	1.7	1.7
- pijpleiding	-	5.0
- overig	1.0	1.0
Veranderlijk		
- verkeer	3.0	-
- wind	0.8	0.8
Totaal	13.7	15.7

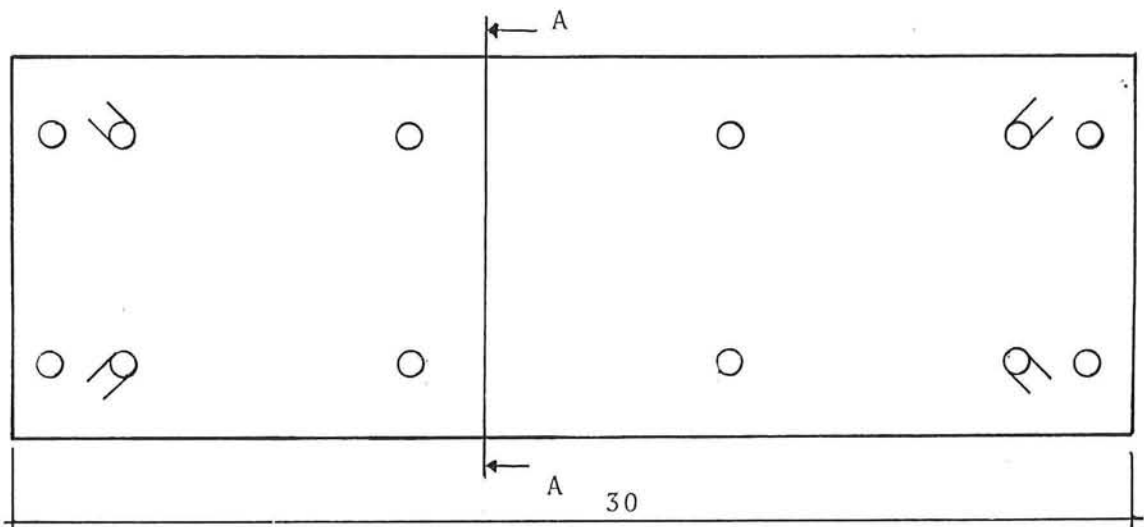
HORIZONTAAL	
wind	2 kN/m ²
verkeer	150 kN



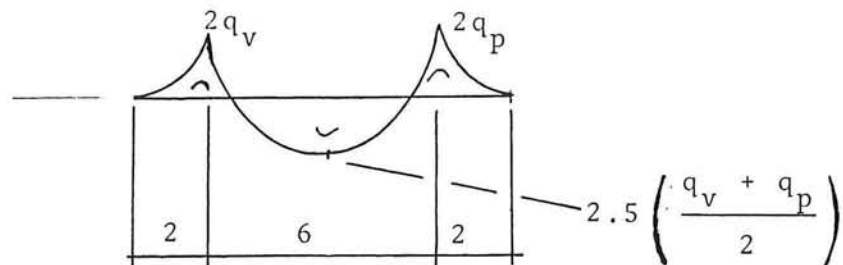
Figuur 37 Palenplan onder platform, Momentverloop in doorsnede A-A



Palenplan van aanloopbrug-gedeelte bij platform



Palenplan overige aanloopbrug-delen



Figuur 38 Palenplan aanloopbrug, Momentverloop in betonvloer in doorsnede A-A

staalsoort volgens Euronorm 25-72	Fe 310	Fe 360	Fe 430	Fe 510
rekenwaarde voor de vloeigrens σ_e N/mm ²	200	240	280	360
slankheid λ	knikcoëfficiënt ω			
0-20	1,00	1,00	1,00	1,00
25	1,03	1,03	1,04	1,04
30	1,06	1,07	1,08	1,09
35	1,09	1,11	1,12	1,14
40	1,13	1,15	1,16	1,20
45	1,17	1,19	1,21	1,26
50	1,21	1,24	1,27	1,33
55	1,25	1,29	1,33	1,40
60	1,30	1,34	1,39	1,49
65	1,35	1,40	1,46	1,59
70	1,40	1,47	1,54	1,70
75	1,46	1,54	1,63	1,82
80	1,52	1,62	1,73	1,97
85	1,59	1,71	1,84	2,14
90	1,66	1,80	1,96	2,35
95	1,75	1,91	2,10	2,61
100	1,84	2,04	2,27	2,89
105	1,94	2,18	2,48	3,19
110	2,06	2,34	2,73	3,50
115	2,18	2,55	2,98	3,83
120	2,33	2,78	3,24	4,17
125	2,51	3,02	3,52	4,52
130	2,72	3,26	3,81	4,89
135	2,93	3,52	4,11	5,28
140	3,15	3,78	4,42	5,67
145	3,38	4,06	4,74	6,09
150	3,62	4,34	5,07	6,51
155	3,86	4,64	5,41	6,95
160	4,12	4,94	5,77	7,41
165	4,38	5,25	6,13	7,88
170	4,65	5,58	6,51	8,37
175	4,93	5,91	6,90	8,87
180	5,21	6,25	7,30	9,38
185	5,50	6,61	7,71	9,91
190	5,81	6,96	8,13	10,45
195	6,12	7,34	8,57	11,01
200	6,43	7,72	9,01	11,58

Voor tussenliggende waarden mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

Tabel 14 Knikcoëfficiënten

$\frac{M_u}{bh^2}$	FeB 220		FeB 400		FeB 500		k_x	k_z
	k_a	ω_0	k_a	ω_0	k_a	ω_0		
100	0,219	0,05	0,398	0,03	0,498	0,02	0,011	0,996
200	0,218	0,09	0,397	0,05	0,496	0,04	0,022	0,992
300	0,217	0,14	0,395	0,08	0,494	0,06	0,034	0,988
400	0,216	0,18	0,394	0,10	0,492	0,08	0,045	0,984
500	0,216	0,23	0,392	0,13	0,490	0,10	0,057	0,980
600	0,215	0,28	0,390	0,15	0,488	0,12	0,068	0,976
700	0,214	0,33	0,389	0,18	0,486	0,14	0,080	0,972
800	0,213	0,38	0,387	0,21	0,484	0,17	0,092	0,967
900	0,212	0,42	0,385	0,23	0,482	0,19	0,104	0,963
1000	0,211	0,47	0,384	0,26	0,479	0,21	0,116	0,959
1100	0,210	0,52	0,382	0,29	0,477	0,23	0,128	0,955
1200	0,209	0,57	0,380	0,32	0,475	0,25	0,140	0,950
1300	0,208	0,62	0,378	0,34	0,473	0,27	0,153	0,946
1400	0,207	0,68	0,377	0,37	0,471	0,30	0,165	0,941
1500	0,206	0,73	0,375	0,40	0,468	0,32	0,178	0,937
1600	0,205	0,78	0,373	0,43	0,466	0,34	0,191	0,932
1700	0,204	0,83	0,371	0,46	0,464	0,37	0,204	0,928
1800	0,203	0,89	0,369	0,49	0,462	0,39	0,217	0,923
1900	0,202	0,94	0,367	0,52	0,459	0,41	0,230	0,919
2000	0,201	0,99	0,366	0,55	0,457	0,44	0,243	0,914
2100	0,200	1,05	0,364	0,58	0,455	0,46	0,257	0,909
2200	0,199	1,11	0,362	0,61	0,452	0,49	0,270	0,904
2300	0,198	1,16	0,360	0,64	0,450	0,51	0,284	0,899
2400	0,197	1,22	0,358	0,67	0,447	0,54	0,298	0,894
2500	0,196	1,28	0,356	0,70	0,445	0,56	0,312	0,889
2600	0,195	1,34	0,354	0,74	0,442	0,59	0,327	0,884
2700	0,193	1,40	0,352	0,77	0,440	0,61	0,341	0,879
2800	0,192	1,46	0,350	0,80	0,437	0,64	0,356	0,874
2900	0,191	1,52	0,347	0,83	0,434	0,67	0,371	0,868
3000	0,190	1,58	0,345	0,87	0,432	0,70	0,386	0,863
3100	0,189	1,64	0,343	0,90	0,429	0,72	0,402	0,858
3200	0,187	1,71	0,341	0,94	0,426	0,75	0,417	0,852
3300	0,186	1,77	0,339	0,97	0,423	0,78	0,433	0,846
3400	0,185	1,84	0,336	1,01	0,420	0,81	0,449	0,841
3500	0,184	1,91	0,334	1,05	0,417	0,84	0,466	0,835
3600	0,182	1,97	0,332	1,09	0,414	0,87	0,483	0,829
3700	0,181	2,04	0,329	1,12	0,411	0,90	0,500	0,823
3800	0,180	2,11	0,327	1,16			0,517	0,817
3900	0,178	2,19	0,324	1,20			0,535	0,810
4000	0,177	2,26	0,322	1,24			0,553	0,804
4100	0,175	2,34					0,571	0,798
4200	0,174	2,41					0,590	0,791
4300	0,172	2,49					0,609	0,784
4400	0,171	2,57					0,629	0,777
4500	0,169	2,66					0,650	0,770
4600	0,168	2,74					0,670	0,762
4700	0,166	2,83					0,692	0,755

$$A_a = \frac{M_u}{k_a \cdot h} \text{ of } A_a = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot 10^4; \quad x = k_x \cdot h; \quad z = k_z \cdot h$$

$$M_u \text{ in kNm}; b \text{ in m}; h \text{ in m}; A_a \text{ in mm}^2; \frac{M_u}{bh^2} \text{ in kN/m}^2$$

Tabel 15 GTB-tabel voor het bepalen van het wapeningspercentage
in balken