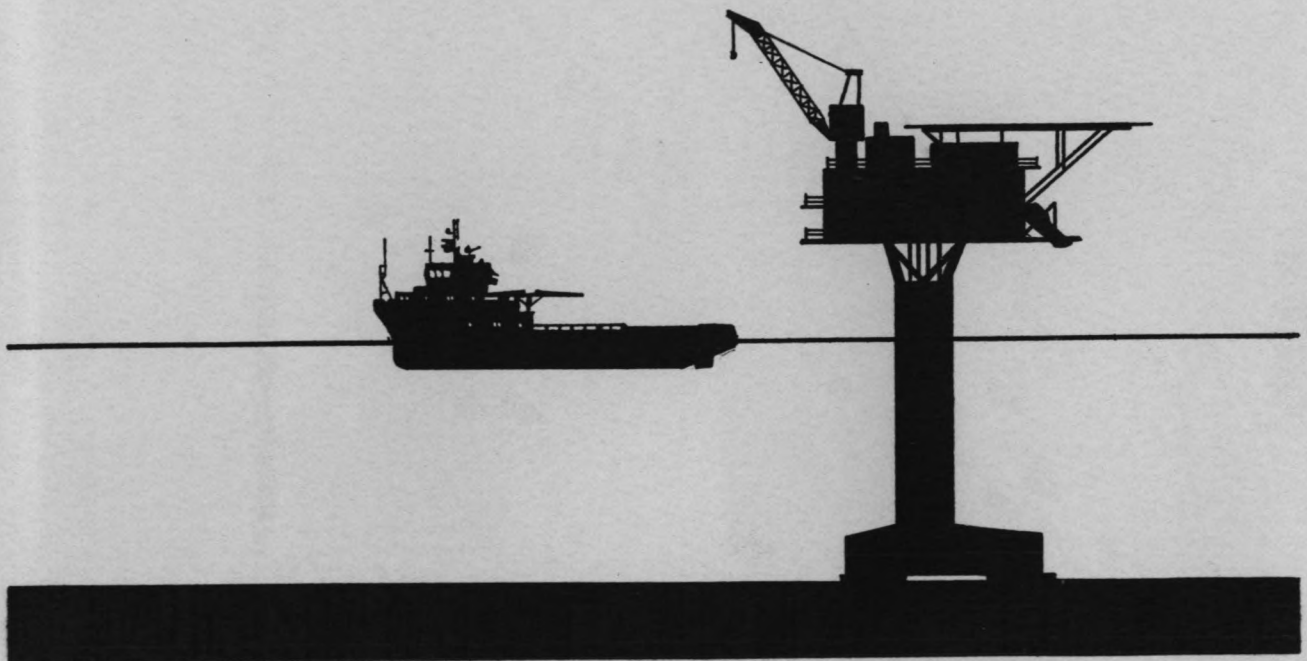


Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

ONTWERP
VAN EEN
BETONNEN PLATFORM
VOOR GASWINNING OP DE
ONDIEPE NOORDZEE



EINDRAPPORT

P. Hunnago
T.D. Schuhmacher

augustus 1991



**VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE**
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

ONTWERP VAN EEN BETONNEN PLATFORM VOOR GASWINNING OP DE ONDIEPE NOORDZEE

EINDRAPPORT

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

door: P. Hunnengo
T.D. Schuhmacher

afstudeercommissie: prof.ir. Ch.J. Vos
prof.ir. J.G. Wolters
ir. K.G. Bezuyen
ing. H.C. Jager

Faculteit Civiele Techniek
TU Delft

augustus 1991

VOORWOORD

Dit rapport bevat het verslag van ons afstudeerproject Het ontwerp van betonnen platform voor gaswinning op de ondiepe Noordzee. Deze studie is uitgevoerd bij de Hollandsche Beton- en Waterbouw in Gouda.

Graag willen wij alle medewerkers van dit bedrijf bedanken die aan de totstandkoming van dit rapport hebben meegewerkt. Vooral onze dagelijkse begeleiders, Wim Horden en Jos van Rijen, willen wij hartelijk bedanken voor hun belangrijke bijdrage.

Vanuit de faculteit Civiele Techniek werd de begeleiding verzorgd door twee vakgroepen: de vakgroep Mechanica en Constructies (sectie Betonconstructies) en de vakgroep Waterbouwkunde (sectie Waterbouwkunde en sectie Offshore Technologie). De afstudeercommissie werd gevormd door:

- prof.ir. Ch.J. Vos, hoogleraar sectie Betonconstructies
- prof.ir. J.G. Wolters, hoogleraar sectie Offshore Technologie
- ir. K.G. Bezuyen, coördinator sectie Waterbouwkunde
- ing. H.C. Jager, medewerker sectie Betonconstructies

Ook hen willen wij hartelijk bedanken voor de begeleiding en kritische beoordeling van ons afstudeerwerk.

Gouda, 23 augustus 1991

Paul Hunnengo
Tjeerd Schuhmacher

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD	3
SAMENVATTING	9
INLEIDING	13
<u>DEEL I</u> <u>PROBLEEMSTELLING EN ALGEMENE ASPECTEN</u> <u>VAN OFFSHORE CONSTRUCTIES</u>	
1. Inleiding	17
2. Probleemomschrijving en doelstelling	19
2.1 Probleemomschrijving	19
2.2 Doelstelling	19
3. Randvoorwaarden en uitgangspunten	21
4. Concrete Gravity Structures: Algemene aspecten	25
5. Concrete Gravity Structures: Golfbelastingen en stabiliteit	31
5.1 Inleiding	31
5.2 Golfbelastingen	31
5.2.1 Golfmodellen	31
5.2.2 Golfkrachten	35
5.2.3 Berekening van de krachten; het programma GOLF	35
5.3 Stabiliteit op de bodem	37
5.4 Stabiliteit van drijvende lichamen	39
<u>DEEL II</u> <u>CONCEPTEN</u>	
6. Inleiding	45
7. Genereren concepten	47
7.1 Inleiding	47
7.2 Funderingsvormen	47
7.2.1 Toetsingscriteria	47
7.2.2 Funderingsvarianten	48
7.2.3 Verbinding fundering-dek	50
7.3 Transport	51
7.4 Installatie	52

8.	Basisconcepten	55
8.1	Opstellen van concepten	55
8.2	Beschrijving van de concepten	56
8.2.1	Caisson	57
8.2.2	Plaat	61
8.2.3	Wielconstructie	65
8.2.4	Driepoot	69
9.	Afweging concepten en keuze	73
9.1	Afweging van de concepten	73
9.2	Keuze	78

DEEL III ONTWERP DRIEPOOT

10.	Inleiding	83
11.	Modellering constructie en bepaling hoofdparameters	85
11.1	Modellering van de constructie	85
11.2	Vaststellen van de hoofdparameters	90
11.3	Optimalisatie van de basisbreedte	91
11.3.1	Gestelde randvoorwaarden aan het optimalisatie- proces	92
11.3.2	Ballastmateriaal en ballastoperatie	93
11.4	Keuze van de basisbreedte	94
11.5	Bepalen van de ontwerpgegevens	96
12.	Fundering	101
12.1	Inleiding	101
12.2	Uitgangspunten	101
12.3	Stabiliteitsbeschouwing	102
12.3.1	Belasting op de bodem	102
12.3.2	Draagvermogen van de ondergrond	104
12.3.3	Combinatie van belasting en draagvermogen	108
12.3.4	Veiligheid tegen bezwijken	109
12.3.5	Alternatieve stabiliteitsbeschouwing	111
12.4	Zettingen	113
12.5	Bodempenetratie	116
12.6	Krachtsafdracht in detail	117
13.	Dimensionering van de constructie	123
13.1	Uitgangspunten voor de dimensionering	123
13.2	Dimensionering schacht	125
13.3	Dimensionering ligger	127
13.4	Dimensionering voet	131
14.	Uitvoeringsaspecten van de bouw	139
15.	Bouwplaats, transport- en installatiewijze	147
15.1	Inleiding	147
15.2	Alternatieven	147
15.3	Haalbaarheidsanalyse	154
15.4	Kostenraming	155
15.5	Keuze	157
15.6	Uitvoeringsaspecten	157
APPENDIX	Zelfstandig afzinken met behulp van een stabilisatieconstructie	159

16.	Uitvoeringsschema en resumé constructiegegevens	165
16.1	Uitvoeringsschema	165
16.2	Resumé constructiegegevens	167
17.	Toepasbaarheid van het concept in andere omgevingscondities	171
17.1	Inleiding	171
17.2	Invloed op afmetingen en ballast	173
17.3	Invloed op de kosten	174
17.4	Conclusies	175
18.	Conclusies en aanbevelingen	177

GERAADPLEEGDE LITERATUUR	181
--------------------------	-----

VERKLARENDE WOORDENLIJST	183
--------------------------	-----

OVERZICHT BIJLAGEN

1. Belastingen op de caisson
2. Dimensionering plaat
3. Dimensionering wielconstructie
4. Dimensionering driepoot
5. Golfkrachten in verschillende belastingcondities
6. Zettingen van de voeten
7. Penetratieweerstand tijdens installatie
8. Dimensionering schacht
9. Dimensionering kokerligger
10. Dimensionering voet
11. Bepaling opdrijvend vermogen en hijscapaciteiten
12. Kostenraming transport en installatie
13. Afzinken met een stabilisatieconstructie

OVERZICHT TEKENINGEN

1. Situatietekening driepoot
2. Doorsnede over koker en schacht
3. Doorsnede over voet, koker en schacht
4. Dwarsdoorsnede over het kokerprofiel
5. Doorsnede over de schacht
6. Details 1 en 2
7. Wapeningstekening voet

SAMENVATTING

In dit rapport is een ontwerp gemaakt voor een betonnen platform voor de ondiepe Noordzee.

Op basis van gegevens van zeven mogelijke locaties op de Nederlandse Noordzee is een fictieve locatie met de maatgevende omgevingscondities en gebruikerseisen samengesteld. Het betreft een locatie op 40 m waterdiepte met een maximale golfhoogte van 14,8 m en een golfperiode van 9,7 s. Gewicht van het produktiedek is 1500 ton en er zijn maximaal 9 putten benodigd.

Alternatieven

Uitgaande van drie karakteristieke onderdelen van een offshore constructie – funderingsvorm, transportwijze en installatiewijze – zijn vier concepten gegenereerd:

Deze concepten bestaan alle uit één enkele schacht van 9 m diameter. Alleen de onderbouw van de constructies verschilt.

- **caisson**; Deze constructie wordt gefundeerd door middel van een enkelvoudig oppervlak. De caisson wordt zelfdrijvend naar locatie getransporteerd en aldaar afgezonken.
- **plaatconstructie**; Ook deze constructie wordt gefundeerd door een enkelvoudig oppervlak. Transport vindt plaats op een transportbak waarna deze op locatie wordt geïnstalleerd met een kraanschip.
- **wielconstructie**; Een roostervormig oppervlak zorgt voor de afdracht van de krachten. Transport vindt plaats op een transportbak en installatie met een kraanschip.
- **driepoot**; Deze constructie is gefundeerd op een meervoudig oppervlak. De transportwijze is afhankelijk van de vormgeving: of zelfdrijvend of op een transportbak. Installatie door middel van afzinken of plaatsing met een kraan.

De vier concepten zijn op hun haalbaarheid bekeken. Bovendien zijn globale ontwerpberekeningen gemaakt van de constructies.

Vervolgens is een afweging gemaakt op kwalitatieve en kwantitatieve criteria. De verschillen tussen de alternatieven bleken niet zeer groot te zijn. Omdat de driepoot een nieuw concept is, waarnaar nog geen studie is verricht, is gekozen voor het verder uitwerken van de driepootconstructie.

De driepoot

De driepootconstructie bestaat uit drie ronde voeten die door middel van voorgespannen horizontale kokerliggers zijn verbonden met de schacht (ook voorgespannen) waarop het dek geplaatst is. De kokers hebben tevens de functie van ballastruimte. In de schacht zijn de conductors opgenomen.

Optimalisatie

Voor het bepalen van de optimale afmetingen is een model gemaakt waarin de golfkrachten als functie van de afmetingen zijn verwerkt.

Een belangrijk criterium voor de stabiliteit op de bodem is een minimaal benodigd gewicht. Bij variërende afmetingen van de onderbouw zijn bepaald: eigen gewicht, benodigde ballast en ballastcapaciteit van de kokerliggers. Gekozen is voor die afmeting waarbij de benodigde ballast juist in de ballastruimten past. Grotere afmetingen leidden weliswaar tot minder benodigde ballast, maar tevens tot een groter hijsgewicht en hogere materiaalkosten.

Fundering

Een ander belangrijk criterium is het funderingsgedrag van de drie voeten. Vanuit de golfkrachten is bepaald welke belasting door de drie voeten moet worden afgedragen naar de bodem. Tevens is de draagkracht van de bodem bepaald. Beide zijn afhankelijk van de diameter van de voeten. De eis dat de belasting kleiner moet zijn dan de draagkracht, leverde een afmeting voor de voeten. Naast de stabiliteit is een schatting gemaakt van de optredende zettingen na een storm. Ook is een beschouwing van de krachtsafdracht in detail onder de voet gemaakt.

Dimensionering en uitvoering

Na het bepalen van de hoofdafmetingen is de constructie verder gedimensioneerd. Ook uitvoering van de driepoot is verder uitgewerkt. De onderbouw (kokers en voeten) wordt op traditionele wijze bekist. De schacht wordt met behulp van een glijbekisting gestort.

Transport- en installatiewijze

Voor de transport- en installatiewijze is een aantal varianten opgesteld. Op basis van haalbaarheid en een kostenvergelijking is een keuze gemaakt uit de varianten.

De driepoot wordt gebouwd op een afzinkbaar ponton, dat langs een kade is afgemeerd of afgezonken. Na gereedkomen wordt de ponton versleept naar de locatie op zee. Op locatie aangekomen wordt de ponton half afgezonken, zodat de onderbouw van de driepoot onder water verdwijnt. Door het gereduceerde gewicht zijn twee Takliftkranen in staat de driepoot van de ponton te tillen en op de zeebodem te installeren. Na installatie wordt de ballast in de kokers gestort, putten geboord en het produktiedek geplaatst.

Kosten

De totale kosten van bouw, transport en installatie van de driepoot bedragen ongeveer 8,7 miljoen gulden. Deze kosten zijn als volgt opgebouwd:

-	materiaal- en arbeidskosten	f	2,5 miljoen
-	bouwplaats- en organisatiekosten	f	3,2 miljoen
-	transport en installatiekosten	f	2,0 miljoen
-	overige kosten	f	<u>1,0 miljoen</u>
	Totaal:	f	8,7 miljoen

Flexibiliteit

Ter afsluiting is bekeken wat de invloed is van andere omgevingscondities en gebruikerseisen op de afmetingen van de driepoot. Hiertoe zijn de schachtdiameter (kleiner aantal putten), het dekgewicht, de golfhoogte en -periode, de waterdiepte en de draagkracht van de bodem afzonderlijk gevarieerd. Conclusie is dat aanpassing van de afmetingen niet mogelijk of niet aantrekkelijk is. Wel kan met minder ballast worden volstaan. De kostenbesparing blijft beperkt.

Conclusies

Conclusie van de studie is, dat de driepoot een technisch haalbaar concept blijkt, hoewel lang niet alle aspecten beschouwd zijn. Dimensionering en fundering van de driepoot zijn gedetailleerd uitgewerkt. Transport- en installatiewijze en uitvoeringsaspecten van de bouw zijn globaler bekeken. Het verdient aanbeveling nader aandacht te besteden aan de volgende aspecten:

- erosie rond de constructie
- nadere studie naar de transport- en installatiewijze
- een vergelijking met een stalen alternatief om de economische haalbaarheid aan te tonen

INLEIDING

Het gebruik van beton voor de bouw van offshore platforms is tot op heden zeer beperkt in vergelijking met staal. Tot voor kort werd beton alleen toegepast voor grote waterdiepten in de Noordelijke Noordzee.

Het gebruik van beton in ondiep water kent tot nu toe (1991) slechts twee voorbeelden: Ravenspurn en het platform voor de F3-locatie. Beide platforms bestaan uit een caisson, met daarop drie schachten waarop het dek rust.

Dit vormde de aanleiding om een studie te doen naar de mogelijkheden van beton voor ondiep water. Het resultaat van deze studie vindt u in dit verslag.

Het rapport is opgedeeld in drie delen.

Deel I is een algemene inleiding op de delen II en III. Hierin staan probleemomschrijving, doelstelling, randvoorwaarden en uitgangspunten vermeld. Verder is een algemene inleiding opgenomen over de aspecten die een rol spelen bij Concrete Gravity Structures (CGS's). Ook wordt de theorie van golfkrachten, stabiliteit van drijvende lichamen en stabiliteit van constructies op de bodem kort besproken. Van deze theorie wordt in deel II en III gebruik gemaakt bij het ontwerpen van de constructies.

In deel II is een aantal concepten gegenereerd. Van elk concept zijn globale ontwerpberoeeningen gemaakt. Tot slot is een keuze gemaakt voor een concept: de driepootconstructie.

Deel III bevat het definitieve ontwerp van het gekozen concept. De driepoot is gedimensioneerd en er is een transport- en installatiewijze gekozen. Vervolgens is iets gezegd over de toepasbaarheid van het concept in andere omgevingscondities. Tot slot worden conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan.

In het rapport wordt regelmatig gebruik gemaakt van specifieke termen uit de offshore technologie. Daarom is achterin het rapport een verklarende woordenlijst opgenomen, waarin deze termen kort worden verklaard.

DEEL I

PROBLEEMSTELLING EN ALGEMENE ASPECTEN VAN OFFSHORE CONSTRUCTIES

Hoofdstuk 1 INLEIDING

In dit deel wordt een algemene inleiding gegeven op de delen II en III. Eerst wordt het probleem beschreven en de doelstelling vermeld (hoofdstuk 2).

In hoofdstuk 3 staan de randvoorwaarden en uitgangspunten vermeld waar bij de verdere studie vanuit is gegaan.

In hoofdstuk 4 worden enige algemene aspecten besproken die in de offshore industrie een rol spelen.

In hoofdstuk 5 tenslotte wordt een inleiding gegeven op een aantal theoretische onderwerpen. Achtereenvolgens komen hierin aan bod: belasting door golven, stabiliteit van een fundering op de zee bodem en stabiliteit van drijvende lichamen. Van deze theorie is in het verdere rapport gebruik gemaakt voor het ontwerpen van de constructies.

Hoofdstuk 2 PROBLEEMOMSCHRIJVING EN DOELSTELLING

2.1 Probleemomschrijving

Zoals in de inleiding al werd gezegd, is het gebruik van beton in de offshore industrie tot op heden zeer beperkt gebleven. Het meest gebruikte platformtype is de jacketconstructie: een raamwerk van stalen buizen, vastgeheid in de zeebodem.

Vooraf op het ondiepe deel van de Noordzee (waartoe het Nederlands Continentaal Plat behoort) met waterdiepten van 20 tot 45 à 50 m, is de jacket in de meerderheid. Tot nu toe zijn slechts twee platforms voor olie- of gaswinning in beton uitgevoerd voor dit deel van de Noordzee. Beide constructies zijn uitgevoerd als een caisson, met daarop drie schachten die het dek ondersteunen.

Bij de Hollandsche Beton- en Waterbouw bv bestond de behoefte aan een conceptuele studie voor platforms met een kleine capaciteit. Aanleiding hiervoor was de verwachting dat in de nabije toekomst een aantal olie- en gasvelden in produktie zou worden genomen.

Dit was reden om een studie te doen naar mogelijke oplossingen voor deze platforms, uitgevoerd in beton. Het aspect van eventuele seriematige produktie van deze platforms speelde hierin een rol.

2.2 Doelstelling

Doelstelling van de studie is:

Het ontwerpen van een constructie in beton voor gaswinning op de ondiepe Noordzee, voor verschillende omgevingscondities. De mogelijkheid van seriematige produktie moet in dit ontwerp meegenomen worden.

In het volgende hoofdstuk wordt nader aangegeven, welke randvoorwaarden en uitgangspunten zijn aangehouden. Ook wordt het probleem afgebakend.

Locatie	1	2	3	4	5	6	7
Omgevingscondities							
Waterdiepte (m)	30	40	25	35	40	40	30
Golffhoogte H_s (m)	8,2	7,5	6,3	6,5	6,7	7,7	5,8
Golffperiode T_z (m)	9,7	9,7	8,5	8,7	8,8	9,4	8,2
Platformgegevens							
Dekgewicht (ton)	1500	< 1500	1500	1500	1500	1500	1500
Dekafmetingen (m^2)	40 x 25	35 x 25	35 x 25	35 x 25	35 x 25	35 x 25	40 x 25
Aantal putten uit te breiden tot:	5 6-8	3 6-8	3 6	2-4 6	2 4	3 6	6-8 9

tabel 3.1 Gegevens mogelijke platformlocaties

Hoofdstuk 3 RANDVOORWAARDEN EN UITGANGS- PUNTEN

Als uitgangspunt voor de ontwerpgegevens heeft tabel 3.1 gediend. Hierin zijn de condities van een aantal mogelijke platformlocaties aangegeven. Uit de tabel zijn de ongunstigste condities samengevoegd tot een fictieve locatie.

Omgevingscondities

Waterdiepten (zie figuur 3.2):

- nominale waterdiepte (MWL)		40,0 m
- springtij	MWL ±	0,8 m
- opwaaiing		0,8 m
- maximale getijstrooming		0,9 m/s

Er zijn drie stormcondities beschouwd. Welke conditie in welk geval maatgevend is, wordt hier niet besproken. Volstaan wordt met het noemen van de aangehouden significante golfhoogten:

- 10-jarige zomerstorm (storm met een overschrijdingskans van eens per 10 jaar in de zomerperiode)	H_s	4,8 m
- 10-jarige ontwerpstorm (storm met een overschrijdingskans van eens per 10 jaar)	H_s	7,0 m
- 100-jarige ontwerpstorm (storm met een overschrijdingskans van eens per 100 jaar)	H_s	8,2 m
- golfperiode	T_z	9,7 s

De maximaal optredende golfhoogte (dat is de golfhoogte die door 10% wordt overschreden) wordt gesteld op 1,8 maal H_s .

Bodem:

- zand		
- hoek van inwendige wrijving (ϕ_{inw})		37,5 °
- cohesie (c)		0 kN/m ²
- maximale bodemoneffenheid		0,5 m

Platformgegevens

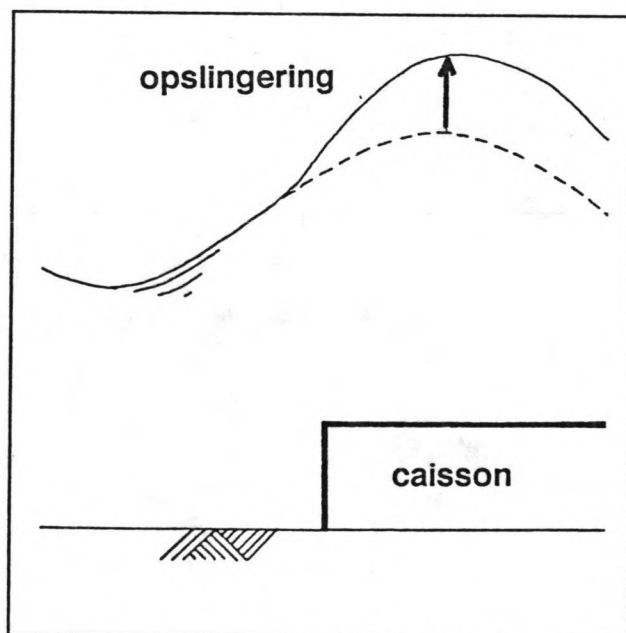
- gaswinning		
- dekafmetingen	40x25	m ²
- dekgewicht	1500	ton
- air-gap	1,5	m
- aantal putten	9	
- h.o.h. afstand conductors	2,3	m
- diameter conductors	0,76	m (30")
- boormethode	jack-up	

Bepaling van dekhoogte boven de waterlijn

De hoogte van het produktiedek boven de waterlijn wordt bepaald door de hoogste golftop met een voorgeschreven air-gap van 1,5 m. Verder wordt een overhoogte van ongeveer 1,5 m aangehouden om zettingen, bodemdaling en eventuele onnauwkeurigheden op te vangen.

De maximale golf heeft een hoogte van $1,8 H_s$. Bovendien ligt bij deze extreme golven de nuldoorgang niet meer op de halve golfhoogte. Aangenomen is, dat de golftop 70% van de totale golfhoogte is.

De golfhoogte kan verder worden vergroot door de aanwezigheid van een caisson op de zeebodem. Dit effect is in figuur 3.1 geschetst. Hoewel toepassing van een caisson niet vaststaat, is toch met het effect rekening gehouden. Det Norske Veritas [23] heeft een aanbeveling gedaan over de aan te houden opslingeringsfactor. Deze factor is afhankelijk van de afmetingen van de caisson. Omdat de afmetingen onbekend zijn, is een factor van 10% aangehouden.

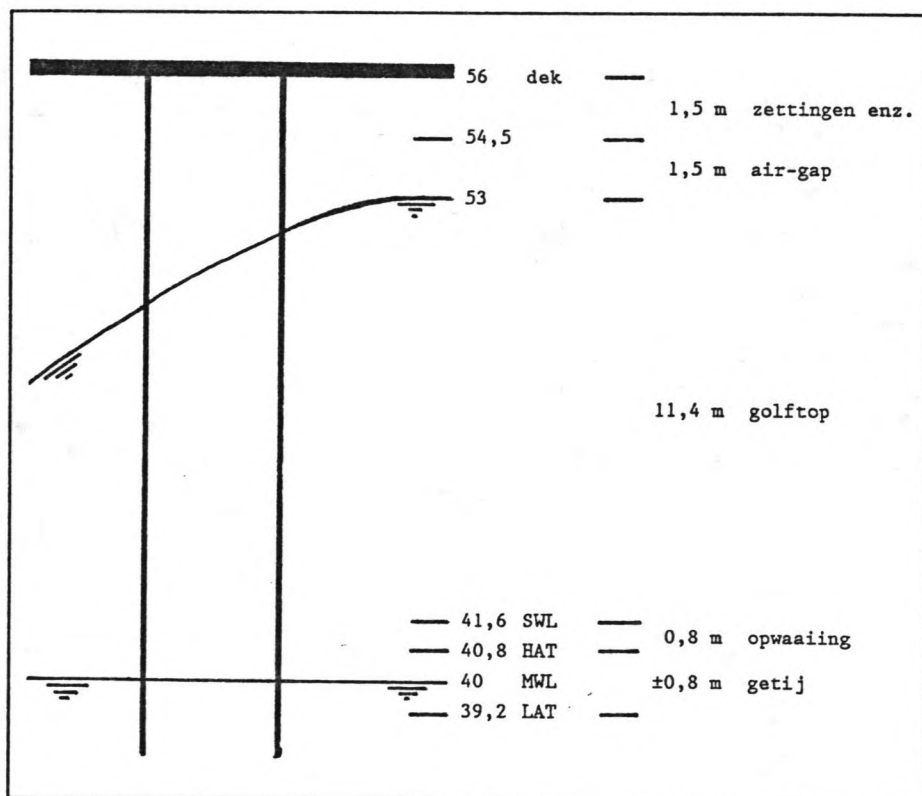


figuur 3.1 Caissoneffect

De totale golfhoogte wordt nu als volgt bepaald:

-	significante golfhoogte	8,2 m
-	maximale golf	$\times 1,8$
-	caissoneffect	$\times 1,1$
-	golftop/golfhoogteverhouding	$\times 0,7$
	hoogte golftop:	11,4 m

De totale hoogte van het dek komt hiermee op 16 m boven MWL. Dit is in figuur 3.2 aangegeven.



figuur 3.2 Dekhoogte boven MWL

Overige eisen

In de ontwerpberekeningen is rekening gehouden met een afwijking van de ontwerpgegevens van 10%. In dit percentage zijn onnauwkeurigheden verwerkt van de ontwerpgegevens en tevens eventuele veranderende eisen van de opdrachtgever.

Voor het ontwerp is veelvuldig gebruik gemaakt van de voorschriften van Det Norske Veritas (DNV) [23]. Dit is een certificeringsbureau voor offshore industrie en geeft een groot aantal voorschriften uit op allerlei gebied. In het verdere rapport zal regelmatig naar deze

DNV-voorschriften worden verwezen. Van deze voorschriften worden hier alleen de gebruikte veiligheidsfactoren besproken. De overige eisen komen in de betreffende hoofdstukken aan de orde.

Voor belastingen op de constructie geldt een belastingfactor (load-factor, γ_1) van 1,3. Indien echter de belasting een gunstige invloed heeft op de stabiliteit moet hiervoor een waarde van 1,0 aangehouden worden.

Voor de materiaalfactor (γ_m) geldt een waarde van 1,2.

Voor de berekeningen van de betonconstructie is uitgegaan van de Voorschriften Beton 1974/1984 [25].

Probleemafbakening

Het aantal mogelijkheden om een produktiedek op zee boven de hoogste golftop te installeren is zeer groot. In deze studie zal daarom alleen naar Gravity Based Structures worden gekeken. Dit zijn constructies die hun krachten via een oppervlaktefundering op de zeebodem afdragen.

Paalfunderingen of dieptefundering door suction zijn dus niet in de beschouwing meegenomen.

Het platform is alleen bestemd voor het herbergen van produktiefaciliteiten. Geproduceerd gas wordt direct via een pijpleiding naar de wal getransporteerd. Opslagcapaciteit is dus niet nodig.

We hebben ons beperkt tot het betonnen gedeelte van het platform. De verbinding met het dek is niet bekeken. Verder is ervan uitgegaan dat het produktiedek achteraf wordt geïnstalleerd. Dit hoeft dus niet gelijktijdig met de onderbouw meegenomen te worden op transport.

Hoofdstuk 4 **CONCRETE GRAVITY STRUCTURES: ALGEMENE ASPECTEN**

In dit hoofdstuk worden enkele algemene aspecten besproken die betrekking hebben op offshore constructies in het algemeen en Gravity Based Structures (GBS's) in het bijzonder. Op deze aspecten wordt in het rapport regelmatig teruggekomen. Dit hoofdstuk heeft dan ook als doel een inleiding te geven op het onderwerp.

De functie van een constructie, zoals ze in deze studie wordt beschouwd, is het op veilige hoogte boven de zee dragen van een produktiedek. Op dit dek vindt behandeling van het geboorde gas plaats, voordat het met een pijpleiding naar de wal of naar een ander platform wordt getransporteerd.

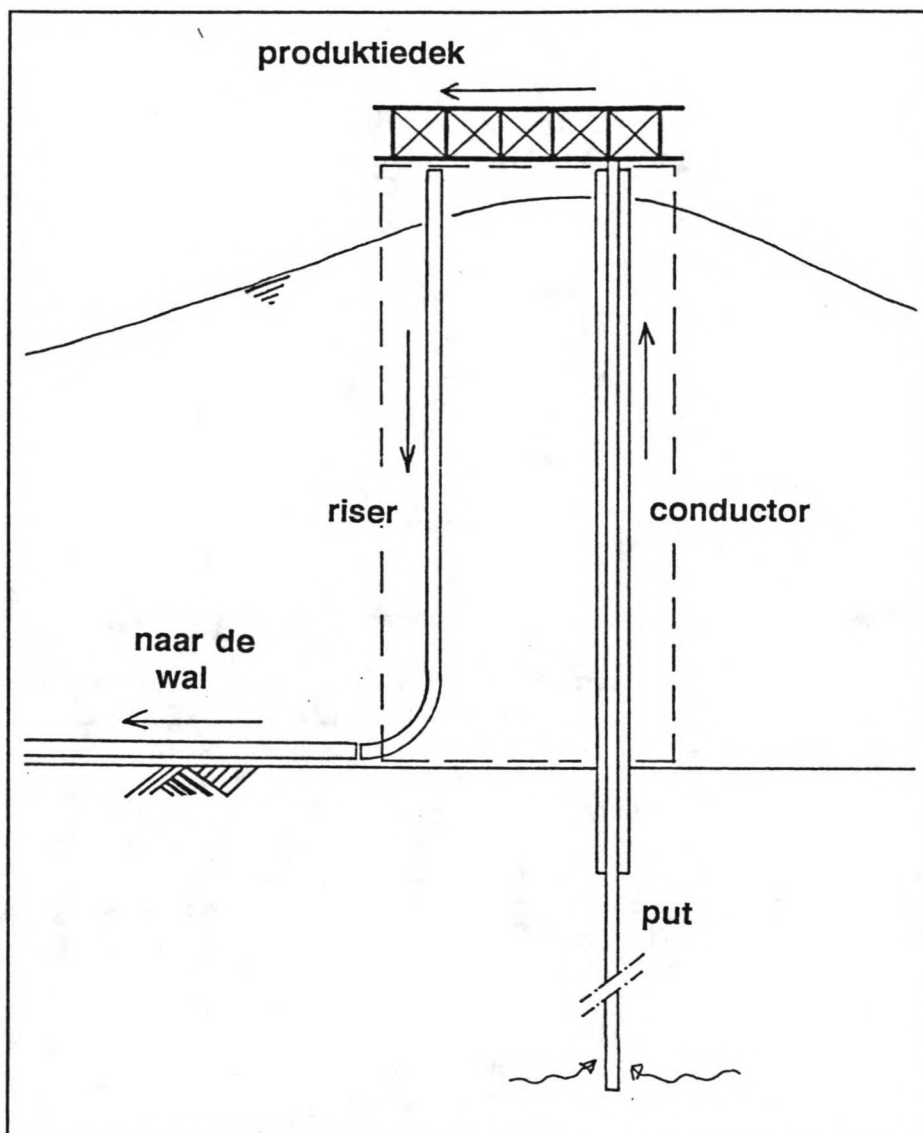
Verder moet de constructie de putten (dit zijn buizen, diep in de zeebodem geboord, waardoor het gas naar boven komt) van de zeebodem naar het dek geleiden en beschermen. Voor deze bescherming worden conductors gebruikt. Dit zijn holle buizen die enkele meters in de bodem zijn geheid. Ook voor de zogenoemde risers (leidingen die het behandelde gas van het dek naar de op de bodem liggende pijpleiding vervoeren) moet een geleiding aanwezig zijn. In figuur 4.1 zijn de verschillende onderdelen nog eens aangegeven.

Soms vindt opslag van de gewonnen koolwaterstoffen plaats in de caisson van de constructie. Bij gaswinning is offshore opslag niet mogelijk. Ten eerste is dit te gevaarlijk, ten tweede te ingewikkeld.

Het belangrijkste kenmerk van offshore constructies is dat de bouw op een andere locatie plaatsvindt dan de definitieve locatie. Dit maakt transport van de afgebouwde constructie van de bouwplaats naar de definitieve locatie noodzakelijk.

Er zijn dan ook de volgende fasen in de bouw van een offshoreconstructie te onderscheiden:

- bouwfase
- transportfase
- installatiefase
- gebruiksfase
- fase van verwijdering na gebruik



figuur 4.1 Gebruikte nomenclatuur

Elke fase stelt zijn specifieke eisen aan het ontwerp. Dit maakt het ontwerpen zeer complex, omdat deze eisen vaak met elkaar in conflict zijn.

Aan de hand van genoemde fasen wordt getracht een beeld te geven van de aspecten die bij offshore constructies een rol spelen.

Bouwfase

Omdat op zee bouwen onmogelijk is, moet de constructie op een beschermde locatie gebouwd worden. Deze locatie zal zich dus in de directe nabijheid van het open water en de zee moeten bevinden. Na gereedkomen immers, moet de constructie naar de definitieve locatie worden vervoerd.

Voor de bouwplaats is een aantal mogelijkheden denkbaar:

- kade
- bouwdok of -put
- ponton

De keuze van de bouwplaats hangt af van het gebruikte concept en de transportwijze van de constructie. Bouw in een dok komt alleen in aanmerking indien de constructie zelfdrijvend is. Hierop wordt later teruggekomen.

Transportfase

De transportfase heeft misschien wel de grootste invloed op het ontwerp. De constructie moet na voltooiing van de bouwlocatie naar de definitieve locatie vervoerd worden.

Dit transport kan in hoofdlijnen op drie manieren plaatsvinden:

- **zelfdrijvend;** Als de constructie voldoende drijfvermogen heeft, kan deze in verticale of liggende positie worden versleept.
- **op een transportbak;** De constructie moet dan van de bouwlocatie op deze bak geplaatst kunnen worden. Tevens moet op de definitieve locatie de constructie van de ponton afgehaald kunnen worden. Dit stelt eisen aan vorm en gewicht van de constructie.
- **drijvend met hulpmiddelen;** Als de constructie zelf niet voldoende drijfvermogen heeft, kan extra drijfvermogen worden geleverd door hulpmiddelen. Te denken valt aan luchttanks, ponton(s) of een hefschip.

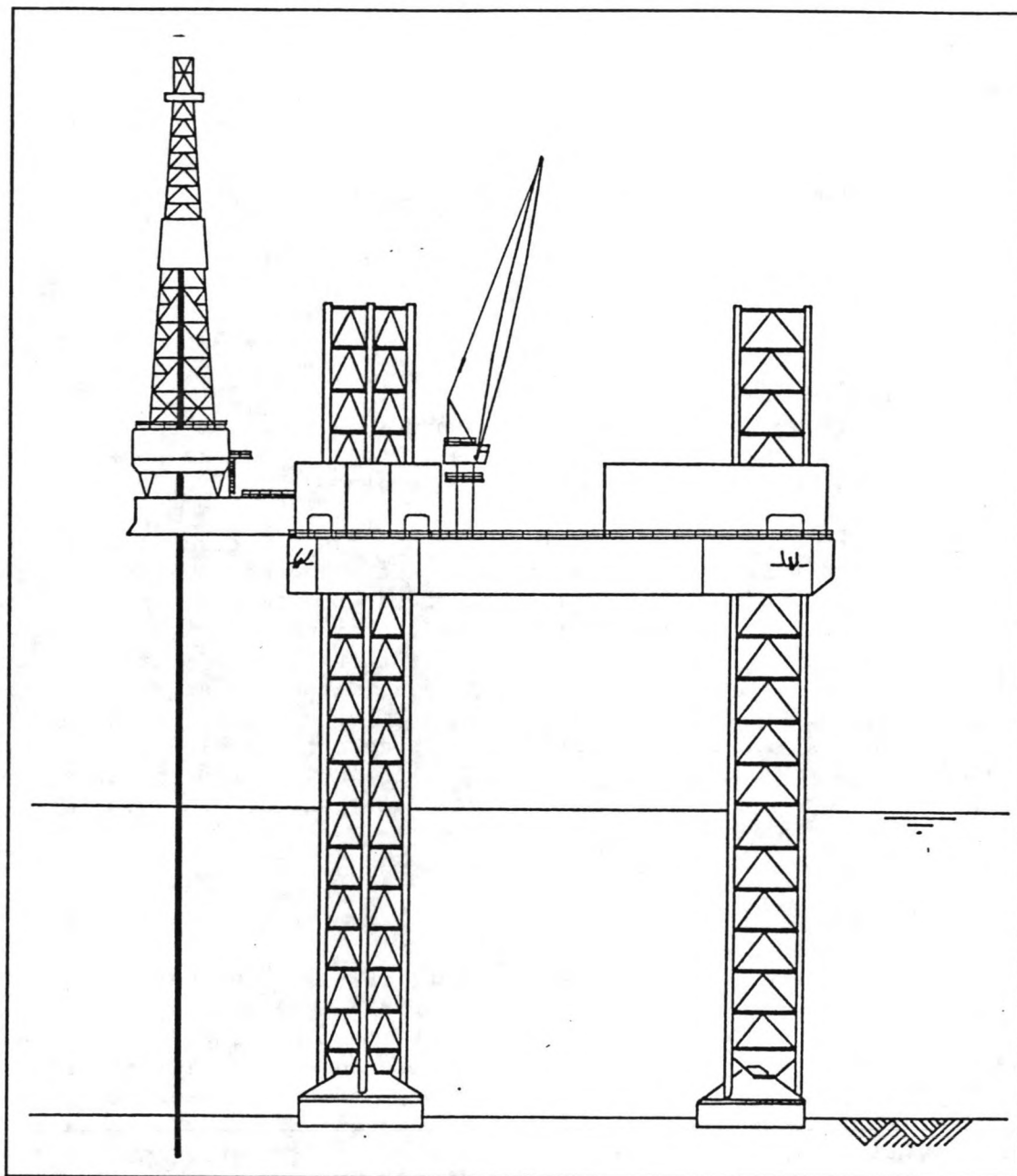
Installatiefase

Op locatie aangekomen moet de constructie op de zeebodem geplaatst worden. Verder moeten putten geboord en het dek geplaatst worden. Het boren van de putten kan vóór of na plaatsing van het platform plaatsvinden. Als putten worden geboord vóór de installatie worden ze tijdelijk in een raamwerk op de bodem afgehangen. Daarna wordt de constructie over dit raamwerk heen geïnstalleerd. Na plaatsing van het dek worden de putten doorverbonden. Dit soort operaties wordt vaak uitgevoerd bij jacketconstructies.

Het voordeel ervan is, dat terwijl de constructie wordt gebouwd, gelijktijdig de putten worden geboord. Dit levert tijdwinst op, zodat sneller met de produktie van gas of olie kan worden begonnen.

Als de putten worden geboord na de plaatsing van het platform, is de installatieprocedure veel eenvoudiger. De putten worden dan door de constructie heen geboord.

Putten worden onder andere geboord door een jack-up. Dit is een hefplatform met een boortoren die uitsteekt (een zogenaamde cantilever). Het platform staat naast de constructie opgesteld. De boortoren hangt over het dek heen en boort de putten door een opening in het dek. Een voorbeeld van zo'n jack-up is in figuur 4.2 aangegeven.

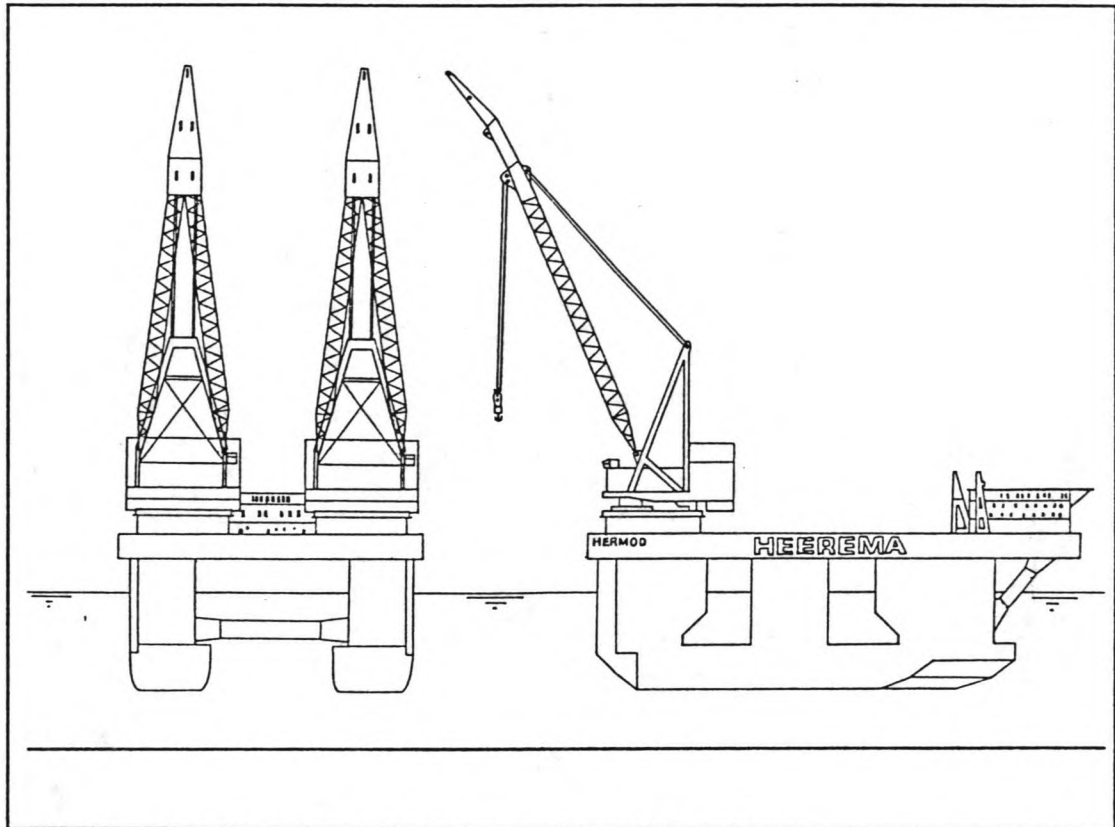


figuur 4.2 Jack-up constructie

De mogelijke alternatieven voor de installatiefase zijn verder afhankelijk van de transportwijze. Als de constructie zelfdrijvend wordt vervoerd ligt het voor de hand deze af te zinken door de constructie te ballasten. Dit kan in principe verticaal, scheef of kantelend gebeuren, afhankelijk van de stand tijdens transport. Het zelfstandig afzinken stelt eisen aan de stabiliteit tijdens deze procedure. De constructie zal tijdens het afzinken in elk stadium stabiel moeten zijn.

In geval van transport op een bak kan de constructie met behulp van een kraanschip in het water getild worden.

Voorbeeld van zo'n kraanschip is in figuur 4.3 geschetst. Op het dek bevinden zich twee kranen met een gezamenlijke hijscapaciteit van 8000 ton. Dit soort schepen wordt aangeduid met SSCV (Semi-Submersible Crane Vessel). Tijdens werkzaamheden zinkt dit vaartuig namelijk gedeeltelijk in het water ter vergroting van de stabiliteit.



figuur 4.3 Semi-Submersible Crane Vessel (SSCV)

Gebruiksphase

In de gebruiksphase moet de constructie weerstand bieden aan de optredende golfbelastingen. Om deze golfkrachten te minimaliseren, moeten de afmetingen van de constructie beperkt worden. Vooral bij beperkte waterdiepten, waar de golfkrachten ook op de bodem aanwezig zijn, is het van belang de constructie zo klein mogelijk te maken. Dit kan strijdig zijn met de transportfase, waarin een groot caisson is voorzien om voldoende drijfvermogen te creëren.

Het is bij GBS's van belang, dat het onder water gewicht (On Bottom Weight, OBW) groot is om de golfkrachten te kunnen weerstaan. Is dit niet het geval, dan zal de constructie over de bodem kunnen gaan schuiven, of omvallen.

Verwijderingsfase

Als laatste fase kan de verwijderingsfase genoemd worden. Wanneer het olie- of gasveld is uitgeput moet de constructie opgeruimd worden. Hieraan wordt in de regel weinig aandacht besteed. Zeker in de ontwerpfase wordt hiermee (nog) geen rekening gehouden.

Hoofdstuk 5 CONCRETE GRAVITY STRUCTURES: GOLFBELASTINGEN EN STABILITEIT

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden theorieën besproken, waarop in het verdere rapport wordt teruggekomen. In dit hoofdstuk wordt alleen de algemene theorie aangegeven; in de betreffende hoofdstukken wordt meer in detail op de zaken ingegaan, gebruikmakend van deze inleiding.

De belangrijkste belasting waaraan een offshore constructie wordt blootgesteld, is de belasting door golven. Deze krachten hebben een dominerende invloed op de afmetingen en het benodigde gewicht. Omgekeerd heeft de afmeting van de constructie grote invloed op de golfaanval.

In paragraaf 5.2 wordt aangegeven hoe de berekeningen van de golfkrachten in dit rapport zijn uitgevoerd.

Het meest voor de hand liggende criterium dat aan een constructie gesteld wordt, is dat ze stabiel is en de krachten kan afdragen op de ondergrond. In paragraaf 5.3 wordt aangegeven wat deze stabiliteitseisen van een Gravity Structure in het algemeen zijn.

Zoals gezegd is een belangrijk kenmerk van offshore constructies, dat deze na het gereedkomen van de bouwplaats op land naar een locatie op zee moeten worden getransporteerd. Vaak heeft de constructie eigen drijfvermogen in de vorm van een caisson om dit transport mogelijk te maken.

In paragraaf 5.4 wordt besproken wat de stabiliteit van een drijvend lichaam bepaalt en wat de eisen zijn die eraan gesteld worden.

5.2 Golfbelastingen

5.2.1 Golfmodellen

Voor de berekening van golfkrachten is het van belang de snelheid van de waterdeeltjes in een golf te kennen. Zonder diep op de theorie van golfbewegingen in te gaan, volgt hier een korte behandeling van de verschillende modellen.

De eenvoudigste modellering van een golf is de zogenaamde lineaire (of Airy) theorie. Deze gaat uit van een sinusvormige golf (zie figuur 5.1), Voor de golflengte L geldt:

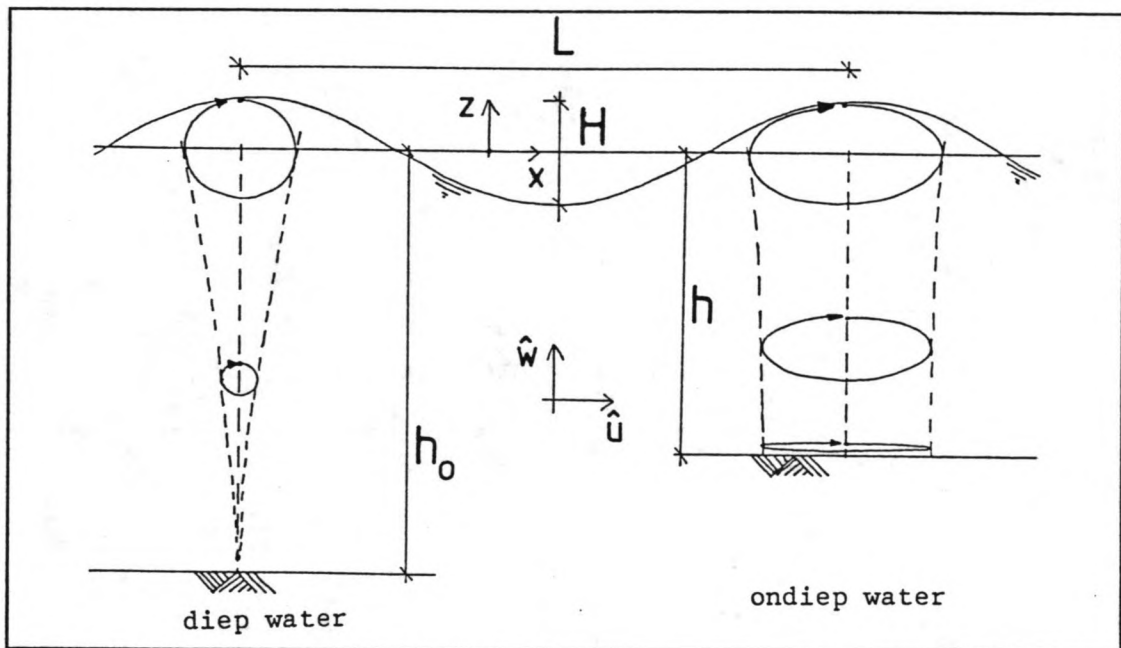
$$L = L_0 \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

met: h waterdiepte
 L_0 golflengte op diep water:

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2$$

T golfperiode

De golflengte moet door iteratie worden bepaald. Er bestaan echter tabellen [11 en 24], waarmee L zonder iteratie kan worden bepaald.



figuur 5.1 Lineaire golfmodel (diep en ondiep water)

De waterdeeltjes in een golf bewegen volgens een ellipsvorm (orbitaalbeweging). Deze beweging is in figuur 5.1 aangegeven. Voor de orbitaalsnelheden u en w gelden de volgende relaties:

$$u = \hat{u} \cos(kx - \frac{2\pi t}{T})$$

$$w = \hat{w} \sin(kx - \frac{2\pi t}{T})$$

met: k golfgetal ($\frac{2\pi}{L}$)
 z verticale coördinaat vanaf de waterlijn (naar boven positief)

$$\hat{u} = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh}$$

$$\hat{w} = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh}$$

Als golfhoogte H en golfperiode T bekend zijn, kan de orbitaalsnelheid bepaald worden.

Voor ondiep water ($h < 0,04 L$) en diep water ($h > 0,5 L$) worden vereenvoudigingen van de algemene formules mogelijk:

diep water ($h > 0,5 L$):

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2$$

$$\hat{u}_0 = \frac{\pi H}{T} e^{kz}$$

$$\hat{w}_0 = \frac{\pi H}{T} e^{kz}$$

ondiep water ($h < 0,04 L$):

$$L = \sqrt{gh} T$$

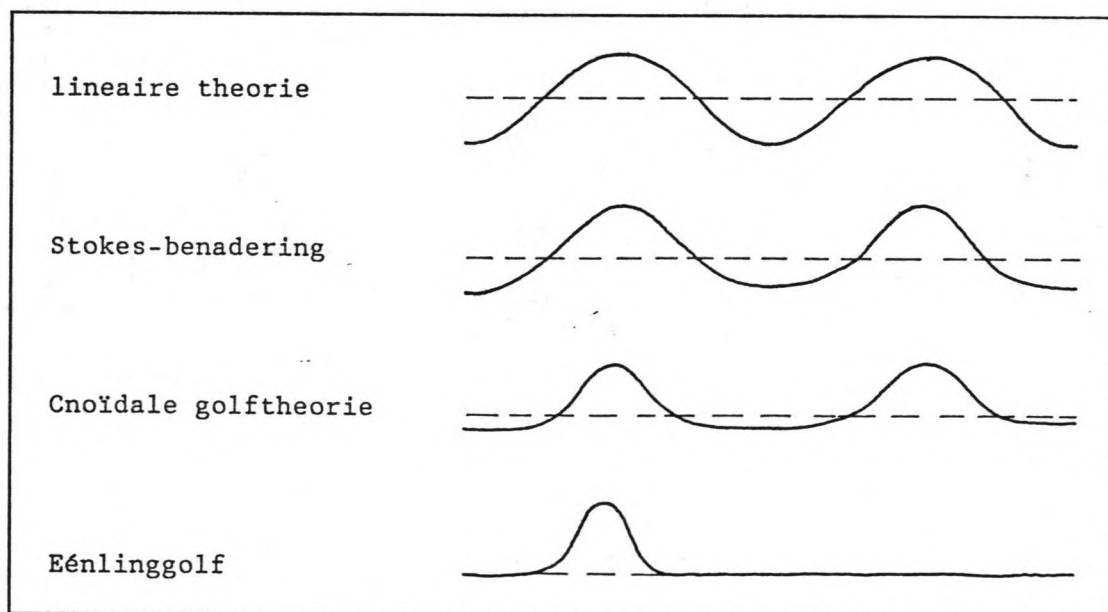
$$\hat{u} = \frac{L}{2T} \frac{H}{h}$$

$$\hat{w} = \frac{\pi H}{T} \left(1 + \frac{z}{h}\right)$$

Zoals in figuur 5.1 is aangegeven treedt in diep water uitdamping op van de golfbeweging. In ondiep water echter hebben de waterdeeltjes op de bodem nog een snelheid.

Hogere orde theorieën beschrijven de golf beter. De golflengte wordt nog steeds bepaald zoals in het lineaire model, maar de snelheden worden anders berekend.

De theorie van Stokes gaat uit van een som van een aantal cosinusfuncties. Het aantal geeft de orde van het model weer. Een Stokes' 3^e-orde benadering is dus een superpositie van 3 cosinusfuncties. In ondiep water vervormt de golf zodanig, dat de Stokesbenadering verkeerde uitkomsten geeft.

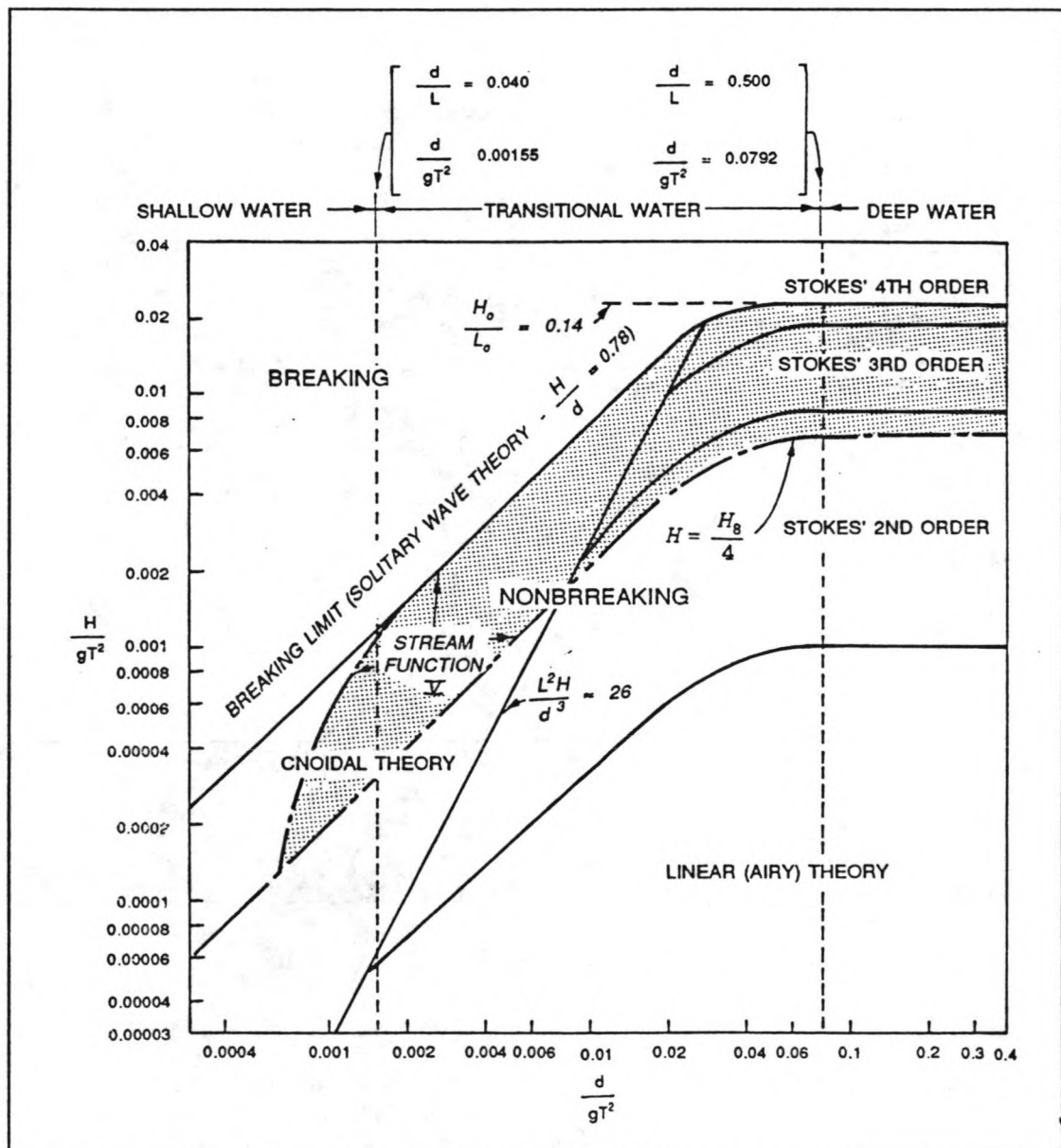


figuur 5.2 Verschillende golfmodellen

Hier worden het cnoïdale golfmodel en de éénlinggolf (Eng: Solitary Wave) worden gebruikt bij ondiep water (figuur 5.2). Deze theorieën worden hier verder niet besproken. Welk model in een bepaald geval het best kan worden toegepast, hangt af van de parameter van Ursell:

$$U = \frac{L^2 H}{h^3}$$

Als $U < 1$ wordt de lineaire golftheorie gebruikt. Stokes' hogere orde theorieën worden gebruikt als U tussen 1 en 26 inligt. Vanaf $U=26$ moet de golfbeweging worden benaderd met de cnoidale theorie of het model van de éénlinggolf. In figuur 5.3 is in een grafiek aangegeven welke theorie toegepast wordt. Op de horizontale as is de verhouding waterdiepte-golflengte ($\frac{h}{L}$) uitgezet en de verhouding golfhoogte-golflengte ($\frac{H}{L}$) op de verticale as. (Om precies te zijn is bij de grootheden op de assen de factor 2π weggelaten. Bovendien wordt in de figuur voor de waterdiepte d gebruikt in plaats van h).



figuur 5.3 Toepassingsgebied golfmodellen

5.2.2 Golfkrachten

Als de grootte van de orbitaalsnelheden ($\hat{u}$ en $\hat{w}$) van de waterdeeltjes bekend is, kunnen de golfkrachten berekend worden. De golfkrachten op een constructie worden in het algemeen berekend met de formule van Morison:

$$F = F_d + F_i$$

Hierin is F_d de sleep- of stromingskracht (Eng: Drag Force) en F_i de traagheidskracht (Eng: Inertia Force). Voor de berekening van krachten op een paal geldt (per meter paallengte):

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_D D |u| u \quad \text{met: } D \quad \text{diameter van de paal}$$
$$F_i = \rho C_m A \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{A} \quad \text{oppervlak van de paaldoorsnede}$$
$$C_d, C_m \quad \text{weerstandscoefficienten}$$

Voor de horizontale snelheid moet de totale snelheid, dus stroom- en orbitaalsnelheid ingevuld worden. De verticale snelheid komt in de formule niet voor.

Voor de C_d - en C_m -waarde van cilindrische palen is, volgens de voorschriften van DNV [23], respectievelijk 0,7 en 2 aangehouden.

Er zijn beperkingen aan het gebruik van de Morisonformule. De afmetingen van de constructie mogen niet te groot worden ten opzichte van de golflengte. Als D/L groter is dan 0,2 is er sprake van een groot lichaam en moet de diffractietheorie worden toegepast. Deze theorie wordt hier verder niet besproken.

5.2.3 Berekening van de krachten; het programma GOLF

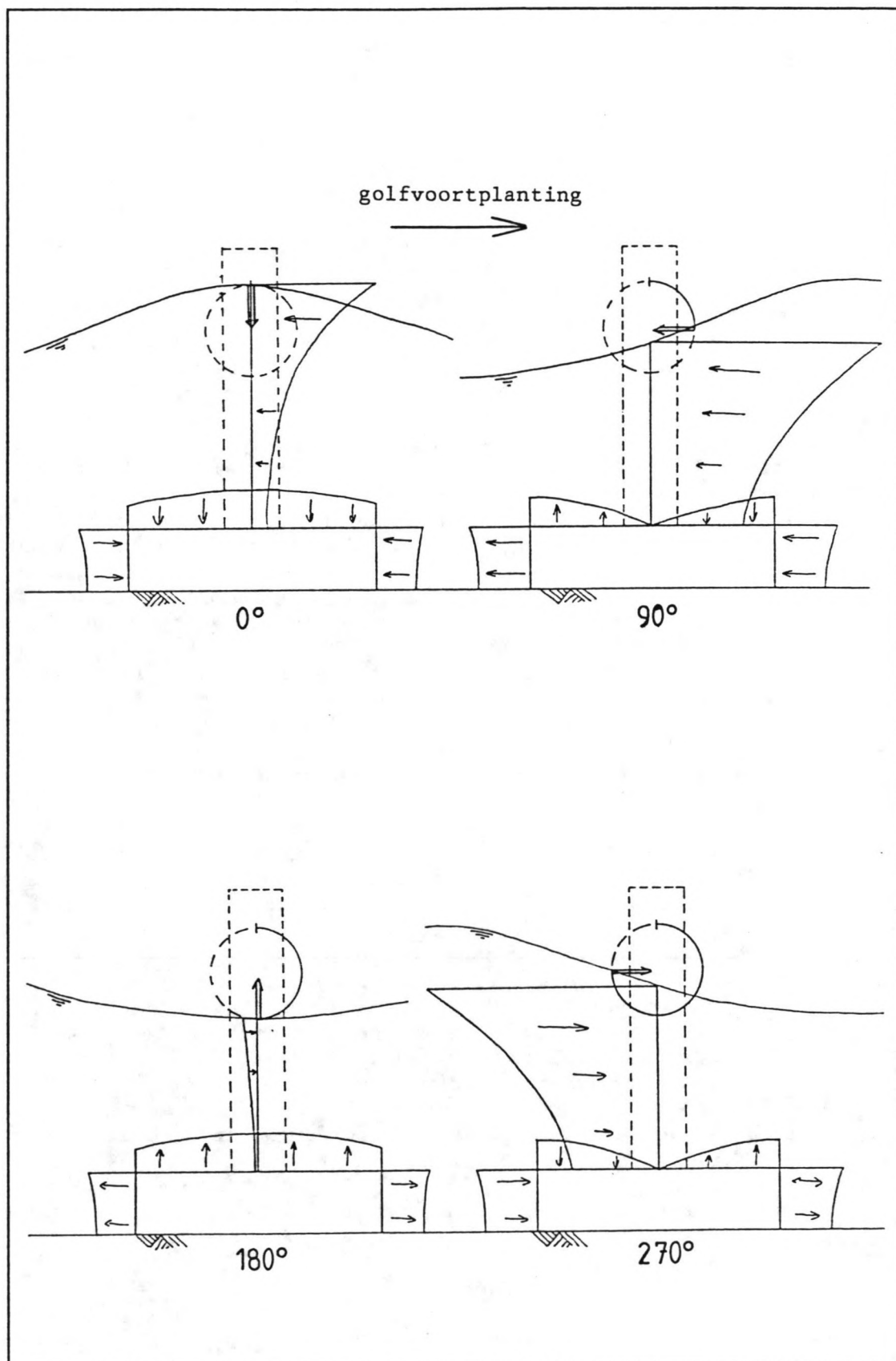
Voor de berekeningen van de golfkrachten in dit rapport is gebruik gemaakt van het programmapakket GOLF, geschreven binnen HBG. Hiermee worden voor een verticale, cilindrische paal met variërende diameter of voor een aantal palen met een ondergedompeld rechthoekig lichaam de volgende krachten berekend:

- golfkrachten per meter paallengte
- totale horizontaalkracht op de constructie
- kantelmoment (Eng: Overturning Moment) als gevolg van horizontaalkracht ten opzichte van een te kiezen hoogte
- dwarskrachtverloop in de paal
- inwendige momentenverloop in de paal

In geval van een ondergedompeld lichaam wordt bovendien de resulterende verticaalkracht berekend.

Voor de berekening van de orbitaalsnelheden heeft het programma drie modellen ter beschikking:

- lineaire model
- Stokes' 3e-orde benadering
- éénlinggolf



figuur 5.4 Golfbelasting op een constructie

Welk model gekozen wordt hangt af van de Ursellparameter en de H/L-verhouding:

- | | | |
|---|--|---|
| - | $U < 1$ en $H/L < 0,006$: | lineaire model |
| - | $1 < U < 55$ of ($U < 1$ en $H/L > 0,006$) : | Stokes' 3 ^e -orde benadering |
| - | $U > 55$: | theorie van de éénlinggolf |

Het cnoïdale golfmodel is niet beschikbaar. De krachten worden berekend met de Morisonformule.

Om de werking van de golfkrachten te verduidelijken, is een voorbeeldconstructie berekend. De werkende golfkrachten zijn in figuur 5.4 voor vier golfphasen aangegeven. Getekend zijn de golfdrukken (kN/m^2). Deze moeten dus nog worden vermenigvuldigd met het oppervlak waarover ze werken.

In de figuur is tevens de orbitaalbeweging van een waterdeeltje aan het oppervlak getekend, met de richting van de versnelling (de eerste afgeleide van de snelheid, $\frac{\partial u}{\partial t}$). Dit is tevens de werkingsrichting van de traagheidskracht. De werkelijke orbitaalbeweging is geen cirkel, maar een ellips omdat hier geen sprake is van diep water. Het gaat dan ook slechts om een indicatie.

5.3 Stabiliteit op de bodem

Het kenmerk van Gravity Structures is dat de op de constructie werkende krachten via een oppervlaktefundering worden afgedragen op de ondergrond. Er wordt geen gebruik gemaakt van geheide palen of een dieptefundering.

Dit betekent dat de krachten volledig door bodemdruk en schuifweerstand moeten worden opgenomen. Trekkrachten kunnen niet optreden. Het funderingsoppervlak moet dus voldoende schuifweerstand kunnen opwekken en de krachten zo spreiden dat er geen overbelasting van de ondergrond optreedt.

De eisen die aan de fundering worden gesteld om hieraan te kunnen voldoen worden hierna kort aangegeven.

Schuifcriterium

De schuifweerstand van grond hangt af van de optredende druk:

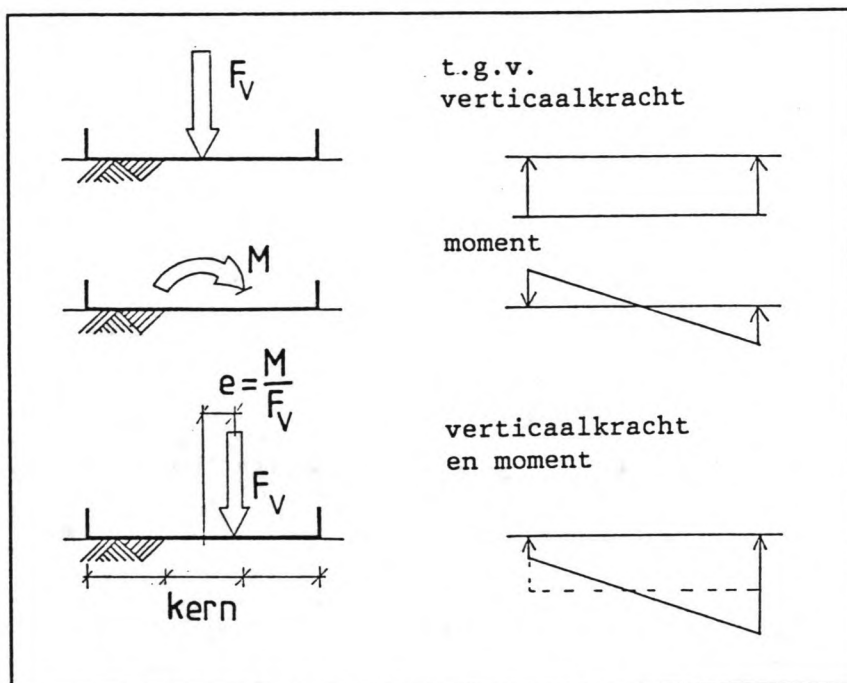
$$\sigma_h < \sigma_v \tan \phi$$

Dit criterium stelt eisen aan het gewicht van de constructie. De optredende σ_v moet zodanig zijn, dat de optredende schuifspanning kan worden opgenomen.

Kantelcriterium

De bodemdruk mag, als gevolg van het kantelmoment, niet nul worden onder de fundering. Het volledige funderingsoppervlak moet gemobiliseerd zijn om de schuifspanning te kunnen overbrengen. Ook dit stelt eisen aan het gewicht van de constructie. In figuur 5.5 is aangegeven wat de optredende spanningen zijn als gevolg van de

belastingen en wat de eis is die aan het gewicht wordt gesteld. Afgezien van veiligheidsfactoren betekent dit, dat de verticaalkracht aan moet grijpen binnen de zogenaamde kern van het funderingsoppervlak.



figuur 5.5 Bodemdruk als gevolg van moment en verticaalkracht

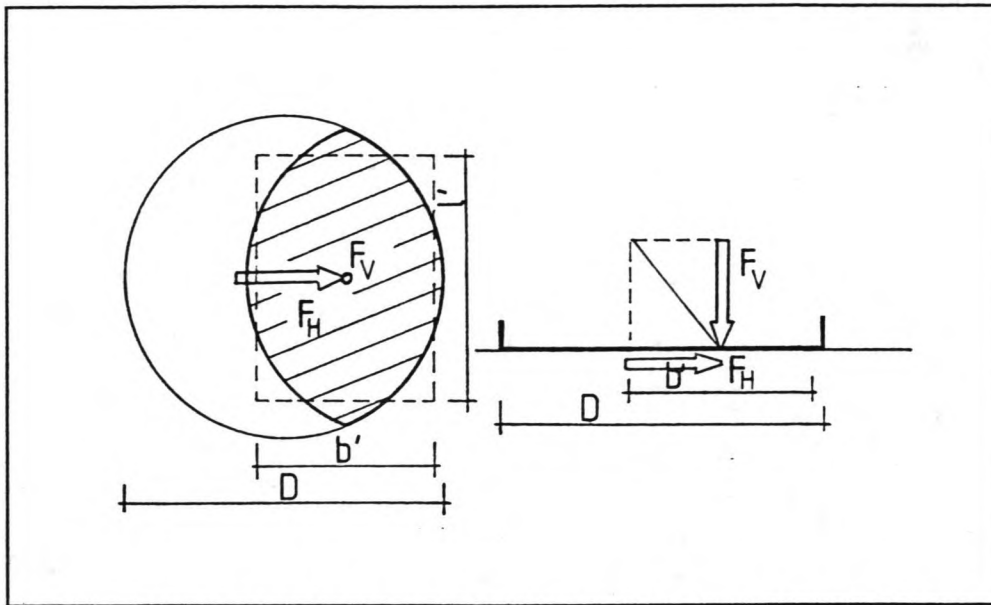
Maximale bodemdruk

De druk die de fundering uitoefent op de ondergrond mag geen bezwijken van de bodem veroorzaken. Dit bezwijken kan optreden door de vorming van een schuifvlak in de bodem. Voor de berekening van het bezwijkdraagvermogen bestaan benaderende formules [23]. Hierin is het bezwijkdraagvermogen behalve van de 'sterkte' van de grond ook afhankelijk van het effectieve oppervlak waarover de druk werkt en de helling van de belasting ten opzichte van de verticaal (figuur 5.6).

Zetting van de fundering

De zettingen die ontstaan door belastingen in de gebruiksfase, zijn aan een maximum gebonden. Grote zettingen kunnen beschadigingen opleveren voor de putten die ter plaatse van de fundering in de bodem verdwijnen. Omdat deze tot diep in de bodem steken, kunnen zij de beweging van de fundering niet volgen. Dit kan bezwijken van de conductors en putten betekenen.

Deze vier criteria stellen ieder hun eisen aan de grootte van het oppervlak en het minimale gewicht van de constructie.



figuur 5.6 Effectief oppervlak en helling van de belasting

5.4 Stabiliteit van drijvende lichamen

Voor het statisch evenwicht van een drijvend lichaam zijn twee zaken van belang: het verticale evenwicht en het kantelevenwicht.

Verticale evenwicht

Dit evenwicht wordt verzorgd door de waterverplaatsing van de constructie. De diepgang van de constructie is zodanig, dat het gewicht van het verplaatste water even groot is als het totale gewicht van de constructie.

Kantelevenwicht

Het kantelevenwicht houdt in dat de constructie zich bij een scheefstand, bijvoorbeeld veroorzaakt door een golf, zich weer opricht in de oorspronkelijke stand.

De stand van een constructie in het water is zodanig, dat het zwaartepunt van de constructie en het aangrijpingspunt van de opwaartse kracht (drukkingpunt genoemd) in een verticale lijn liggen.

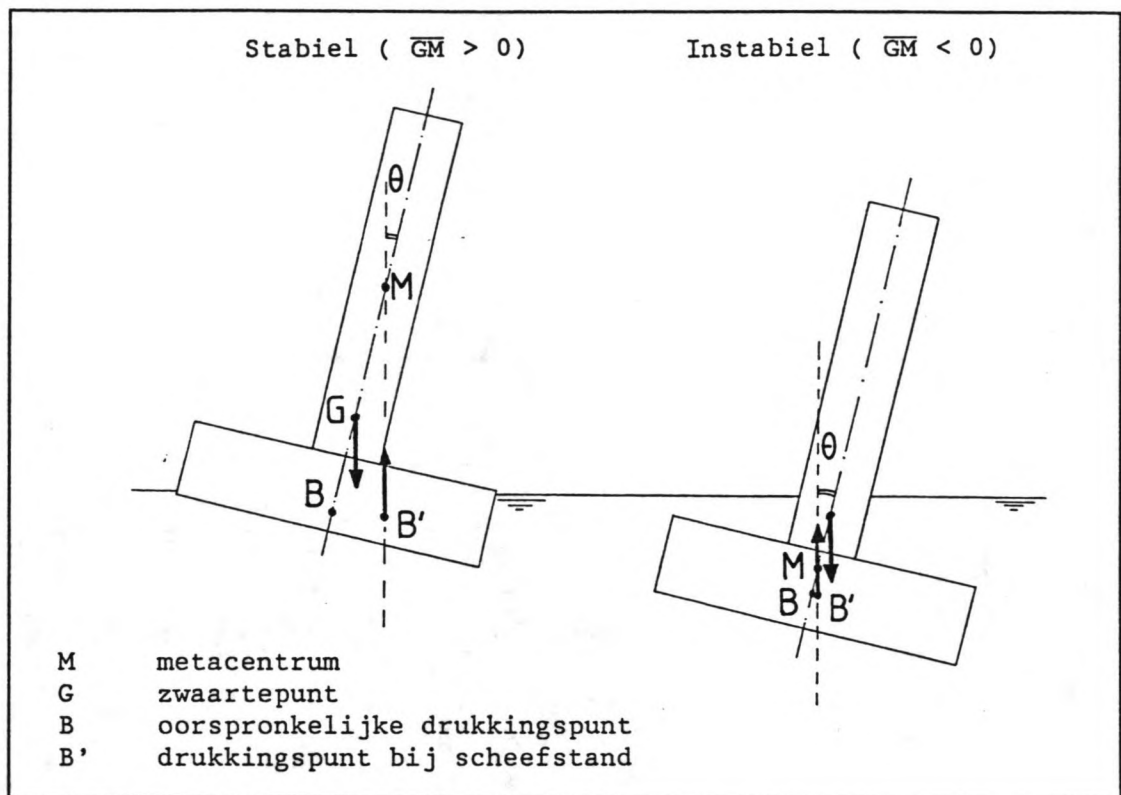
Bij een scheefstand van de constructie zal het aangrijpingspunt van de opwaartse kracht (drukkingpunt genoemd) zich verplaatsen. De werklijnen van de twee krachten vallen niet meer samen en er ontstaat een koppel. Dit is in figuur 5.7 aangegeven.

De werking van het koppel is afhankelijk van de ligging van het metacentrum (punt M in de figuur). Het drukkingpunt ligt altijd recht onder M. De ligging van M is dan ook afhankelijk van de mate waarin B verschuift als gevolg van een scheefstand.

De grootte van het stabiliserend moment is:

$$M_{st.} = \nabla \rho g \overline{GM} \sin \theta$$

met:	∇	volume verplaatste water
	ρ	dichtheid water
	θ	hellingshoek



figuur 5.7 Scheefstand van een drijvend lichaam

De richting van het moment is afhankelijk van de ligging van meta-centrum M.

Als M boven G ligt, is het koppel gericht tegen de scheefstand in, (een oprichtend koppel). Het moment zal de constructie dus naar de oorspronkelijke stand duwen.

Als M onder G ligt, ontstaat een aandrijvend koppel; de werking is in de dezelfde richting als de scheefstand. Een scheefstand zal dus instabiliteit van de constructie betekenen.

De ligging van M kan als volgt worden berekend. Voor de afstand $\overline{BM}$ geldt:

$$\overline{BM} = \frac{I_{w,min}}{\nabla}$$

Hierin is $I_{w,min}$ het maatgevende traagheidsmoment van het waterlijndoorsnijdend oppervlak en ∇ het volume van het verplaatste water.

Als de ligging van zwaartepunt G en drukkingspunt B bekend is, kan dus de afstand $\overline{GM}$ worden bepaald: $\overline{GM} = \overline{BM} - \overline{BG}$. In de praktijk geldt als stabiliteitsvoorwaarde een minimum van 1 à 1,5 m. Voor de volledigheid wordt nog vermeld, dat deze benadering geldig is voor hellingshoeken tot 8 à 9°.

DEEL II

CONCEPTEN

Hoofdstuk 6 INLEIDING

In dit tweede deel worden concepten opgesteld voor de onderbouw van het platform, uitgaande van de in deel I vastgestelde randvoorwaarden en uitgangspunten.

In hoofdstuk 7 worden alternatieven opgesteld voor een aantal kenmerkende fasen van het bouwproces en onderdelen van de constructie, die vervolgens tot vier basisconcepten worden samengevoegd. In hoofdstuk 8 worden deze basisconcepten beschreven en wordt de haalbaarheid bekeken.

In hoofdstuk 9 tenslotte wordt met behulp van kwalitatieve en kwantitatieve criteria een keuze gemaakt.

Hoofdstuk 7 GENEREREN CONCEPTEN

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden alternatieven opgesteld voor een aantal kenmerkende fasen en onderdelen van een zwaartekrachtconstructie. De uiteindelijke concepten worden bepaald door varianten uit deze verschillende fasen en onderdelen te combineren. Deze fasen zijn:

- funderingsvormen
- transport
- installatie

In de volgende paragrafen worden deze fasen besproken, waarna voor elke fase varianten worden opgesteld. In hoofdstuk 8 worden ze tot concepten samengevoegd.

7.2 Funderingsvormen

7.2.1 Toetsingscriteria

De optredende krachten ten gevolge van golven en stroming moeten naar de ondergrond worden afgedragen. Zoals al in deel I is uitgelegd wordt voor de fundering gebruik gemaakt van een zwaartekrachtconstructie.

Om de krachten af te kunnen dragen is dus een bepaald oppervlak nodig om voldoende schuifspanning op te wekken en de verticale kracht te spreiden.

Van belang bij het genereren van funderingsvormen zijn de volgende criteria:

- **Interactie fundering-bodem**
 - mogelijke piekbelastingen bij ongelijke bodem
 - gevoeligheid voor erosie
 - wijze van krachtsafdracht van fundering naar bodem
- **Vorm**
 - mogelijkheid van herbergen van vaste ballast
 - eventueel verzorgen van drijfvermogen
 - golfbelastingen op de fundering

Enkele van deze criteria worden hieronder nader toegelicht.

Piekbelastingen

De zeebodem is nooit helemaal vlak en als gevolg daarvan zullen altijd piekspanningen optreden. De gevoeligheid van een funderingsvorm voor piekspanningen is een belangrijk aspect. Bij het uitwerken van een funderingsvorm zal bekeken moeten worden in hoeverre een oneffenheid onder de fundering zal uitvlakken tot een groter oppervlak zodat de fundering toch weer gelijkmatig belast wordt.

Ballastmogelijkheden

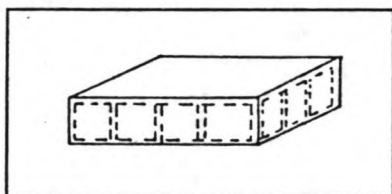
Voor de stabiliteit van de constructie in enkele maatgevende belastingssituaties is vaste ballast nodig. De mogelijkheid om deze ballast te plaatsen is belangrijk.

Golfbelastingen op de fundering

Hoe meer volume een fundering inneemt, hoe groter de golfbelastingen. Het golfklimaat op de Noordzee is zeer ongunstig, met als gevolg grote golfbelastingen. Er moet getracht worden de belastingen op een constructie zo klein mogelijk te houden, door het volume van de fundering te beperken.

7.2.2 Funderingsvarianten

Funderingsvormen die naar voren zijn gekomen bij de afweging volgens de criteria die in de vorige paragraaf zijn genoemd:



figuur 7.1 Caisson

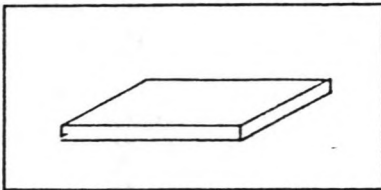
- Caisson (zie figuur 7.1)

Voordelen:

- Verzorgen van drijfvermogen.
- Goede mogelijkheid voor herbergen van vaste ballast.

Nadelen:

- Het grote oppervlak is gevoelig voor piekspanning bij een ongelijke bodem.
- Gevoelig voor liquefaction; Het ontstaan van wateroverspanningen in de bodem als gevolg van cyclische belastingen. Als deze wateroverspanning door een te groot funderingsoppervlak niet af kan nemen treedt vervloeiing van de bodem op.
- Het grote volume dat een caisson onder water inneemt, veroorzaakt grote golfbelastingen.



figuur 7.2 Plaat

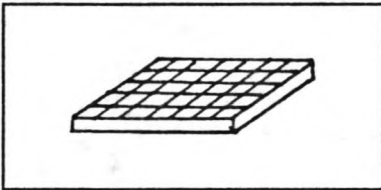
- Massieve plaat (zie figuur 7.2)

Voordelen:

- De beperkte hoogte van deze variant en daardoor beperkte golfbelastingen.

Nadelen:

- Dezelfde nadelen van een groot funderingsoppervlak gelden als voor de caisson (piekspanningen en liquefaction).
- Geen drijfvermogen.
- Herbergen van vaste ballast is niet mogelijk zonder enkele aanpassingen.



figuur 7.3 Rooster

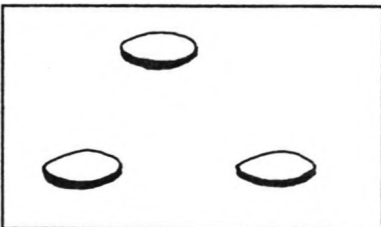
- Roostervormig oppervlak (zie figuur 7.3)

Voordelen:

- Vanwege de open structuur is de gevoeligheid voor piekspanningen ten opzichte van de plaat en caisson een stuk kleiner.
- Het volume dat deze funderingsvorm onder water inneemt is beperkt zodat het ook minder golfbelastingen opwekt.

Nadelen:

- Geen drijfvermogen.
- Herbergen van vaste ballast is niet mogelijk zonder enkele aanpassingen.



figuur 7.4 Meervoudig oppervlak

- Meervoudig oppervlak (zie figuur 7.4)

Bij het meervoudig oppervlak wordt een fundering met drie oppervlakken bekeken. Het voordeel van drie oppervlakken is dat het statisch bepaald is.

Andere voordelen:

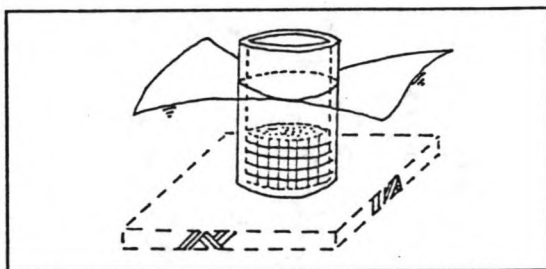
- Meer kleinere oppervlakken zijn minder gevoelig voor piekspanningen dan één groot oppervlak.
- Door de afstand tussen de funderingsoppervlakken te vergroten kan een groter kantelmoment worden opgenomen.

Nadelen:

- Op de funderingsoppervlakken is een beperkte ruimte om ballast te herbergen.

Of een meervoudig oppervlak drijfvermogen heeft, hangt af van de wijze waarop deze oppervlakken met elkaar verbonden worden.

Deze verbindingswijze bepaalt ook in belangrijke mate de golfbelasting op de fundering.



figuur 7.5 Open cylinder

- Open cylinder (zie figuur 7.5)

Voordelen:

- Niet gevoelig voor piekspanningen.
- Eenvoudig te ballasten.
- Is eventueel horizontaal drijvend te vervoeren.

Nadelen:

- De open cylinder ontleent zijn stabiliteit voor het grootste gedeelte aan de geplaatste ballast. Voor het schuifcriterium (zie deel I) mag deze hoeveelheid ballast helemaal meegerekend worden. Voor het kantelcriterium is dat niet het geval. Het levert moeilijkheden op om de constructie tegen kantelen stabiel te houden.
- Grote diameter bij de waterlijnddoorsnijding, dus grote golfbelastingen.

In deze paragraaf zijn funderingsvarianten opgesteld. Voordat een keuze gemaakt wordt, worden in de volgende paragrafen eerst transport- en installatie-aspecten besproken. De keuze voor de verbinding tussen fundering en dek wordt in paragraaf 7.2.3 besproken.

7.2.3 Verbinding fundering-dek

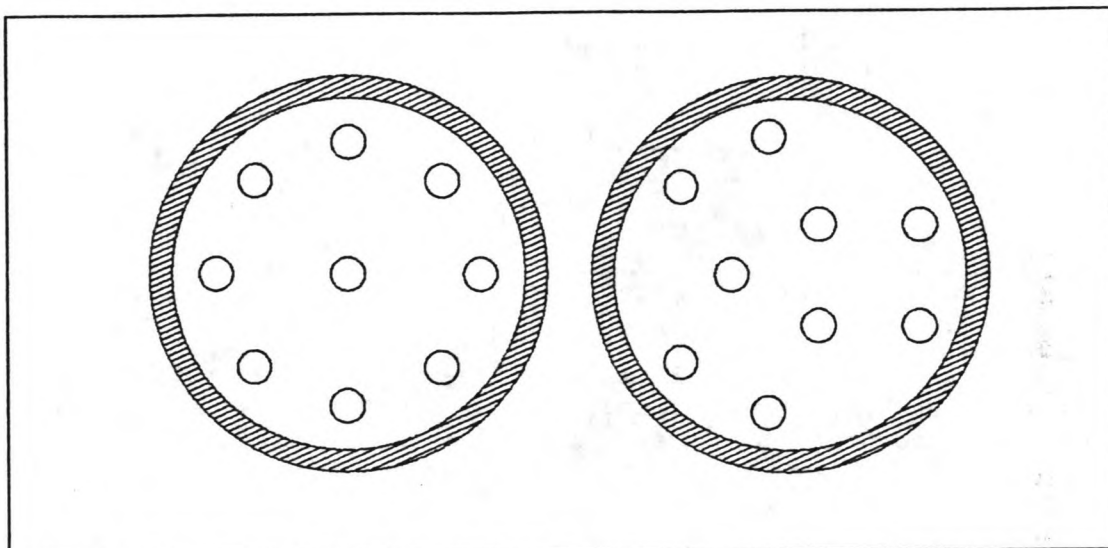
De eisen die aan de verbinding tussen fundering en dek gesteld worden zijn:

- het dragen van het dek boven de hoogste golftop
- een minimale golfaanval
- voldoende ruimte voor de conductors

Toepassen van één schacht is voldoende om het dekgewicht (1500 ton) te kunnen dragen. Het toepassen van meer schachten wordt daarom niet overwogen (deze vangen ook meer golfbelasting). Een ronde vorm is het gunstigst in verband met de minimale golfaanval. Het aantal conductors bepaalt de minimaal benodigde doorsnede.

Er wordt van uitgegaan dat de conductors in de schacht geplaatst worden.

Uitgaande van de ongunstigste situatie moeten er 9 conductors met een tussenafstand van 2,3 m in de schacht worden geplaatst. Deze 9 conductors kunnen in de schacht worden geplaatst zoals in figuur 7.6 is aangegeven.



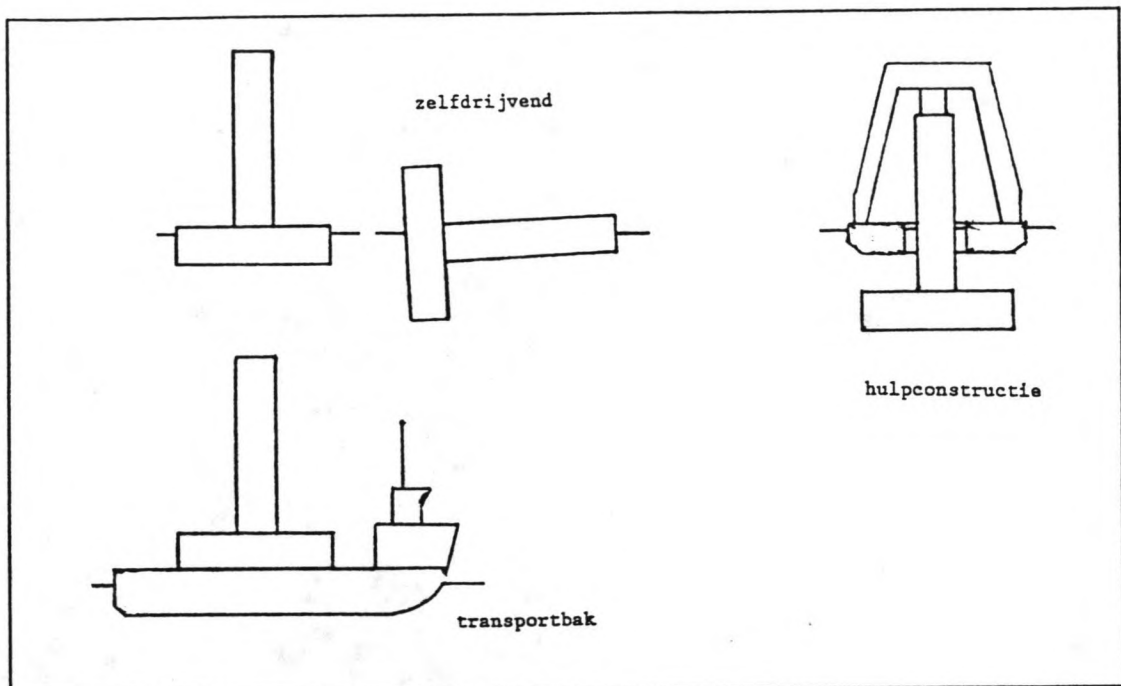
figuur 7.6 Rangschikking conductors

Dit resulteert in een binnendiameter van 8 m. Bij een aangenomen wanddikte van 0,5 m wordt de buitendiameter 9 m.

7.3 Transport

Er zijn verschillende manieren om de constructie van de bouwlocatie naar de definitieve locatie te vervoeren. De transportwijze is afhankelijk van de vorm van de constructie. Omgekeerd stelt de wijze van transport eisen aan de vorm van de constructie. De volgende alternatieven zijn denkbaar (zie ook figuur 7.7):

- zelfdrijvend; de constructie moet dan voldoende stabiliteit en drijfvermogen (caisson) hebben.
- op een transportbak; dit stelt eisen aan het maximale gewicht van de constructie. Tevens moet bedacht worden, dat de constructie op en van de ponton gehesen moet worden.
- drijvend met hulpmiddelen; als de constructie zelf niet voldoende drijfvermogen heeft, kan deze door andere middelen geleverd worden (luchtkussens, tanks).



figuur 7.7 Transportmogelijkheden

- speciaal materieel; materieel dat speciaal ontwikkeld is om de constructie te transporteren. Dit materieel moet dan tevens in staat zijn de constructie te installeren op locatie (een voorbeeld hiervan is de Ostrea, gebruikt bij de Oosterscheldewerken).

7.4 Installatie

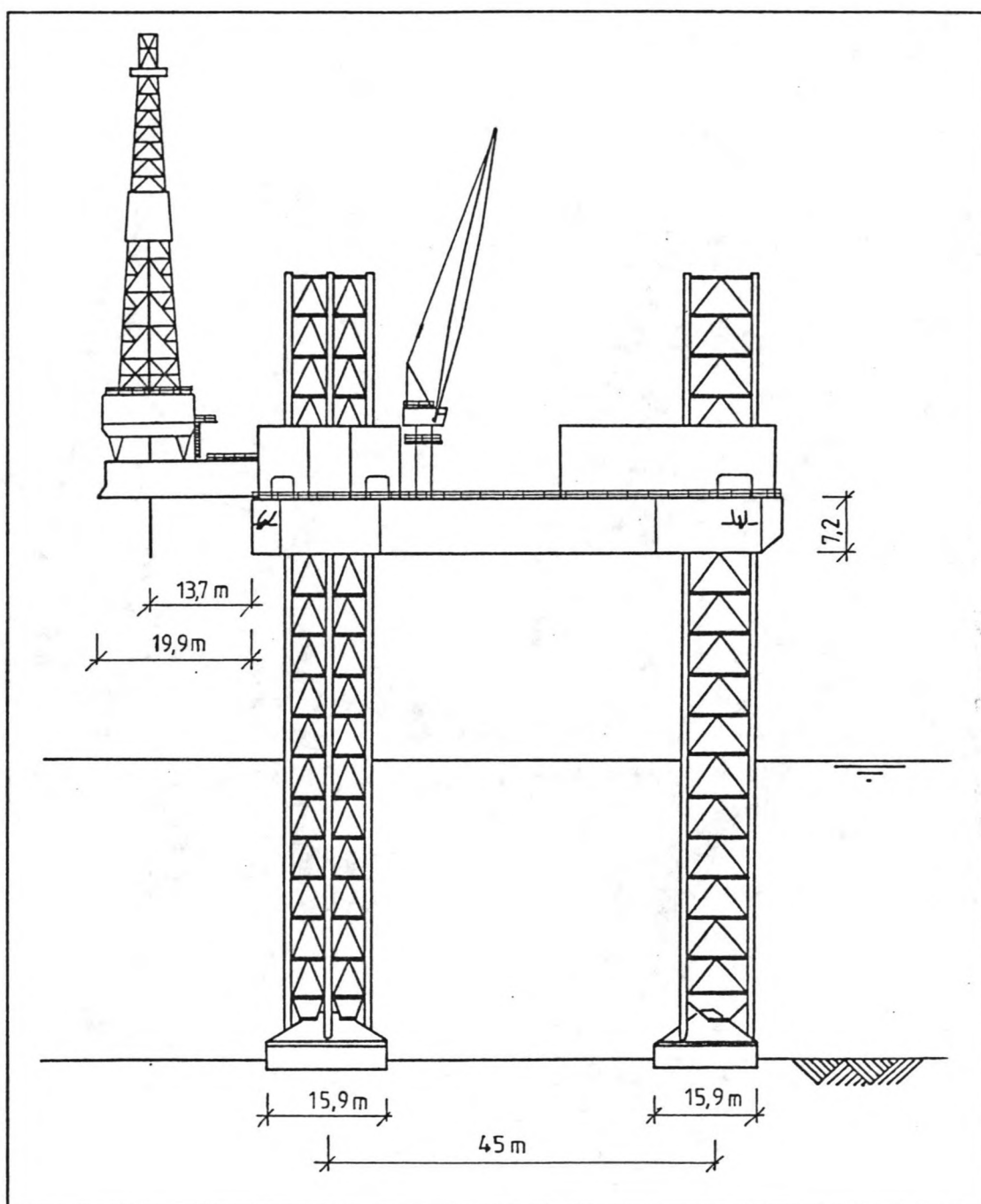
Het installeren van het platform bestaat uit vier onderdelen:

- plaatsen van de onderbouw
- heien van de conductors
- boren van de putten
- plaatsen van het produktiedek

Het plaatsen van de onderbouw kan, afhankelijk van de vorm, op verschillende manieren plaatsvinden:

- zelfstandig afzinken
- afzinken met hulpmiddelen (ter vergroting van het waterlijndoorsnijdend oppervlak)
- hijsen; met een kraanschip vanaf een ponton
- plaatsen met speciaal materieel (bijvoorbeeld een hefschip)

Als de onderbouw op locatie geïnstalleerd is, kunnen de conductors geheid worden en kunnen de putten geboord worden. Hiervoor is nodig dat de jack-up bij de constructie kan komen. De afmetingen van de constructie moeten hierop aangepast worden. De van belang zijnde afmetingen van een jack-up zijn in figuur 7.8 aangegeven.



figuur 7.8 Jack-up afmetingen

Tenslotte wordt het produktiedek geplaatst. Het plaatsen van het dek kan ook direct na installatie gebeuren. Het heien van de conductors en het boren van de putten gebeurt dan na het plaatsen van het dek. De onderbouw moet zo ontworpen zijn dat hij de eerste winter (zonder dek) een 10-jarige ontwerpstorm kan weerstaan. In de gebruikssituatie moet deze (met dek) een 100-jarige ontwerpstorm kunnen weerstaan.

Hoofdstuk 8 BASISCONCEPTEN

8.1 Opstellen van concepten

In tabel 8.1 staan de verschillende varianten uit de vorige paragrafen nog eens opgesomd:

Transport	zelfdrijvend	transportbak	hulpdrijfvermo- gen	speciaal mate- rieel
Installatie	afzinken	kraanschip	speciaal mate- rieel	
Funderingsvorm	caisson/plaat	roostervormig oppervlak	meervoudig oppervlak	open cylinder

tabel 8.1 Varianten per fase

Combinatie van de varianten uit de verschillende fasen leidt tot basisconcepten van een platform. Omdat het aantal mogelijke combinaties groot is, is ervoor gekozen de kenmerkende alternatieven uit de verschillende fasen te koppelen (zo is bijvoorbeeld de caissonvorm gekoppeld met zelfdrijvend transport en niet met transport op een ponton).

Volgens deze werkwijze komt men tot de volgende basisconcepten:

- caissonvorm, zelfdrijvend getransporteerd en afgezonden (al dan niet met hulpmiddelen)
- plaatvorm, vervoerd op een ponton en met een kraan geïnstalleerd
- wielconstructie, op een ponton getransporteerd en geïnstalleerd met een kraan
- driepootconstructie, op een ponton vervoerd en met een kraan geïnstalleerd

In principe is dus een keuze gemaakt tussen transport op een ponton of zelfdrijvend transport. Het is natuurlijk mogelijk om de constructies met speciale schepen te vervoeren of aan de constructie

hulpdrijfvermogen toe te voegen. In deel III wordt voor het gekozen concept bekeken of het fabriceren van een speciaal materieel interessant is. Dit kan het geval zijn als de installatie van de onderbouw problemen geeft (instabiliteit, te hoog gewicht) of wanneer seriematige produktie interessant wordt. De installatie kan dan door middel van zo'n constructie uitgevoerd worden.

De open cylinder is als funderingsvorm niet meegenomen. De logge vorm vangt veel golven, is bovendien zwaar en dus moeilijk te vervoeren. Het ballastmateriaal wordt in de cylinder gestort. Het ligt dus eigenlijk op de zeebodem, gevangen tussen de cylinderwanden. Slechts een gedeelte van deze ballast mag worden meegerekend voor stabiliteit tegen kantelen. Het kantelcriterium is maatgevend voor dergelijke grote constructies.

Een oplossing om dit probleem te ondervangen is de cylinder voor een deel in de grond te penetreren. Uitgangspunt van deze studie is echter dat alleen zwaartekrachtconstructies worden bekeken. Om deze redenen is de open cylinder niet verder meegenomen in de afweging.

In de volgende paragraaf zijn de genoemde concepten beschreven. De haalbaarheid van de concepten wordt op dimensionering, transport en installatie bekeken.

8.2 Beschrijving van de concepten

In deze paragraaf worden de concepten die in de vorige paragraaf gegenereerd zijn beschreven. De afmetingen worden bepaald en de transport- en installatiewijze worden bekeken.

De schachtafmetingen zijn reeds bekend. Op grond van de eis dat de conductors in de schacht moeten passen en dat het dek in een storm-situatie boven de hoogste golf blijft zijn de schachtafmetingen:

- buitendiameter van 9 m
- binnendiameter van 8 m
- lengte tot 56 m boven de bodem

De basisafmetingen en wanddikten van de concepten worden geschat. De reden hiervoor is, dat in deze fase slechts de haalbaarheid van het concept wordt aangetoond. Wanneer het concept verder uitgewerkt wordt, kunnen deze geschatte afmetingen geoptimaliseerd worden.

De concepten worden in de volgende belastingsituaties bekeken:

- 100-jarige ontwerpstorm met dek
- 10-jarige ontwerpstorm zonder dek
- 10-jarige zomerstorm

De 100-jarige ontwerpstorm met dek is de belastingsituatie die de constructie in de gebruiksfase moet kunnen weerstaan.

De belastingsituatie van een 10-jarige ontwerpstorm zonder dek kan in de eerste winter optreden wanneer het dek nog niet geplaatst is. De 10-jarige zomerstorm is van belang direct na het installeren van de constructie. Het dek en de ballast zijn dan nog niet geplaatst.

8.2.1 Caisson

Dit concept draagt zijn krachten af naar de bodem via een plaatfundering, de caissonbodem. De constructie heeft voldoende drijfvermogen om zelfdrijvend naar locatie getransporteerd te worden. Het vrijboord dient 1 à 1,5 m te bedragen.

Het zelfstandig parallel afzinken vormt een probleem omdat de constructie na het onder water verdwijnen van de caisson niet meer stabiel is. Een oplossing hiervoor moet gezocht worden in middelen die het waterlijndoorsnijdend oppervlak vergroten.

In de volgende paragrafen wordt het caissonconcept bekeken op zijn geschiktheid voor de gekozen locatie. Globale afmetingen en hoeveelheden worden bepaald, de transport- en installatiewijze worden nader bekeken.

Bepalen van de afmetingen en hoeveelheden

De caissonafmetingen van $40 \times 40 \times 10 \text{ m}^3$ zijn bepaald op kwalitatieve gronden:

- De afmetingen van de caisson moeten in verhouding staan met de waterdiepte van 40 m.
- Extrapoleren van al eerder gebouwde caissons in andere omgevingscondities naar de gekozen omgevingscondities.
- De caisson moet een bepaald volume hebben om de gehele constructie tijdens transport voldoende drijfvermogen te geven.
- Op de caisson moet één schacht worden geplaatst.

Met behulp van het programma GOLF (dat in paragraaf 5.2.3 is besproken) zijn de golfbelastingen op dit caissonconcept bepaald.

Aan de hand van het kantel- en schuifcriterium (zie paragraaf 5.3) is het minimaal benodigde gewicht ($F_{v,min}$) bepaald in de verschillende belastingsituaties.

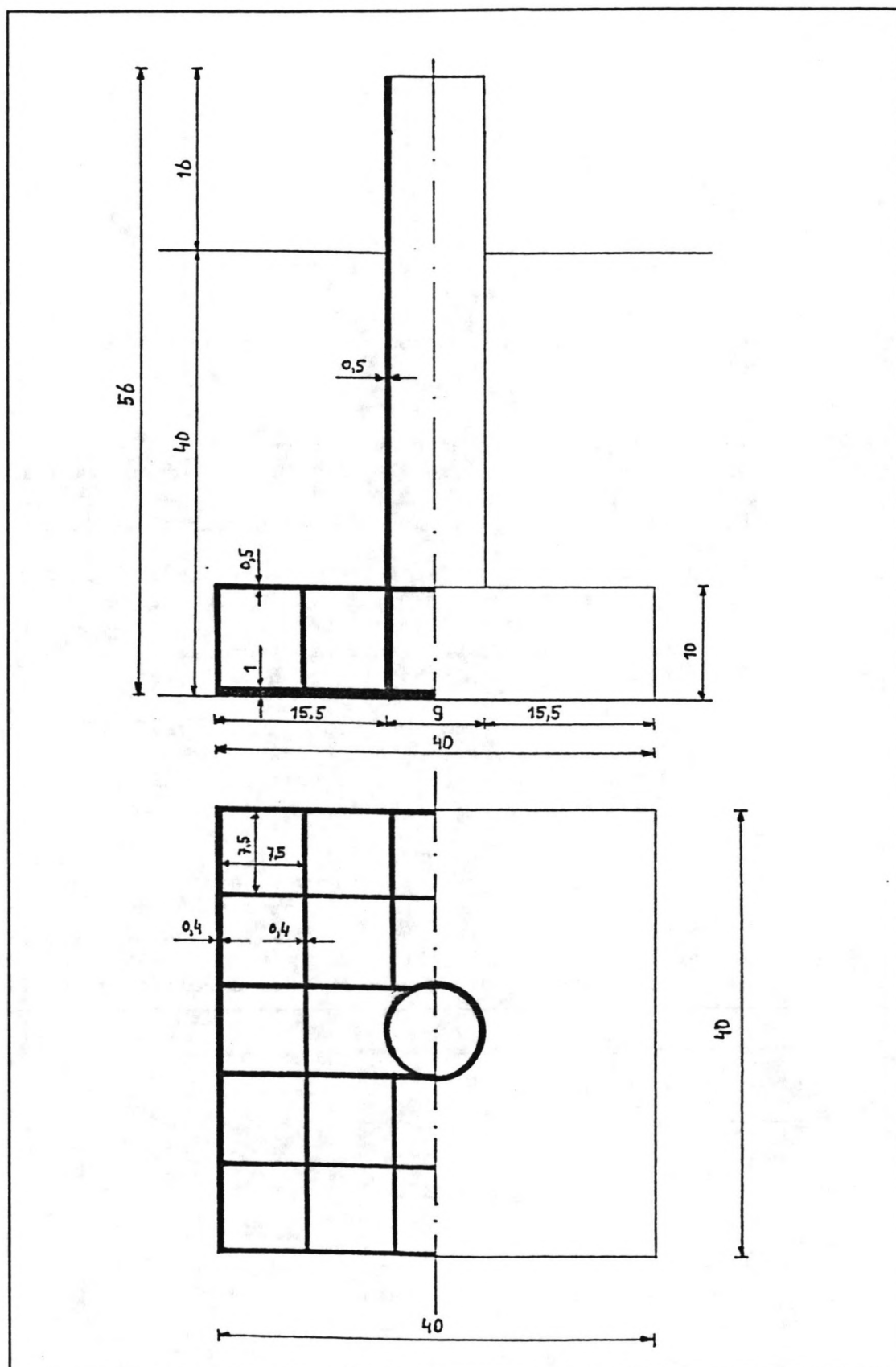
Met de geschatte afmetingen wordt het gewicht van de constructie bepaald en kan de benodigde ballasthoeveelheid worden berekend. Bij het bepalen van de hoeveelheid ballast speelt ook de verticale kracht op de caisson een rol: $F_{ballast} = F_{v,min} - F_{eg} + F_{v,caisson}$

In bijlage 1 zijn de golfkrachten, het minimaal benodigde gewicht en de ballasthoeveelheid weergegeven in de drie belastingsituaties.

Hier worden slechts de ballasthoeveelheden gegeven.

Belastingsituatie	Ballastgewicht (onder water)
100-jarige ontwerpstorm	17.686 kN
10-jarige ontwerpstorm	16.743 kN
10-jarige zomerstorm	0 kN

tabel 8.2 Ballasthoeveelheden



figuur 8.1 Caisson

Transport en installatie van de caisson

De totale constructie weegt 95.350 kN (boven water), aangenomen dat het betonvolume 20% van het caissonvolume is (dit is te bereiken door de wanddikte te laten verlopen).

De diepgang tijdens transport bedraagt dan (in zeewater):

$$\frac{95.350}{\rho \times g \times l} = \frac{95.350}{1025 \times 9,8 \times 40 \times 40} = 5,9 \text{ m}$$

Voor de afzinkprocedure is de GM-waarde van belang. In paragraaf 5.4 is de ligging van het metacentrum M uitgelegd. Wanneer de caisson verticaal wordt afgezonken, verandert de metacentrumhoogte GM. Is GM positief, dan is de afzinkprocedure stabiel. Wordt GM te klein (kleiner dan 1 m) of negatief dan is de afzinkprocedure niet meer stabiel en zal de constructie kantelen. Dit moet worden voorkomen. In figuur 8.2 is het metacentrumverloop aangegeven. Hieruit blijkt dat de GM-waarde negatief wordt zodra de caisson onder water verdwijnt. Verticaal afzinken is dus niet mogelijk zonder hulpmiddelen.

Bij hulpmiddelen kan gedacht worden aan:

- constructies om het waterlijndoorsnijdend oppervlak tijdens het installeren te vergroten
- scheef afzinken

Resumé caissongegevens

Afmetingen

Schacht:	diameter:	9 m	(uitwendig)
		8 m	(inwendig)
Caisson:	hoogte:	46 m	
	breedte(=lengte):	40 m	
	hoogte:	10 m	
	wanddikte:	0,4 à 0,5 m	
	bodemdikte:	1 m	
	25 cellen:	7,5 x 7,5 x 8,5 m ³	

Betonvolumes

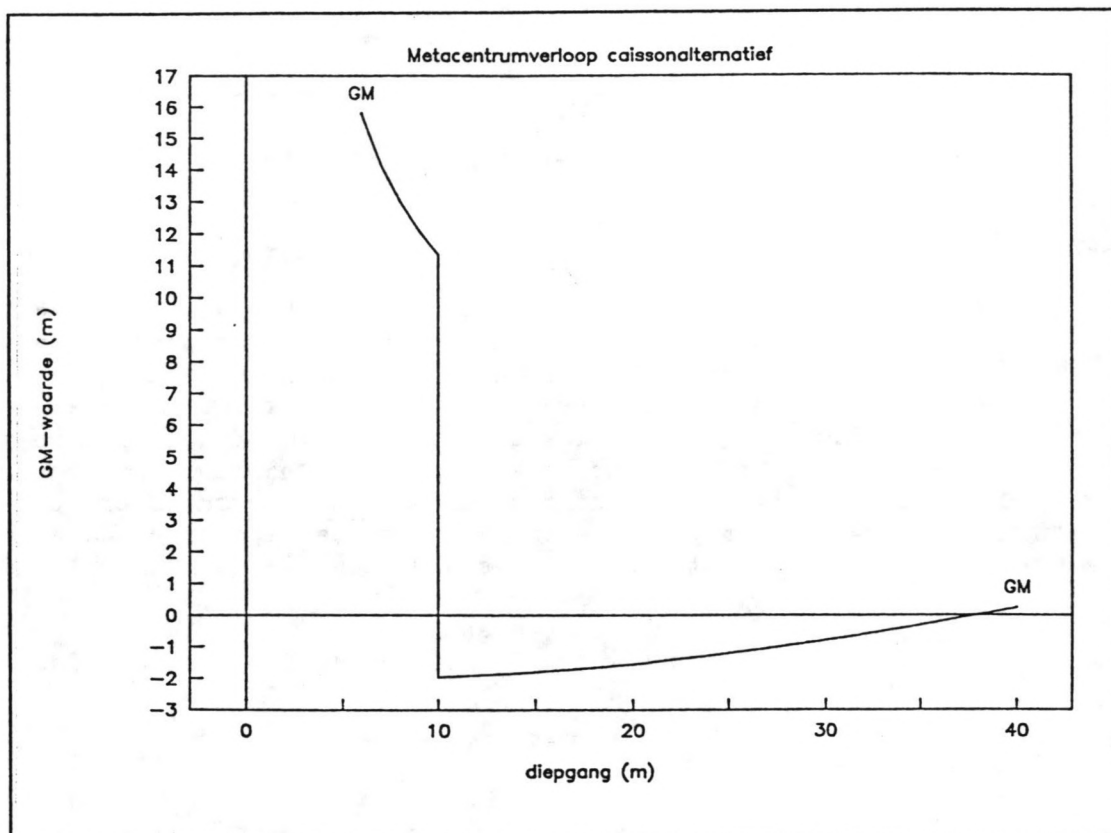
Schacht:	614 m ³
Caisson:	<u>3200 m³</u>
totaal:	3814 m ³

Bekistingsoppervlak	13.410 m ²
---------------------	-----------------------

Gewichten

Gewicht boven water:	95,35 MN
On Bottom Weight:	73,89 MN
Ballast:	17,7 MN

Transportwijze	zelfdrijvend
Installatiewijze	afzinken (met hulpmiddelen)



figuur 8.2 Metacentrumverloop caisson bij afzinken

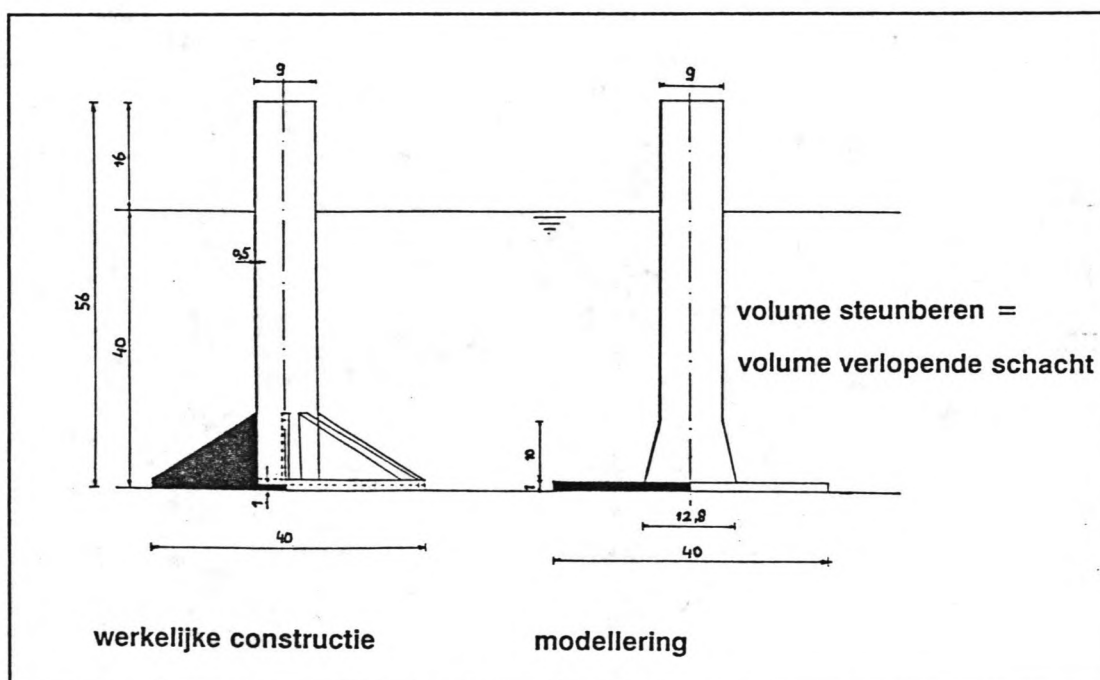
8.2.2 Plaat

Een concept dat op een ponton vervoerd kan worden is een funderingsplaat met daarop de schacht. Om doorponsen van de schacht door de plaat te voorkomen worden steunberen aangebracht. Op de plaat is rondom een rand aangebracht waartussen de ballast kan worden gestort.

Bepaling van afmetingen en hoeveelheden

De afmetingen van de plaat van $40 \times 40 \text{ m}^2$ is afgeleid van het caissonconcept.

De golfkrachten op een plaat met steunberen zijn niet zo eenvoudig te bepalen vanwege de ingewikkelde configuratie. Daarom wordt de plaat gemodelleerd zoals in figuur 8.3 is weergegeven.



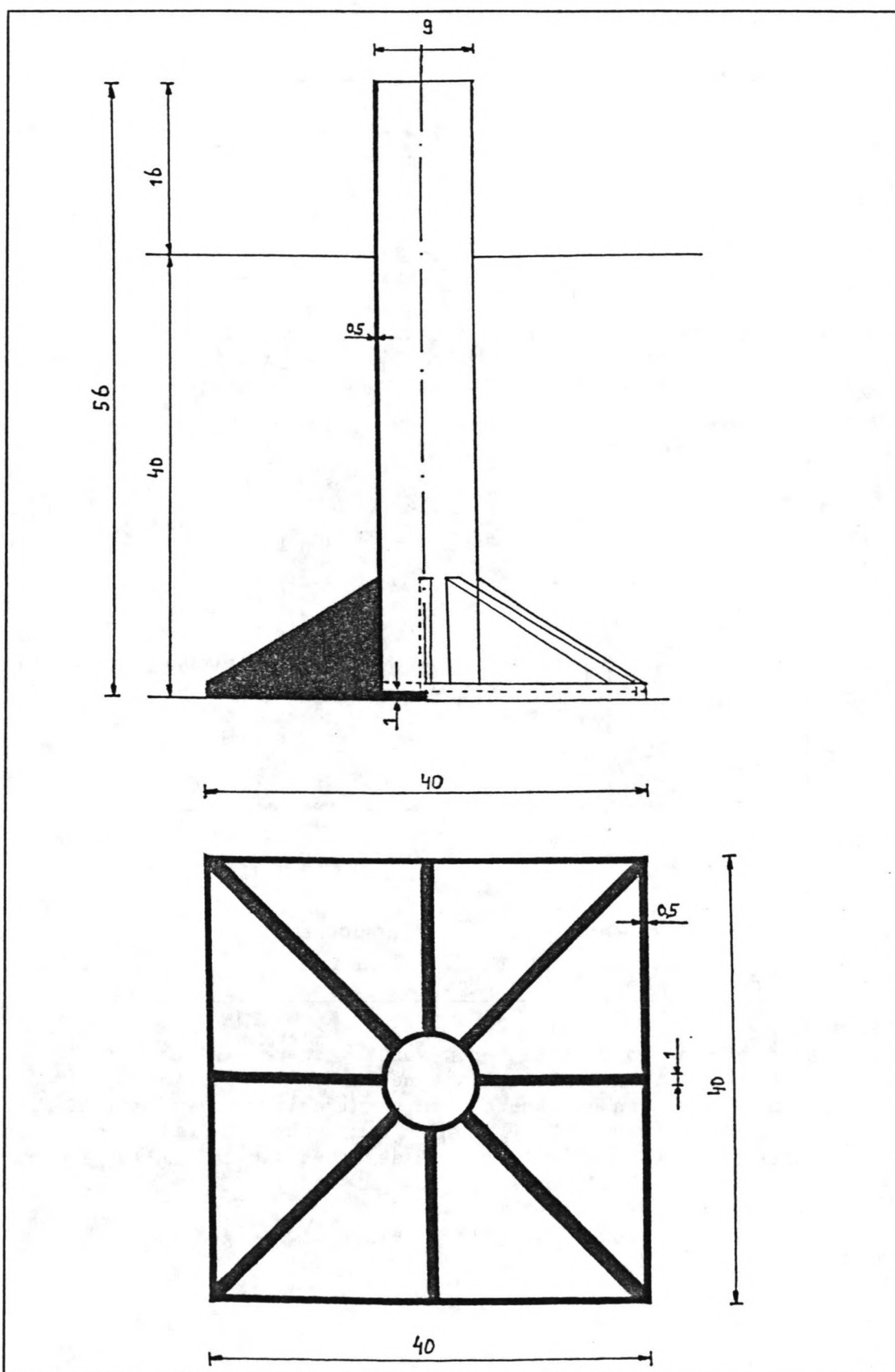
figuur 8.3 Modellering plaat

Het volume van de steunberen wordt verwerkt in een verlopende schacht vlak boven het plaatoppervlak.

Aan de hand van het kantel- en schuifcriterium wordt het minimaal benodigde gewicht ($F_{v,min}$) bepaald in de drie belastingsituaties. Ook hier is de verticale kracht op de plaat van belang bij het bepalen van de hoeveelheid ballast: $F_{ballast} = F_{v,min} - F_{eg} + F_{v,caisson}$

Zie voor de resultaten bijlage 2.

Hier worden slechts de ballastgewichten gegeven in de drie belastingsituaties.



figuur 8.4 Plaat

Belastingsituatie	Ballasthoeveelheid (onder water)
100-jarige ontwerp- storm	15.455 kN
10-jarige ontwerp- storm	12.588 kN
10-jarige zomerstorm	0 kN

tabel 8.3 Ballasthoeveelheden

In bijlage 2 zijn de afmetingen van de steunberen bepaald, gedimensioneerd op dwarskracht. Tevens is in deze bijlage de benodigde hoeveelheid voorspanning in de schacht bepaald.

Transport en installatie van de plaat

Het concept is niet zelfdrijvend. Het moet op een ponton vervoerd worden en met behulp van een kraan worden geïnstalleerd. Het gewicht van de constructie mag niet te groot worden in verband met de capaciteit van de kranen. Het maximaal te tillen gewicht van de huidige kranen is 8.000 ton (80.000 kN).

Resumé constructiegegevens

Afmetingen

Schacht:	diameter:	9 m	(uitwendig)
		8 m	(inwendig)
	hoogte:	55 m	
Plaat:	lengte:	40 m	
	breedte:	40 m	
	dikte:	1 m	
Steunberen:	aantal:	4	
	hoogte:	10 m	
	breedte:	15,5 m	
	dikte:	1 m	

Betonvolumes

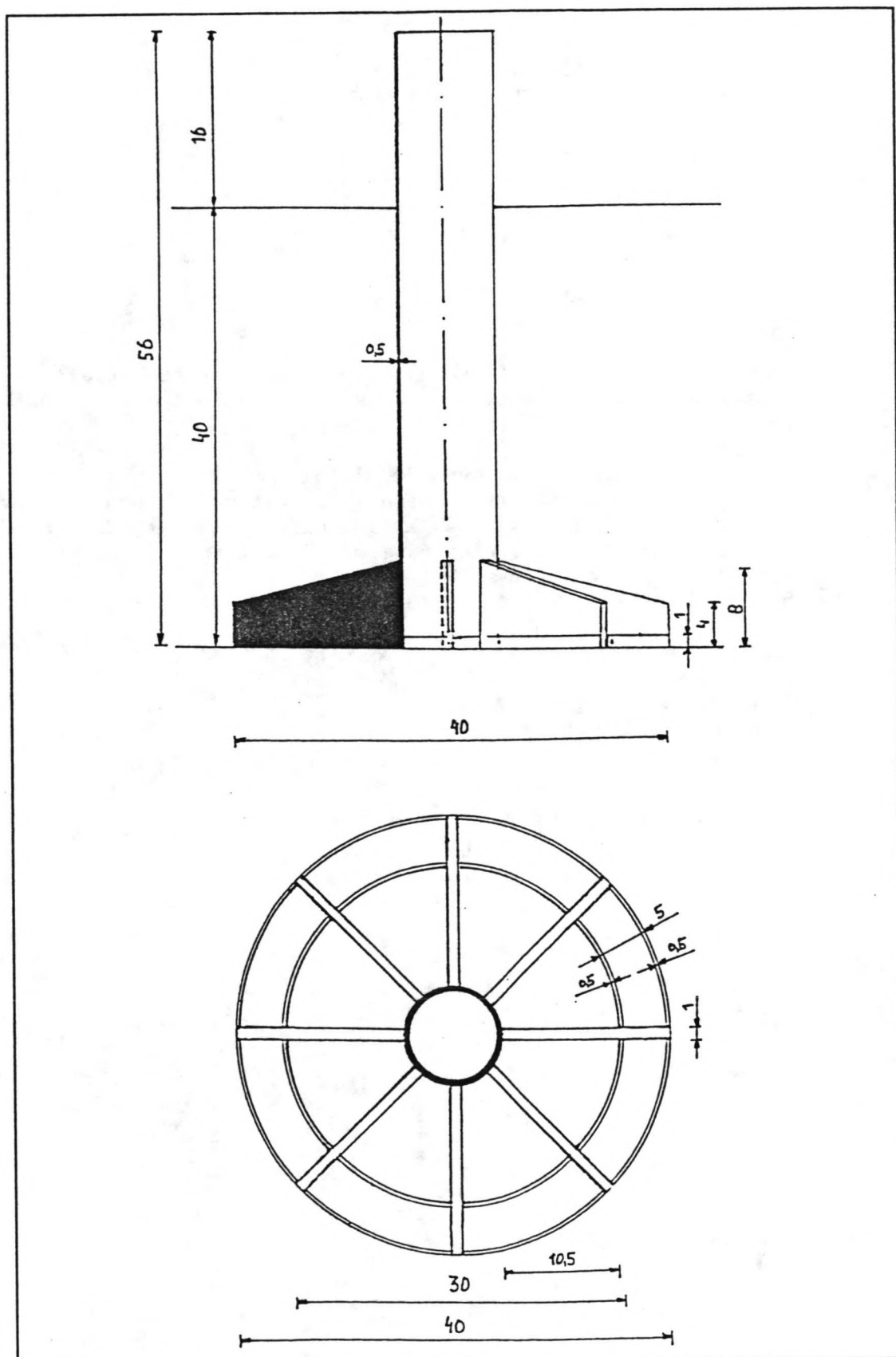
Schacht:	734 m ³
Plaat:	1600 m ³
Steunberen:	310 m ³
totaal:	2644 m ³

Bekistingsoppervlak	45556 m ²
---------------------	----------------------

Gewichten

Hijsgewicht:	65,4 MN
Gewicht op de bodem in eindsituatie:	55,9 MN
Benodigde ballast:	15,5 MN

Transportwijze	op een ponton
Installatiewijze	met een kraan



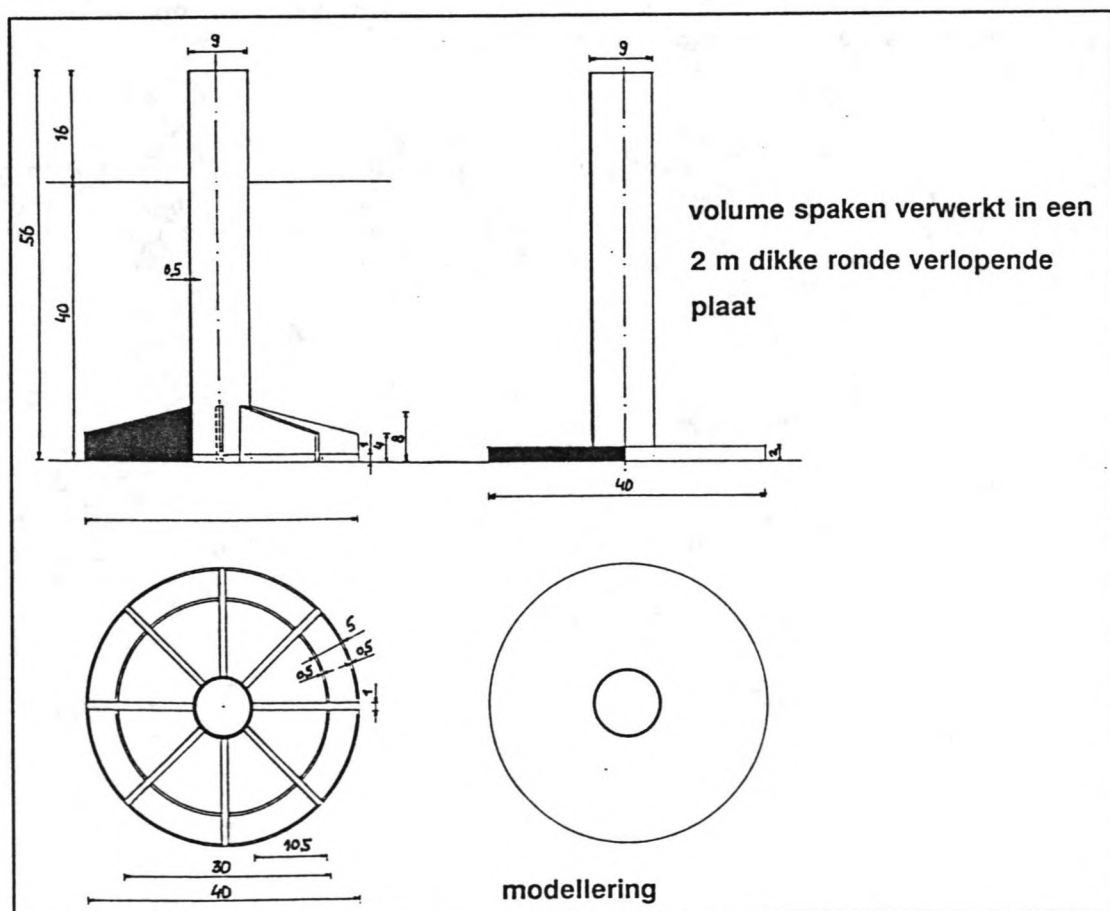
figuur 8.5 Wielconstructie

8.2.3 Wielconstructie

Ook dit concept wordt op een ponton vervoerd en met een kraan geïnstalleerd. De krachten op de schacht moeten via de spaken overgedragen worden naar de ring. De schacht is aan de onderkant niet afgesloten en de spaken zijn smal zodat ze geen krachten afdragen naar de bodem. Alle belasting wordt via de ring naar de bodem afgedragen. Het kantelcriterium is maatgevend voor deze constructie, daarom moet de ballast op de constructie worden aangebracht. Ballast tussen de spaken mag niet meegerekend worden voor het kantelevenwicht. Op de ring worden randen aangebracht waartussen de ballast wordt gestort.

Bepaling van afmetingen en hoeveelheden

De ringdiameter is aangenomen op 40 m. Om de golfbelastingen op het wielconcept te bepalen wordt deze constructie gemodelleerd zoals in figuur 8.6 is aangegeven.



figuur 8.6 Modellering wielconstructie

Nadat de golfkrachten zijn bepaald is het minimaal benodigde gewicht bepaald aan de hand van het kantel- en schuifcriterium.

De ballast wordt weer bepaald: $F_{\text{ballast}} = F_{v,\text{min}} - F_{eg}$

Hier spelen verticale krachten op de fundering geen rol omdat de fundering een open structuur heeft. De resultaten van bijlage 3 zijn in tabel 8.4 weergegeven.

Belastingsituatie	Ballasthoeveelheid (onder water)
100-jarige ontwerp-storm	11.787 kN
10-jarige ontwerp-storm	16.189 kN
10-jarige zomerstorm	0 kN

tabel 8.4 Ballasthoeveelheden

In bijlage 3 worden de afmetingen en de benodigde voorspanning in de spaken bepaald aan de hand van de buigende momenten die vanuit de schacht naar de ring moeten worden overgebracht. Tenslotte is de ring op buiging en op dwarskracht gecontroleerd.

Transport en installatie van de wielconstructie

Dit concept is ook niet zelfdrijvend. Het moet op een ponton vervoerd worden en met behulp van een kraan worden geïnstalleerd. Ook op het gewicht van dit concept dient gelet te worden in verband met de capaciteit van de kranen.

Resumé constructiegegevens

Afmetingen

Schacht:	diameter:	9 m	(uitwendig)
		8 m	(inwendig)
Ring:	hoogte:	56 m	
	buitendiameter:	40 m	
	binnendiameter:	30 m	
Spaken:	dikte:	1 m	
	aantal:	8	
	hoogte:	8 m aflopend tot	4 m
	breedte:		1 m

Betonvolumes

Schacht:	748 m ³
Ring:	550 m ³
Spaken:	504 m ³
totaal:	1802 m ³

Bekistingsoppervlak 5500 m²

Gewichten

Hijsgewicht:

47,1 MN

Gewicht op bodem in de eindsituatie:

45 MN

Benodigde ballast:

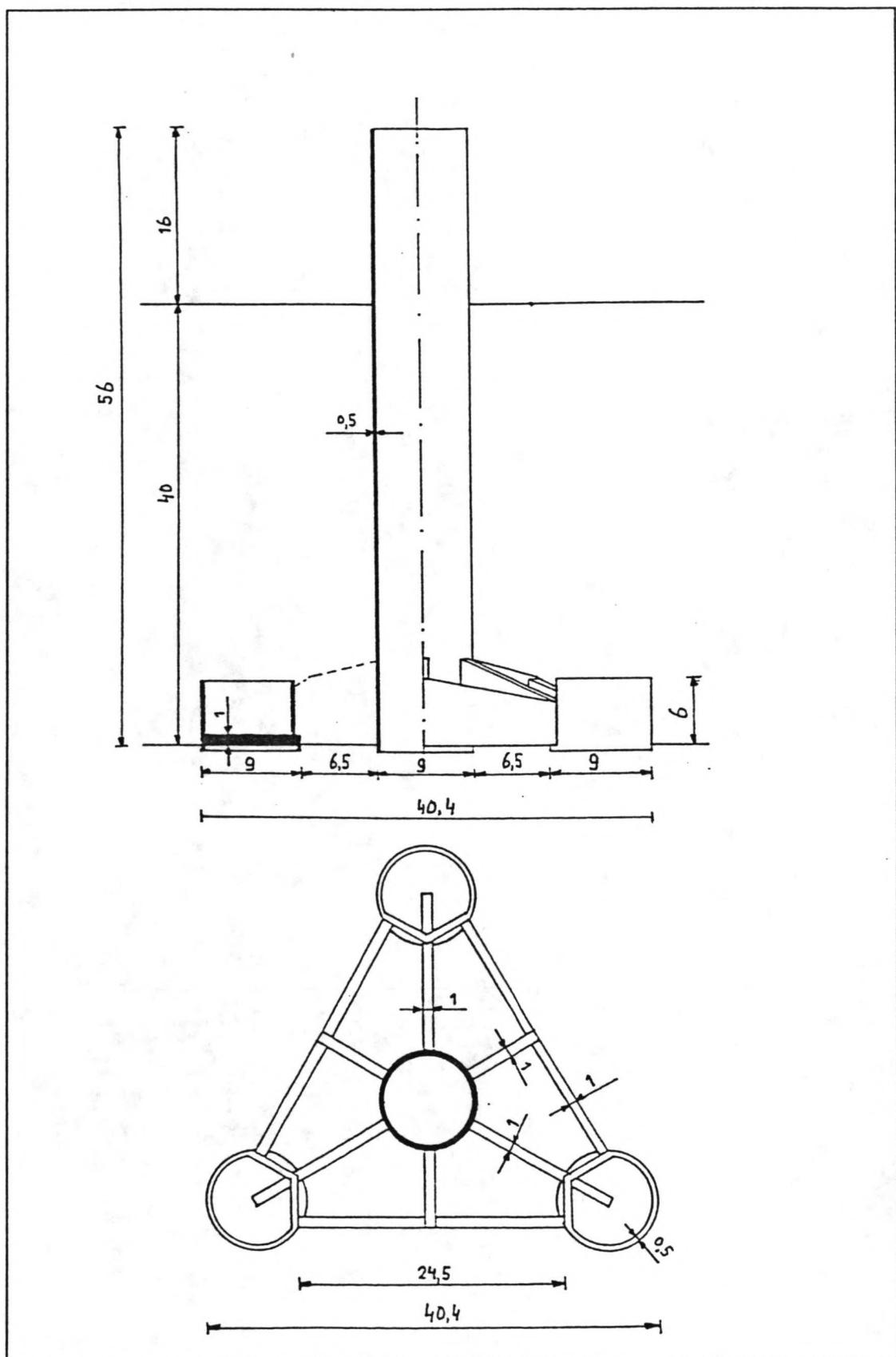
16,2 MN

Transportwijze

op een ponton

Installatiewijze

met een kraan



figuur 8.7 Driepootconstructie

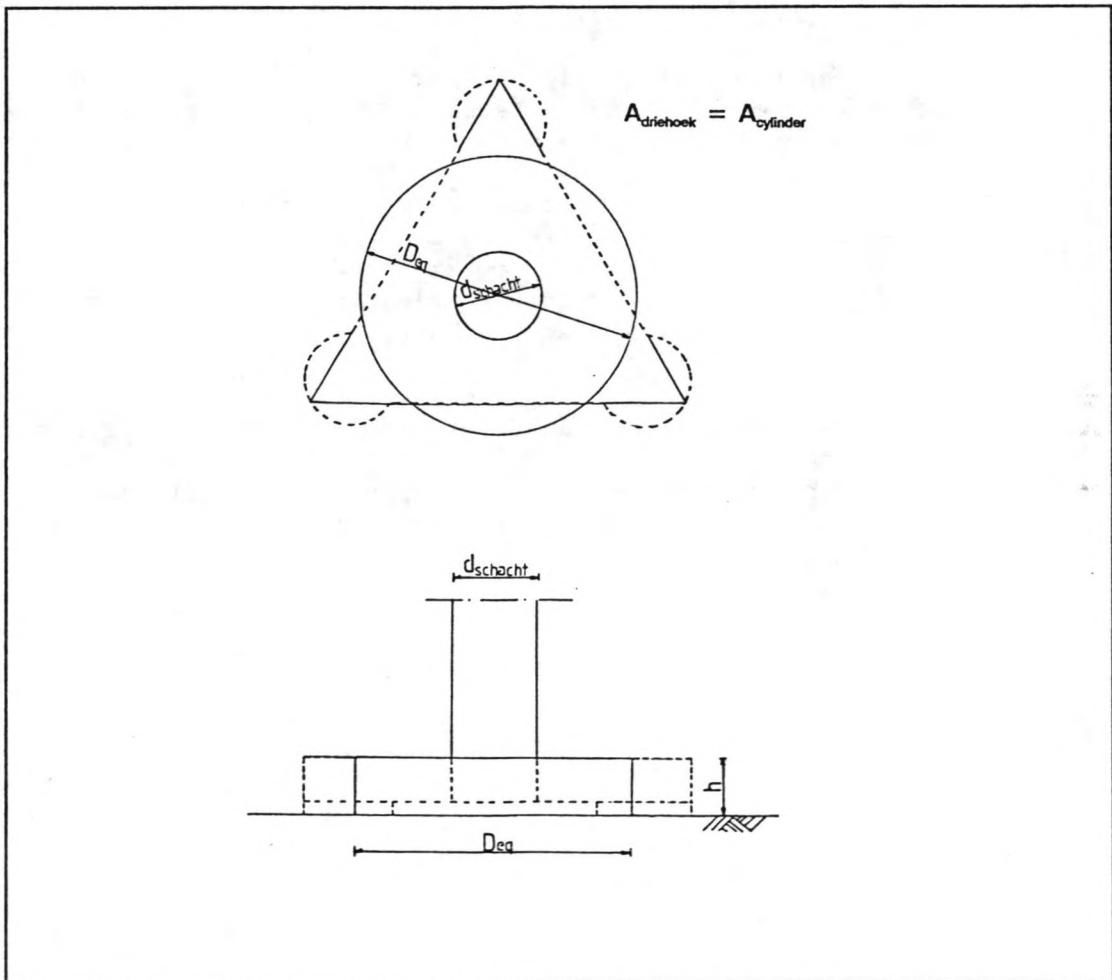
8.2.4 Driepoot

De driepoot draagt de belasting op de schacht via ribben af naar drie voeten. Dit verzekert een stabiele stand op de bodem. In de voeten kan ballast worden opgenomen om het eigen gewicht onder water te verhogen.

Het transport vindt plaats met een transportbak. Installatie gebeurt door een kraanschip (SSCV) die de constructie van de bak tilt en op de bodem plaatst.

Bepaling afmetingen en hoeveelheden

Voor de breedte van de basis is gekozen voor 40 m. Omdat de geometrie van de driepoot niet zonder meer ingevoerd kan worden is de basis gemodelleerd tot een cylinder met een equivalente diameter, zodat de oppervlakte hetzelfde is (zie figuur 8.8).



figuur 8.8 Modellering driepoot

De golfbelastingen zijn met behulp van deze modellering bepaald in de drie belastingsituaties. Aan de hand van het kantel- en schuifcriterium is $F_{v,min}$ bepaald. Vervolgens is het eigen gewicht berekend, waarmee de benodigde ballast wordt bepaald. Voor de resultaten zie bijlage 4.

Belastingsituatie	Ballasthoeveelheid (onder water)
100-jarige ontwerpstorm	0 kN
10-jarige ontwerpstorm	2.188 kN
10-jarige zomerstorm	0 kN

tabel 8.5 Ballasthoeveelheden

Voor de aangenomen ribconfiguratie zijn in bijlage 4 de afmetingen en de benodigde voorspanning bepaald aan de hand van buigende momenten die door de ribben vanuit de schacht worden overgedragen naar de voeten.

In deze fase is de ribconfiguratie gekozen zoals in figuur 8.7 staat aangegeven. Bij het uitwerken van dit concept zal de ribconfiguratie nader bekeken moeten worden. Vooral bij de aansluiting van de ribben op de schacht en de loodrechte aansluitingen van de ribben onderling zijn problemen te verwachten.

Transport en installatie van de driepoot

Ook dit concept is niet zelfdrijvend. Het moet op een ponton vervoerd worden en met behulp van een kraan worden geïnstalleerd. Op het gewicht van dit concept dient gelet te worden in verband met de capaciteit van de kraanschepen.

Resumé constructiegegevens

Afmetingen

Schacht:	diameter:	9 m	(uitwendig)
		8 m	(inwendig)
Voeten:	hoogte:	56 m	
	hoogte:	6 m	
	diameter:	9 m	(uitwendig)
		8 m	(inwendig)
Ribben:	bodemdikte:	1 m	
	hoogte:	aflopend van 8 naar 4 m	
	lengte:	6 9 en 12,5 m	
	dikte:	1 m	

Betonvolumes

Schacht:	748 m ³
Voeten:	391 m ³
Ribben:	<u>678 m³</u>
totaal:	1817 m ³

Bekistingsoppervlak	5202 m ²
---------------------	---------------------

Gewichten

Hijsgewicht:	45,43 MN
Ballast:	4,1 MN

Transportwijze

op een ponton

Installatiewijze

met een kraan

9.1 Afweging van de concepten

Een keuze tussen de concepten is gemaakt op gekwantificeerde criteria en op kwalitatieve criteria.

De gekwantificeerde criteria zijn:

- betonhoeveelheden
- bekistingsoppervlak
- ballasthoeveelheid
- bouwlocatie
- wijze van transport en installatie

De kwalitatieve overwegingen zijn:

- gevoeligheid voor erosie
- gevoeligheid voor piekspanningen
- verwijdering van het platform na gebruik
- flexibiliteitscriteria
 - excentriciteit dekgewicht
 - veranderende bodemcondities
 - veranderende omgevingscondities
 - boortijdstip
 - toenemende ballasthoeveelheid
 - zwaarder worden van het concept in verband met transport en installatie
 - bereikbaarheid van de jack-up

Gekwantificeerde criteria

De criteria worden op kosten gekwantificeerd.

- **Betonhoeveelheid**
De kosten van gewapend beton inclusief voorspanning en in het werk gestort worden gesteld op: f 800,- per m³
- **Bekistingen**
De kosten van verticale bekistingen zijn: f 80,- per m² (gebaseerd op een glijbekisting).
De kosten van horizontale bekistingen zijn: f 250,- per m² (inclusief ondersteuningsconstructies).

Concept	Betonhoeveelheid (m ³)	Kosten
caisson	3814	f 3.051.200,-
plaat	2644	f 2.115.200,-
wiel	1802	f 1.441.600,-
driepoot	1817	f 1.453.600,-

tabel 9.1 Betonkosten

Concept	Verticale bekisting (m ²)	Horizontale bekisting (m ²)	Kosten
caisson	2460	10.950	f 2.934.300,-
plaat	2940	1616	f 639.200,-
wiel	2990	2510	f 866.700,-
driepoot	2990	2212	f 792.200,-

tabel 9.2 Bekistingskosten

Concept	Ballasthoeveelheid (ton)	Kosten
caisson	2880	f 187.200,-
plaat	2520	f 163.800,-
wiel	2635	f 171.275,-
driepoot	670	f 43.550,-

tabel 9.3 Ballastkosten

Concept	Bouwplaats	Kosten
caisson	dok	f 6.125.000,-
plaat	kade	f 650.000,-
wiel	kade	f 650.000,-
driepoot	kade	f 650.000,-

tabel 9.4 Bouwplaatskosten

- **Ballast**
Voor het aanbrengen van ballast (offshore) wordt gerekend:
f 65,- per ton (gebaseerd op grind)
- **Bouwlocatie**
De caisson zal in een dok gebouwd moeten worden vanwege het drijvend transport.
De andere concepten kunnen op een veel goedkopere kade gebouwd worden.
Aangehouden prijzen:
 - Dok f 175.000,- per week
 - Kade f 10.000,- per week
 - aanpassingen aan de kade om hem geschikt te maken voor het bouwen van de concepten: f 300.000,-

Voor alle concepten wordt een bouwtijd van 35 weken aangehouden.

- **Wijze van transport en installatie**
Voor de caisson, die drijvend vervoerd wordt, zijn vier sleepboten nodig.
Het vervoer van de andere concepten gebeurt op een ponton waarna zij met een kraanschip worden geïnstalleerd. Voor vervoer op een ponton zijn twee sleepboten nodig.
Voor de kosten is gerekend:
 - één sleepboot f 125.000,- (totale kosten incl. brandstof en vaartijd)
 - huur van een ponton f 20.000,- per week
 - huur van een kraanschip f 500.000,- per dag

Voor het vervoer wordt drie weken gerekend. Het installeren duurt drie dagen.

Concept	Transportwijze	Kosten
caisson	4 sleepboten	f 500.000,-
plaat	ponton (met 2 sleepboten) en kraanschip	f 1.810.000,-
wiel	ponton (met 2 sleepboten) en kraanschip	f 1.810.000,-
driepoot	ponton (met 2 sleepboten) en kraanschip	f 1.810.000,-

tabel 9.5 Transportkosten

Kwalitatieve overwegingen

Voor elk criterium is aan de concepten een waardering gegeven tussen 1 en 10, die de onderlinge verhouding weergeeft. Een tien betekent dat het concept uitstekend voldoet. Een één wil zeggen dat het zeer slecht voldoet. Vervolgens is aan elk criterium een gewicht toegekend. Het resultaat hiervan vindt u in tabel 9.6.

Criterium	Gewicht	Caisson	Plaat	Wiel	Driepoot
Gevoeligheid voor piekspanningen	8	4	4	7	8
Verwijdering	8	6	7	7	7
Omgevingscondities	4	5	7	8	8
Voorboren	2	3	7	7	7
Ballastflexibiliteit	4	8	7	6	5
Excentriciteit dekgewicht	4	7	7	6	6
Gewichtstoename i.v.m. transport en installatie	7	8	4	6	7
totaal	26	222	214	248	259

tabel 9.6 Gewichten criteria en concepten

Opmerkingen bij de kwalitatieve overwegingen:

- **Gevoeligheid voor erosie:** Geen verschillen tussen de concepten.
- **Gevoeligheid voor piekspanningen als gevolg van een ongelijke bodem:** De plaat en de caisson scoren niet zo gunstig op dit punt vanwege hun grote funderingsoppervlak. Het wiel scoort hier beter: door een concentratie van gewicht in de ring worden oneffenheden in de bodem uitgevlakt. Voor de driepoot geldt hetzelfde als voor het wiel.
- **Verwijdering:** na de gebruiksfase moet de constructie worden verwijderd. Voor wiel, driepoot en plaat moet een kraanschip de constructie van de bodem tillen, eventueel na verwijdering van de ballast. De caisson moet gelicht worden door de cellen vol te pompen met lucht. Dit is een moeilijk in de hand te houden operatie.
- **Veranderende bodemcondities:** Geen verschillen tussen de concepten.
- **Veranderende omgevingscondities:** De afmetingen van de concepten zijn bepaald aan de hand van de ongunstigste omgevingscondities. Kleinere waterdiepten en golfhoogten zijn gunstig voor plaat, wiel en driepoot. Voor de caisson werkt het ongunstig, in verband met een grotere golfbelasting op de caisson.
- **Tijdstip van boren:** Vanwege de scheve afzinkprocedure van een caisson is het installeren over voorgeboorde putten niet mogelijk. Bij de andere is dit wel het geval, al is de operatie niet eenvoudig.
- **Veranderende ballasthoeveelheid:** De hoeveelheid ballast is gevoelig voor veranderende ontwerpisen. Dit geeft bij de driepoot en wielconstructie meer problemen dan bij de plaat. Bij het caissonconcept kan de ballast eenvoudig in de cellen gestort worden.

- **Excentriciteit dekgewicht:** Vanwege hun stijfheid reageren plaat en caisson beide gunstiger op een excentrisch aangrijpende deklust dan wiel en driepoot. Bij de laatste concepten worden namelijk grote krachten in de ribben geïntroduceerd.
- **Zwaarder worden van het concept in verband met transport en installatie:** De caisson is erg flexibel wat dit punt betreft. Er moet alleen voor gezorgd worden dat de caisson blijft drijven met een acceptabele diepgang. Het plaatconcept is al vrij zwaar, deze mag niet veel meer in gewicht toenemen. Het wiel en driepoot concept zijn lichter dan de plaat dus iets flexibeler.
- **Bereikbaarheid jack-up:** Geen verschil tussen de concepten aan te geven.

Concept	Kwantitatief	Kwalitatief
caisson	f 12.797.700,-	222
plaat	f 5.378.200,-	214
wiel	f 4.939.575,-	248
driepoot	f 4.749.350,-	259

tabel 9.7 Samenvatting van afweging

Samenvatting

De concepten zijn in hoofdstuk 8 op hun haalbaarheid bekeken. De ontwerpen zijn nog niet geoptimaliseerd. Daarom is het niet helemaal eerlijk deze niet-geoptimaliseerde concepten te vergelijken. Om dit aspect te ondervangen zijn de materiaalhoeveelheden met 10% gevarieerd. De wijze van transport en installatie verandert niet bij veranderende materiaalhoeveelheden. Deze prijzen zijn daarom hetzelfde gehouden. De prijzen zijn met deze gevarieerde hoeveelheden opnieuw bepaald.

Ook over de gewichten die bij de kwalitatieve overwegingen aan de criteria zijn toegekend valt te discussiëren. Daarom is de invloed die die gewichten hebben op het concept bekeken. Daartoe hebben criteria die hoog gewaardeerd zijn achtereenvolgend een lage waardering gekregen.

De hoog gewaardeerde criteria zijn:

- **gevoeligheid voor piekspanningen;** Deze werd gewaardeerd met een acht.
In de gevoeligheidsanalyse krijgt hij een twee.
- **verwijdering;** Deze werd gewaardeerd met een acht. In de gevoeligheidsanalyse krijgt hij een twee.
- **gewichtstoename in verband met transport en installatie;** Deze werd gewaardeerd met een zeven. Nu krijgt hij een drie.

Steeds wordt één criterium veranderd terwijl de andere op hun oorspronkelijke waarde zijn gehouden. Resultaten van deze gevoeligheidsanalyse staan in tabel 9.7 vermeld.

Concept	Hoeveel- heden 10% kleiner (x 10 ⁶)	Hoeveel- heden 10% groter (x 10 ⁶)	Gewichten 1 ^e keus	Gewichten 1 ^e variatie	Gewichten 2 ^e variatie	Gewichten 3 ^e variatie	Totaal- indruk
caisson	f 11,5	f 14,0	222	186	198	190	4
plaat	f 5,0	f 5,7	214	172	190	198	3
wiel	f 4,7	f 5,2	248	206	206	224	2
driepoot	f 4,5	f 5,0	259	217	224	231	1

tabel 9.7 Resultaten gevoeligheidsanalyse

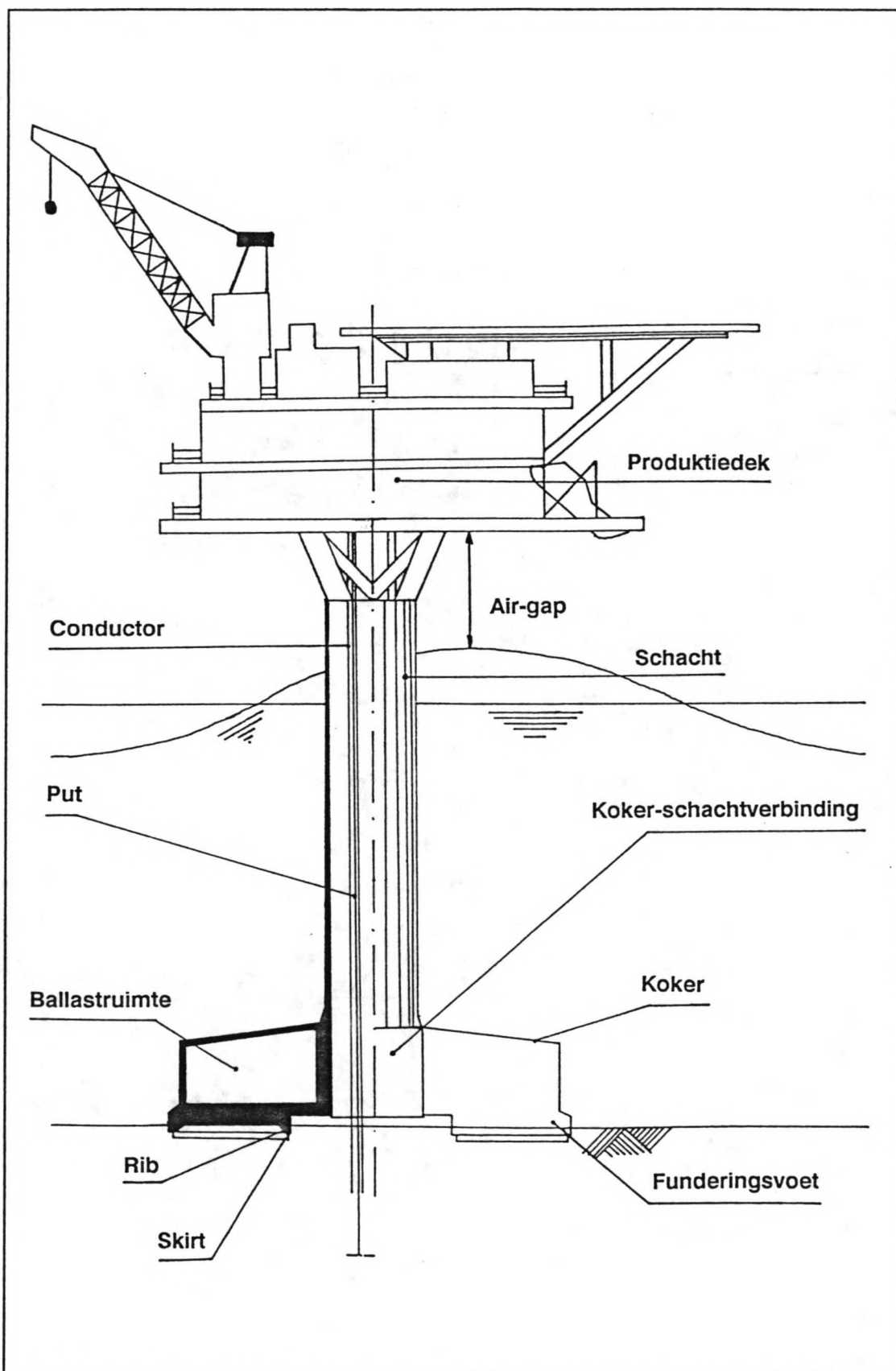
9.2 Keuze

Het blijkt dat de driepoot het beste scoort, ook wanneer de hoeveelheden 10% gevarieerd worden en wanneer de weegfactoren tegengesteld worden aangenomen. De verschillen tussen de concepten zijn echter niet groot, zodat niet gezegd kan worden dat de driepoot veruit het beste concept is. Het is echter wel een nieuw alternatief, dat nog niet eerder is bestudeerd. Daarom is de driepootconstructie interessant voor nadere studie, omdat veel aspecten verder uitgezocht kunnen worden. Op grond hiervan is voor de driepoot gekozen.

In deel III wordt de driepoot verder geoptimaliseerd. De afmetingen, de ribconfiguratie, de belastingen op de constructie en de belastingafdracht naar de bodem worden verder in detail bekeken. Tevens wordt de uitvoeringswijze, transport- en installatiewijze nader uitgewerkt. Voor transport- en installatiewijze worden nieuwe alternatieven opgesteld.

DEEL III

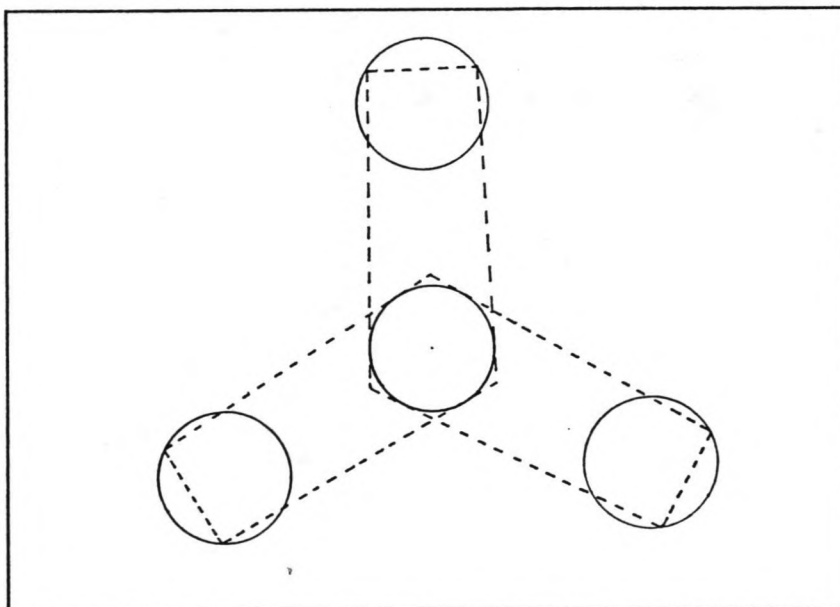
ONTWERP DRIEPOOT



Gebruikte nomenclatuur

Hoofdstuk 10 INLEIDING

In dit deel wordt de driepoot verder uitgewerkt. Bij de ribconfiguratie aangenomen in deel II zijn problemen te verwachten bij de aansluiting van de ribben aan de schacht en de loodrechte aansluiting van de ribben onderling. De schacht en rib zijn loodrecht op hun vlak erg slap. Daarom wordt om een betere krachtsafdracht van de schacht naar de voeten te verkrijgen van de volgende ribconfiguratie uitgegaan (zie figuur 10.1).



figuur 10.1 Aangepaste ribconfiguratie

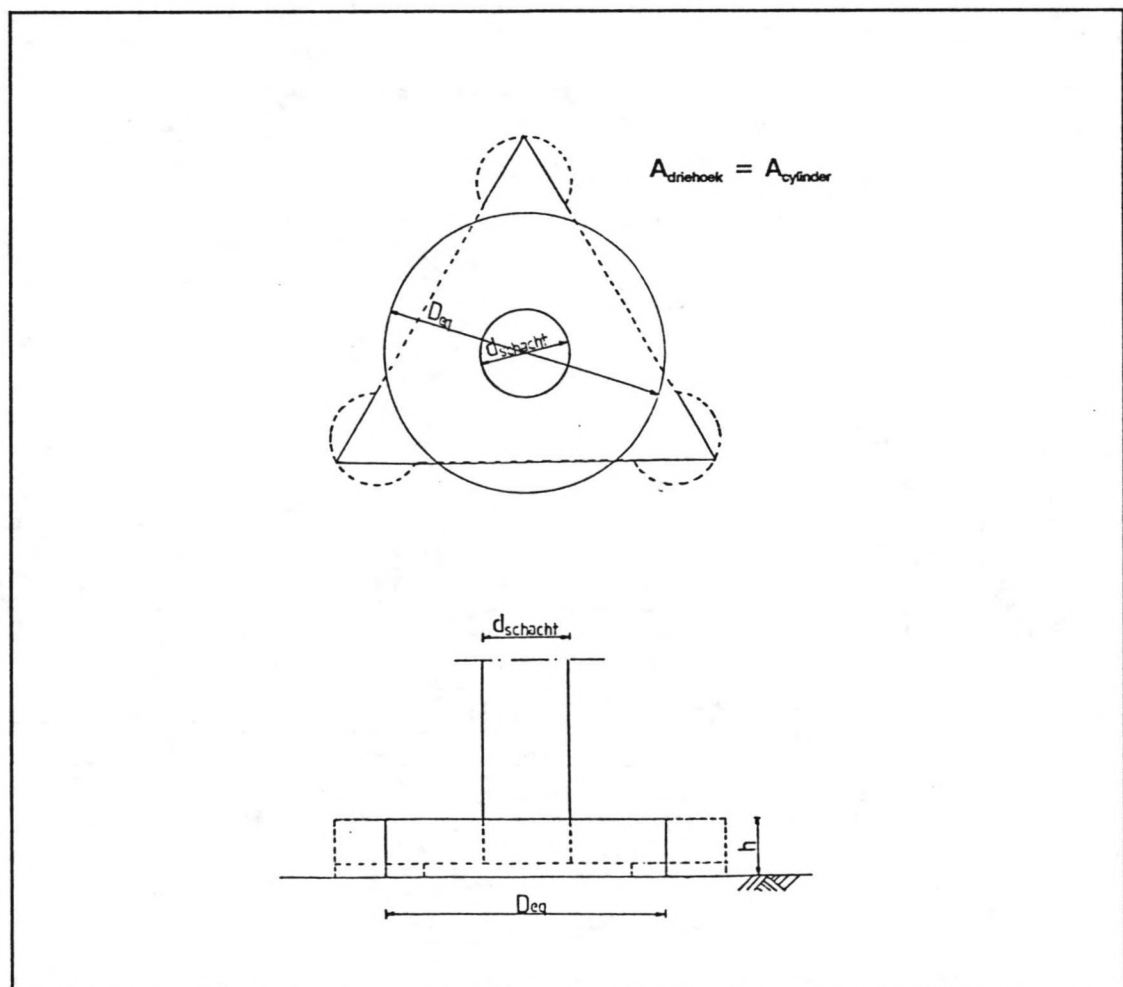
Met deze ribconfiguratie wordt in hoofdstuk 11 de modellering van de driepoot nader bekeken. Tevens wordt in dit hoofdstuk het ontwerp geoptimaliseerd.

In hoofdstuk 12 'Fundering' en hoofdstuk 13 'Dimensionering', worden aspecten besproken waarvan in hoofdstuk 11 gebruik is gemaakt. Vanwege de overzichtelijkheid echter zijn beide onderwerpen in aparte hoofdstukken behandeld.

Uitvoeringsaspecten en transport- en installatiewijze worden in respectievelijk hoofdstuk 14 en 15 besproken.

In hoeverre het gekozen alternatief in andere omgevingscondities voldoet wordt bekeken in hoofdstuk 16.

In hoofdstuk 17 tenslotte volgen de conclusies en enkele aanbevelingen.



figuur 11.1 Gebruikte modellering

Hoofdstuk 11 MODELLERING CONSTRUCTIE EN BEPALING HOOFDPARAMETERS

11.1 Modellering van de constructie

Nu de keuze op de driepoot is gevallen wordt nader gekeken naar de modellering van de driepoot die gebruikt is voor het bepalen van de golfkrachten. De golfkrachten zijn bepaald met behulp van de formule van Morison. De formule van Morison (zoals in paragraaf 5.2.2 is uitgelegd) bestaat voor één deel uit stromingskrachten (F_d) en voor één deel uit traagheidskrachten (F_i).

$$F = F_d + F_i$$

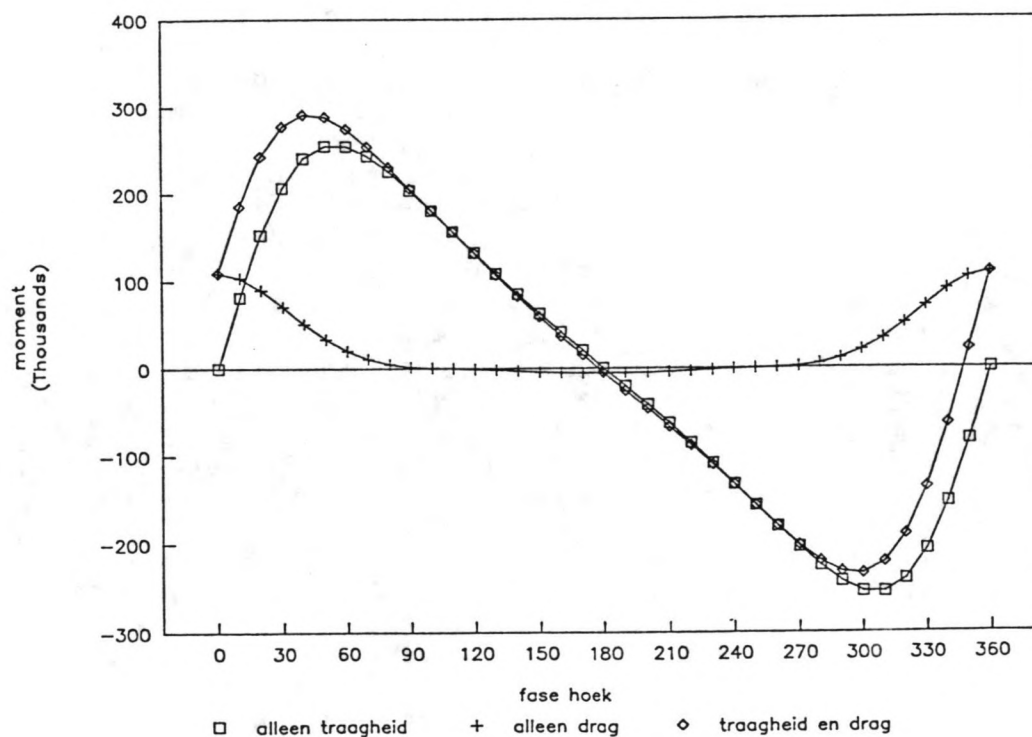
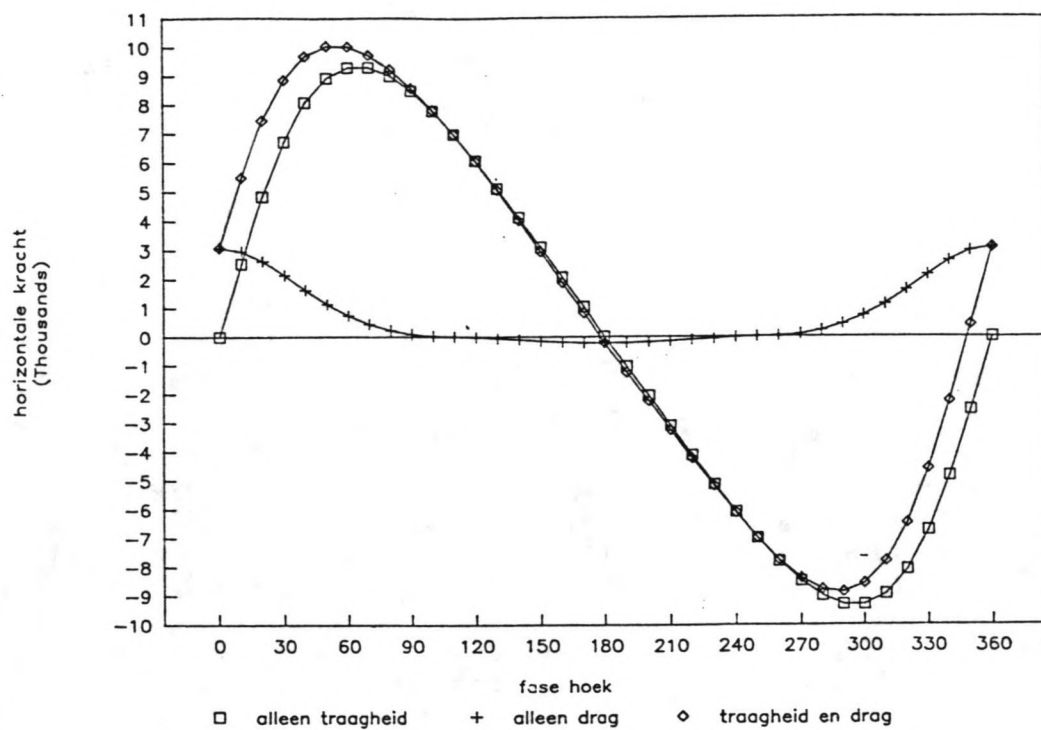
Voor F_d is het aangestroomd oppervlak van belang.

Voor F_i is het volume dat de constructie onder water inneemt van belang.

De achterliggende gedachte voor het model dat in deel II gebruikt is, is het volume dat de voeten en liggers innemen en die verwerkt worden in een grotere diameter onderaan de schacht (figuur 11.1). Het profiel van het aangestroomde oppervlak wordt verwaarloosd. Daarbij is er van uitgegaan dat de traagheidskrachten een groter aandeel leveren aan de totale kracht dan de stromingskrachten. Bekeken is of dit gerechtvaardigd is. De invloed van stroming en traagheid afzonderlijk en stroming en traagheid gesommeerd zijn bekeken aan de hand van een enkele paal van 9 m diameter (zie figuur 11.2). Uit de grafieken blijkt dat inderdaad de traagheid het grootste aandeel aan de totale golfkracht levert, vooral daar waar de krachten maximaal zijn. De driepoot moet gemodelleerd worden tot een configuratie die door het programma Golf verwerkt kan worden. Een model waarbij het volume constant wordt gehouden, is een goede benadering.

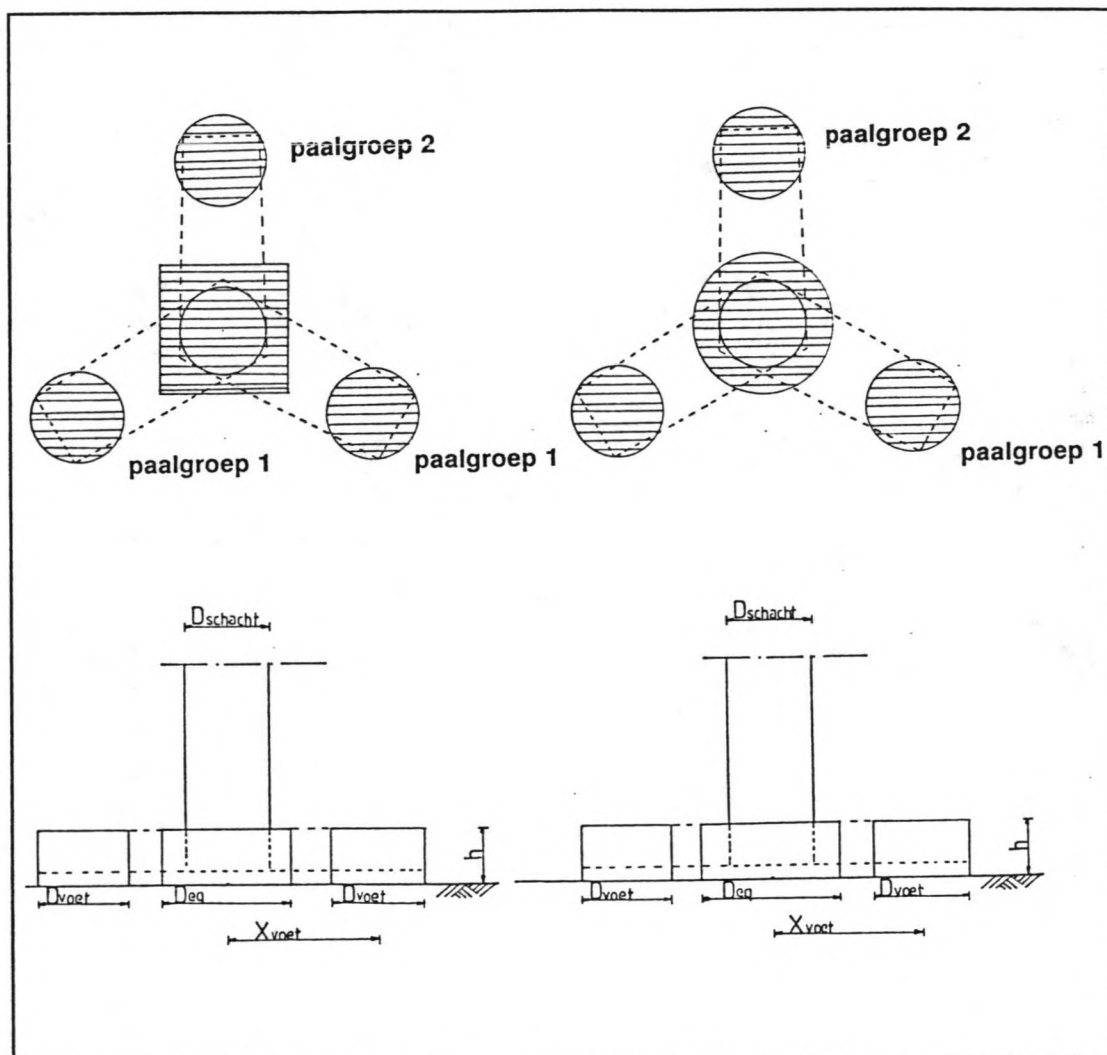
Naast het in deel II gebruikte model is er nog naar andere modellen gekeken. In deze modellen zijn ook de volumes gelijk gehouden en is tevens de invloed van paalgroepen meegenomen (zie figuur 11.3).

In model 1 worden de voeten en een deel van de liggers als palen gezien met een lengte h . De rest van de liggers wordt verwerkt in een verdikte voet onderaan de toren. De schacht met een diameter van 9 m blijft aanwezig van h m vanaf de bodem tot boven de hoogste golf.



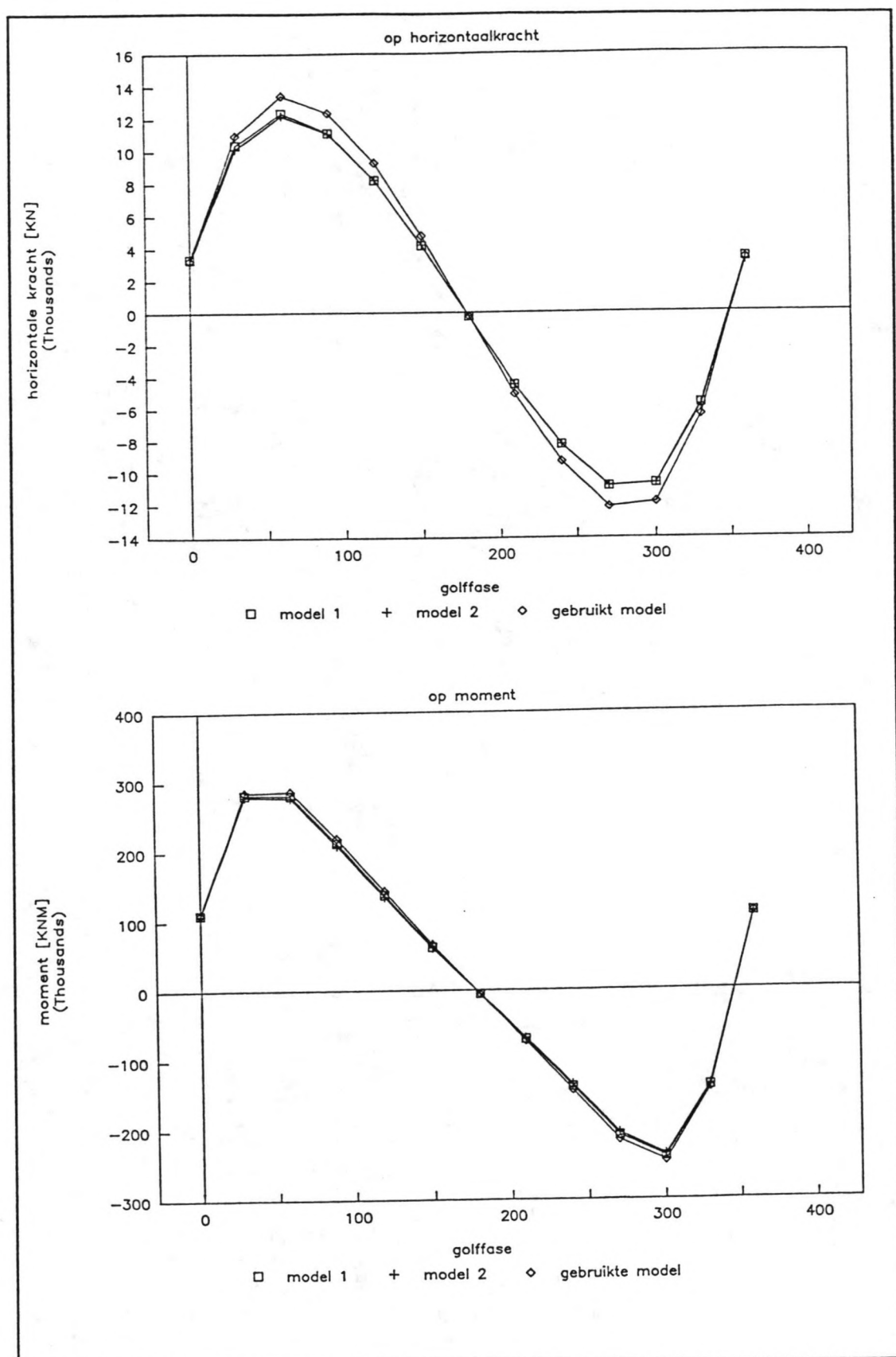
figuur 11.2 Invloed drag en traagheid

In model 2 (figuur 11.3) worden verticale drukken op de voeten en liggers meegenomen als gevolg van een passerende golf. Het volume van de liggers wordt verwerkt in een caisson, de voeten en een deel van de liggers worden weer als palen gezien met een lengte h . Ook de schacht met een diameter van 9 m is weer aanwezig. Er zijn in de modellen geen afmetingen aangegeven; alles is in variabelen weergegeven. Afmetingen zijn nu niet belangrijk omdat het gaat om de onderlinge vergelijking tussen de modellen. Bij alle modellen is uitgegaan van dezelfde afmetingen van de driepoot zodat vergelijken mogelijk is.



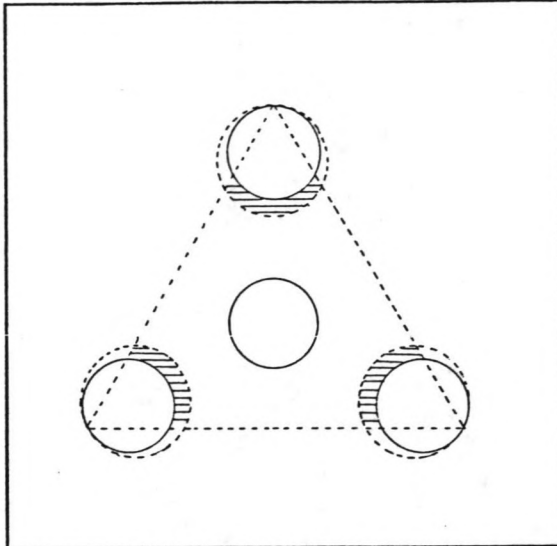
figuur 11.3 Andere modelleringen voor de driepoot

In figuur 11.4 zijn de horizontale krachten en momenten ten opzichte van de bodem uitgezet tegen de golf fase voor de modellen 1 en 2 en het gebruikte model uit deel II. De modellen 1 en 2 geven de configuratie van de constructie exacter weer dan het gebruikte model. Het gebruikte model is een conservatieve benadering. Het voordeel van dit model is echter dat de diameter van de voet niet van belang is.



figuur 11.4 Invloed model op de golfbelastingen

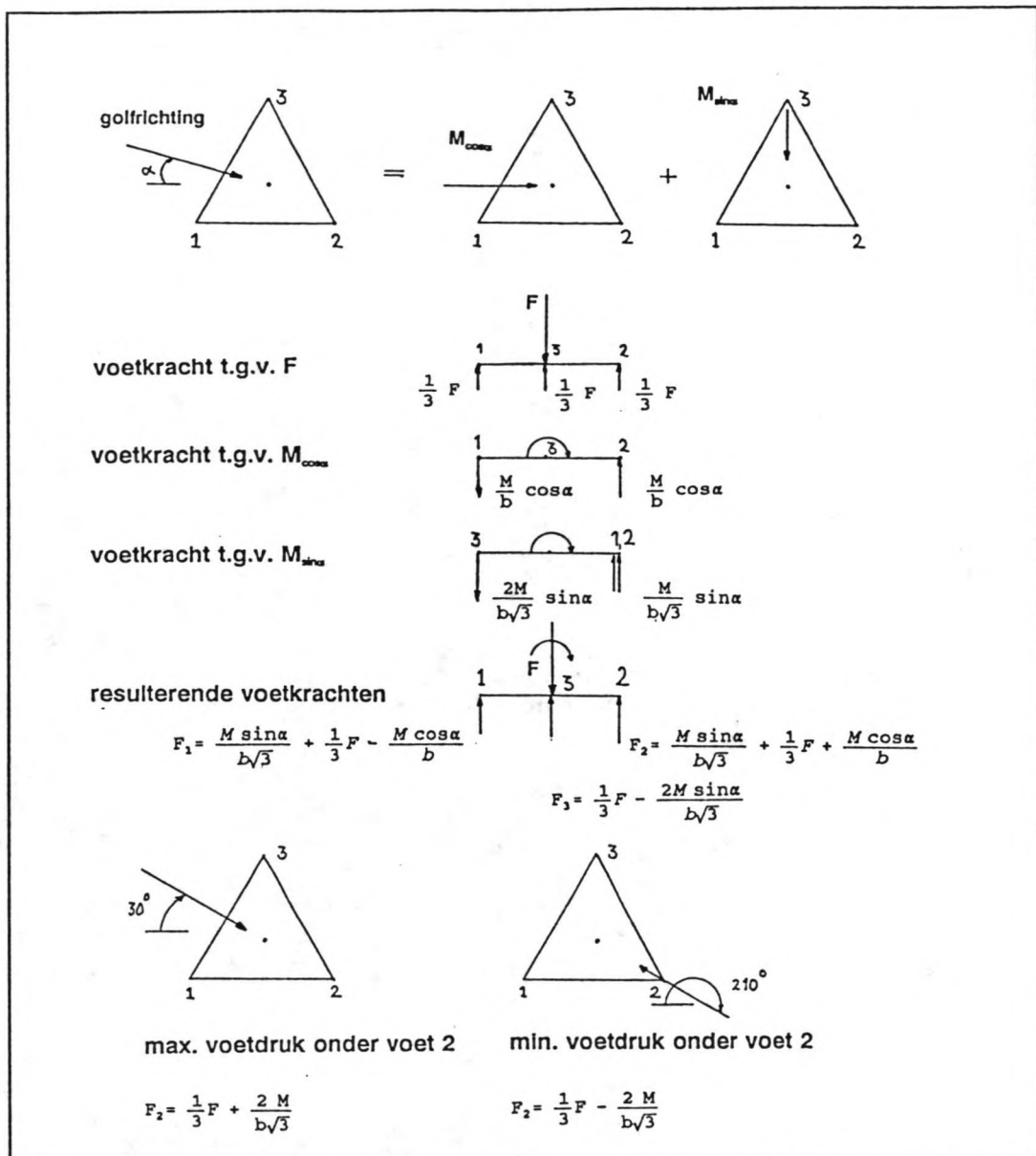
Bij de modellen 2 en 3 moeten de coördinaten van de middelpunten van de voeten worden opgegeven. Wanneer de diameter verandert, veranderen ook de coördinaten. Bij het gebruikte model is dat niet het geval (zie figuur 11.5).



figuur 11.5 Invloed van de diameter
toename van de voet

Wanneer de voetdiameter toeneemt valt het grootste gedeelte van deze toename binnen de driehoek, waarvan het oppervlak al wordt meegenomen.

Bij het optimaliseren van de basisbreedte van de driepoot, waar de golfkrachten worden bepaald op constructies met variërende basisbreedten, levert het gebruikte model vele voordelen op vanwege zijn eenvoud en het feit dat de voetdiameter niet van belang is.



figuur 11.6 Voetreacties onder invloed van de golfrichting

11.2 Vaststellen van de hoofdparameters

Om de optimale afmetingen van de constructie te bepalen moeten eerst de van belang zijnde parameters worden bepaald en bekeken worden in welke belastingsituaties deze maatgevend zijn.

Deze parameters zijn:

- golfbelastingen en de daaruit volgende oplegreacties
- het minimaal benodigde gewicht om de constructie op zijn plaats te houden, $F_{v,\min}$

$$F_{v,\min} = OBW + F_{\text{ballast}}$$

- het eigen gewicht van de constructie (OBW)
- het ballastgewicht
- het hijsgewicht
- de betonhoeveelheid

De stabiliteit van de constructie wordt bekeken in drie belastingsituaties:

- 100-jarige ontwerpstorm
- 10-jarige ontwerpstorm
- 10-jarige zomerstorm

De verticale oplegreacties onder de voeten, die als een puntlast in het midden van de voeten worden aangenomen, worden berekend door het verticaal- en momentenevenwicht. Hierbij is ook de invloed van de golfrichting bekeken (zie figuur 11.6).

De verdeling van de horizontale kracht over de voeten wordt in hoofdstuk 12 bepaald.

11.3 Optimalisatie van de basisbreedte

Bij het optimaliseren van de basisbreedte is alleen de D_{eq} variabeel gesteld. De hoogte is vastgehouden op 6 m. Om de hoogte bij de verschillende basisbreedten te variëren is lastig. Wanneer de hoogte van de onderbouw van de constructie toeneemt, nemen de golfbelastingen ook toe. Bij eenzelfde basisbreedte zou voor iedere hoogte de golfkrachten opnieuw moeten worden bepaald omdat er geen direct verband is aan te geven tussen de hoogte van de constructie en de golfbelastingen. Ten tweede volgt de hoogte uit de sterkte-eis voor de liggers. Het optimalisatieproces wordt op die manier erg bewerkelijk en onoverzichtelijk.

Bij verschillende basisbreedten met een hoogte van 6 m zijn golfkrachten berekend. Voor basisbreedten hiertussen wordt lineair geïnterpoleerd.

Bij elke basisbreedte wordt bepaald:

- golfbelastingen
- oplegreacties
- het minimaal benodigde gewicht ($F_{V,min}$) waarbij de constructie aan de gestelde voorwaarden voldoet:
 - **schuiven per voet**
 $F_{V,min}$ moet zo groot zijn dat de voeten niet gaan schuiven. $F_{V,min}$ wordt maximaal wanneer de voetdruk minimaal is. Deze situatie is per voet bekeken. Wanneer de voeten niet gaan schuiven, schuift de gehele constructie ook niet. Dit aspect wordt verder in hoofdstuk 12 uitgewerkt.
 - **kantelcriterium**
 $F_{V,min}$ moet zo groot zijn, dat in elke golffase de voetdruk groter dan nul moet zijn.
- de betonhoeveelheid wordt bepaald en daaruit volgt het OBW
- de beschikbare ballastruimte wordt bepaald
- de hoeveelheid ballast volgt uit: $F_{ballast} = F_{V,min} - OBW$

Vervolgens wordt het ontwerpdraagvermogen van de grond bepaald, en er wordt gecontroleerd of de drukspanning onder de voeten deze waarde niet overschrijdt. Is dat wel het geval dan wordt de voetdiameter aangepast.

Het effect van het vergroten van de basisbreedte is:

- grotere golfkrachten
- ballastruimte neemt toe
- groter OBW
- Doordat de voeten verder uit elkaar staan (bij een grotere diameter) neemt bij een zelfde golfbelasting de oplegreactie af. Het OBW neemt toe, de ballasthoeveelheid kan dan afnemen. Maar bij het toenemen van de basisbreedte neemt ook de golfbelasting toe, waardoor de oplegreactie toeneemt. Deze kan zoveel toenemen dat, ondanks het grotere OBW, de ballasthoeveelheid toch toeneemt.

Wat het meeste effect heeft, zal blijken bij het variëren van de basisbreedte.

Dit variëren is uitgevoerd in een LOTUS spreadsheet voor basisbreedten van 26,9 m tot 53,9 m.

In tabel 11.1 zijn de resultaten van deze variatie weergegeven voor de 100-jarige ontwerpstorm. Ook voor de 10-jarige ontwerpstorm en voor de zomerstorm zijn deze parameters bepaald, maar de 100-jarige ontwerpstorm is maatgevend.

D _{eq}	basisbreedte	F _{V,min}	OBW constructie	Dekgewicht	Benodigd ballastgewicht	Ballastcapaciteit	Hijsgewicht
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(m ³)	(kN)
20	26,9	84.327	29.668	14.700	39.958	754	46.009
22,5	30,3	79.649	31.203		33.745	920	48.884
25	33,7	77.004	32.738		29.565	1085	51.759
27,5	37,0	76.511	34.617		27.194	1251	54.635
30	40,4	76.544	36.152		25.692	1416	57.510
32,5	43,8	78.291	38.048		25.543	1582	60.385
35	47,1	80.382	39.962		25.721	1748	63.260
37,5	50,5	83.350	41.497		27.154	1913	66.135
40	53,9	87.107	43.428		28.979	2079	69.011

tabel 11.1 Overzicht basisbreedten

11.3.1 Gestelde randvoorwaarden aan het optimalisatieproces

Om een keuze te kunnen maken worden enkele randvoorwaarden gesteld:

- Het hijsgewicht mag niet te groot worden.
De capaciteit van de huidige kranen is 8.000 ton.
- Minimalisatie van de betonhoeveelheid (minimalisatie van de kosten).
- De benodigde hoeveelheid ballast moet geplaatst kunnen worden en bovendien door één schip vervoerd kunnen worden.

In tabel 11.1 is de beschikbare ballastruimte weergegeven, gereduceerd met een factor 1,5. Dit heeft als reden dat de werkelijke ballasthoeveelheid nog aanzienlijk kan toenemen als gevolg van ongunstige belastingcondities en onzekerheden in het ontwerp. Hierop wordt in paragraaf 11.5 teruggekomen.

11.3.2 Ballastmateriaal en ballastoperatie

Voor ballastmateriaal kan gedacht worden aan:

- grind: $\gamma_{ow} = 9,6 \text{ kN/m}^3$
- olivijn: $\gamma_{ow} = 16,5 \text{ kN/m}^3$
- ijzererts: $\gamma_{ow} = 25 \text{ kN/m}^3$

D_{eq} (m)	Basis- breedte (m)	Ballast- capaciteit (m^3)	Ballast- capaciteit grind (kN)	Ballast- capaciteit olivijn (kN)	Ballast- capaciteit ijzererts (kN)	Benodigd ballast- gewicht (kN)
20	26,9	754	7.238	12.441	18.853	39.958
22,5	30,3	920	8.832	15.180	22.993	33.745
25	33,7	1.085	10.416	17.903	27.134	29.565
27,5	37,0	1.251	12.010	20.642	31.275	27.194
30	40,4	1.416	13.594	23.364	35.415	25.692
32,5	43,8	1.582	15.187	26.103	39.555	25.543
35	47,1	1.748	16.781	28.842	43.696	25.721
37,5	50,5	1.913	18.365	31.565	47.837	27.154
40	53,9	2.079	19.958	34.304	51.977	28.979

tabel 11.2 Overzicht benodigde ballastgewichten

In tabel 11.2 is ook de ballastcapaciteit in kN voor grind, olivijn en ijzererts opgenomen.

Grind blijkt bij alle basisbreedten niet als ballastmateriaal te voldoen. Olivijn voldoet van af een basisbreedte van 43,8 m. IJzererts voldoet als ballastmateriaal vanaf een basisbreedte van 37 m.

De capaciteit van ballastschepen varieert van 1.000 ton (10.000 kN) tot 34.000 ton (340.000 kN).

De grootste hoeveelheid ballast die met ijzererts geplaatst kan worden is bij een basisbreedte van 53,9 m: 28.979 kN

Dit weegt boven water:

$$\frac{28.979}{25} \times (25+10) = 40.570 \text{ kN}$$

Met olivijn weegt deze hoeveelheid ballast boven water:

$$\frac{28.979}{16} \times (16+10) = 47.090 \text{ kN}$$

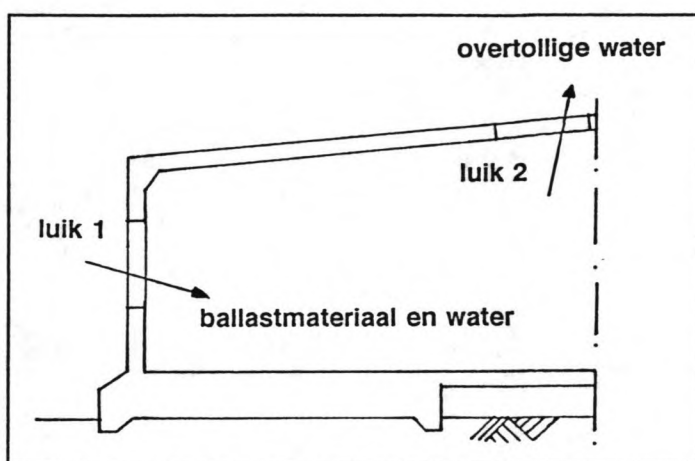
De capaciteit van ballastschepen vormt geen belemmering voor de hoeveelheid ballast.

De ballastoperatie van een materiaal als ijzererts is anders dan een ballastoperatie met olivijn. Om de zee niet te vervuilen mag ijzererts niet in het zeewater terecht komen. Daarom moeten hiertegen speciale voorzieningen worden getroffen zoals afsluitbare luiken in

Olivijn (een steensoort) vervuult het zeewater niet zodat deze voorzieningen niet nodig zijn. Dit vereenvoudigt de ballastoperatie aanzienlijk.

Een mogelijke manier waarop de ballast in de compartimenten kan worden gebracht is als volgt (zie ook figuur 11.7).

Het ballastmateriaal wordt door luik 1 in de ballastruimte gepompt door het met water te verzadigen. Door luik 2 wordt dan het overtollige water gepompt. In de ballastruimte ontstaat een stroming van water met ballastmateriaal. Het ballastmateriaal bezinkt. Op deze manier kan het ballastmateriaal van onder naar boven in het ballastcompartiment worden gestort.



figuur 11.7 Mogelijke ballastoperatie

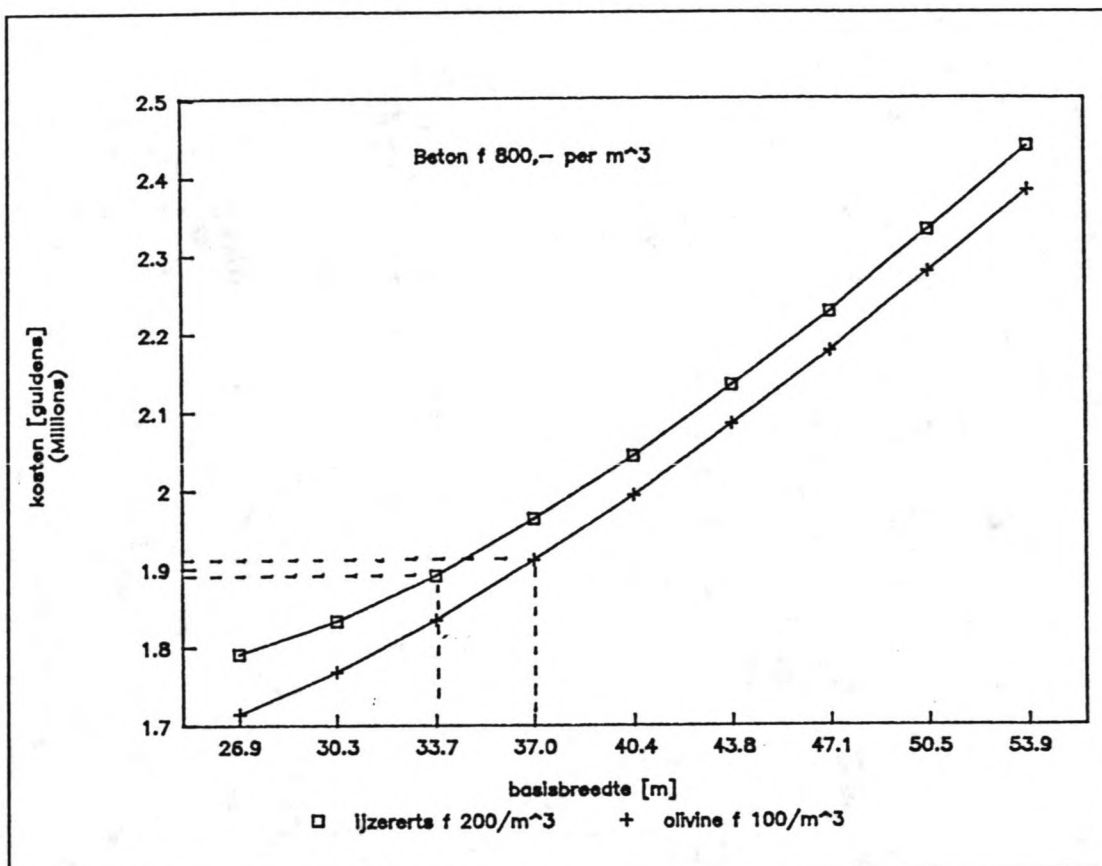
11.4 Keuze van de basisbreedte

Tenslotte is een keuze gemaakt op basis van een kostenoverweging. Hierbij is voor beton een kostprijs van f 800,- per m³ aangehouden. De prijs van ijzererts als ballastmateriaal wordt op f 200,- per m³ gesteld. Voor olivijn wordt f 100,- gerekend. De exacte prijs van ballastmateriaal is moeilijk aan te geven omdat deze in grote mate afhangt van beschikbaarheid, vindplaats en afstand van vindplaats tot locatie van de constructie.

Duidelijk is te zien, dat de kosten bij een toenemende diameter fors oplopen. Er moet dus naar gestreefd worden de constructie zo klein mogelijk te houden.

De ondergrens wordt bepaald door de ballasthoeveelheid, die in de ballastruimten moet passen. Aan deze eis wordt voldaan vanaf een basisbreedte van 37 m wanneer ijzererts als ballastmateriaal wordt toegepast. Wanneer olivijn wordt toegepast, wordt aan deze eis voldaan vanaf een basisbreedte van 43,8 m.

Een bovengrens wordt bepaald door het hijsgewicht. Om voor transport en installatie nog alternatieven te hebben mag de constructie niet



figuur 11.8 Beton- en ballastkosten constructie

te zwaar worden. Wanneer het hijsgewicht in de ontwerpfase al aan het maximum zit, is de kans groot dat in het definitieve ontwerp deze grens wordt overschreden. Is deze grens nog niet overschreden dan is het beschikbare materieel dat deze constructie nog kan transporteren en installeren erg klein.

Op deze kwalitatieve gronden wordt het maximum van het hijsgewicht gesteld op 55.000 kN.

In tabel 11.2 ziet men dat de constructie die met olivijn kan worden geballast te zwaar wordt en dat ondanks de ingewikkeldere ballastoperatie toch voor ijzererts als ballastmateriaal wordt gekozen. Op basis van een kostenoverweging (zie figuur 11.8) wordt voor de constructie met een basisbreedte van 37 m gekozen.

De waarden in de tabel zijn geen definitieve waarden, omdat de verschillende parameters geschat zijn. Ze zijn slechts gebruikt om de verschillende afmetingen met elkaar te kunnen vergelijken. De afwijking van de werkelijke waarde heeft geen invloed op de keuze omdat deze afwijking voor alle basisbreedten geldt.

In de volgende paragraaf wordt, uitgaande van een basisbreedte van 37 m de constructie verder gedimensioneerd. Golfkrachten worden nu opnieuw bepaald evenals de benodigde hoeveelheid ballast.

11.5 Bepalen van de ontwerpgegevens

In de vorige paragraaf is de keuze gemaakt voor een basisbreedte van 37 m. Het minimaal benodigde gewicht en het ballastgewicht zijn bepaald bij geschatte golfbelastingen. Nu de basisbreedte bekend is, kunnen deze parameters bepaald worden bij golfbelastingen die bij deze basisafmeting hoort.

De omgevingscondities waarvan uitgegaan is, zijn:

- waterdiepte: 40 m
- dekgewicht: 1500 ton
- ϕ -waarde: $37,5^\circ$
- getijstrooming: 0,9 m/s
- 100-jarige ontwerpstorm
 - golfhoogte: $H_s = 8,2$ m
 - periode: $T_z = 9,7$ s
- 10-jarige ontwerpstorm
 - golfhoogte: $H_s = 7,0$ m
 - periode: $T_z = 9,7$ s
- 10-jarige zomerstorm
 - golfhoogte: $H_s = 4,6$ m
 - periode: $T_z = 9,7$ s

Eis	Grootte	Variatie	Range
dekgewicht	1500 ton	10%	1350-1650 ton
excentriciteit		0 - $1/6 l_{dek}$	0-6 m
aantal conductors	5	5-9	5-9
bodemgegevens			
ϕ	$37,5^\circ$	10%	$34 - 41^\circ$
c	0	geen	0
laagopbouw	niet aanwezig		
golfhoogte: H_s/T_z			
ontwerpgolf	8,2 m; 9,7 s	geen (verwerkt in de golfkrachten)	8,2 m; 9,7 s
zomergolf	4,6 m; 9,7 s	geen	4,6 m; 9,7 s
golfkrachten		10%	
waterdiepte	40 m	geen (verwerkt in de golfkrachten)	40 m
getijstrooming	0,9 m/s	geen	0,9 m/s

tabel 11.3 Variatie ontwerpgegevens

Dit zijn waarden die niet exact aan te geven zijn. In deze waarden zit een bepaalde onnauwkeurigheid die van grote invloed kan zijn op de in de vorige paragraaf bepaalde parameters. Ook de eisen van de opdrachtgever kunnen veranderen. Om deze redenen worden de ontwerpgegevens gevarieerd. Voor het bepalen van de definitieve afmetingen van de constructie met een basisbreedte van 37 m wordt daarom met de in tabel 11.3 gegeven waarden rekening gehouden. De golfbelastingen zijn opnieuw bepaald en waarna de ontwerpgegevens gevarieerd zijn volgens bovenstaande tabel. Met deze ontwerpgegevens worden opnieuw bepaald:

- het minimaal benodigde gewicht ($F_{V,min}$)
- het ballastgewicht ($F_{ballast}$)

De gegevens die niet veranderen bij het variëren van ontwerpgegevens zijn:

- hijsgewicht (55.620 kN)
- OBW (35.420 kN)

$F_{V,min}$ en $F_{ballast}$ worden bepaald bij de volgende belastingsituaties:

- 100-jarige ontwerpstorm
- 10-jarige ontwerpstorm
- 10-jarige zomerstorm

100-Jarige ontwerpstorm

Wanneer de ontwerpgegevens niet gevarieerd worden, levert dit een ballasthoeveelheid op van:

$$F_{ballast} = 20.682 \text{ kN}$$

Nu worden achtereenvolgens gevarieerd:

- krachten 10% groter
- ϕ_{bodem} 10% kleiner
- dekgewicht 10% groter en 10% kleiner gecombineerd met een excentriciteit van 0 en van 6 m.

Eerst wordt één parameter gevarieerd terwijl de andere niet variëren.

Gevarieerde parameter	Ballasthoeveelheid
krachten 10% groter	27.824 kN
ϕ_{bodem} 10% kleiner	27.158 kN
dekgewicht 10% kleiner, excentriciteit 0 m	22.152 kN
dekgewicht 10% kleiner, excentriciteit 6 m	31.630 kN
dekgewicht 0% groter, excentriciteit 6 m	31.190 kN
dekgewicht 10% groter, excentriciteit 0 m	19.212 kN
dekgewicht 10% groter, excentriciteit 6 m	30.750 kN

tabel 11.4 Parameters afzonderlijk gevarieerd
(100-jarige ontwerpstorm)

Aangezien deze parameters geen invloed op elkaar hebben (een groot dekgewicht heeft geen relatie met een lage ϕ -waarde), zijn belastingssituaties waarbij een ongunstige waarde van de parameters tegelijkertijd optreedt een reële situatie. Daarom worden de ongunstigste belastingssituaties gecombineerd.

Belastingcombinaties	Ballasthoeveelheid
krachten 10% groter ϕ_{bodem} 10% kleiner dekgewicht 10% kleiner, excentriciteit 6 m	46.577 kN
krachten 10% groter ϕ_{bodem} 10% kleiner dekgewicht 10% groter, excentriciteit 6 m	45.405 kN

tabel 11.5 Ongunstige belastingcombinaties bij een 100-jarige ontwerpstorm

10-Jarige ontwerpstorm zonder dek

Dezelfde strategie als hierboven wordt toegepast. Alleen is er nu is geen dek aanwezig waardoor deze parameter en de excentriciteit verdwijnen.

Resultaat:

Geen variatie van de ontwerpgegevens levert:

$$F_{\text{ballast}} = 24.453 \text{ kN}$$

Wel variatie:

Gevarieerde parameter	Ballasthoeveelheid
krachten 10% groter	30440 kN
ϕ_{bodem} 10% kleiner	28.994 kN
krachten 10% groter ϕ_{bodem} 10% kleiner	35.435 kN

Tabel 11.6 Gevarieerde parameters bij een 10-jarige ontwerpstorm

10-Jarige zomerstorm

Opnieuw wordt dezelfde strategie als bij de 10-jarige ontwerpstorm toegepast.

Geen variatie van de ontwerpgegevens levert:

$$F_{\text{ballast}} = 4.272 \text{ kN}$$

Wel variatie:

gevarieerde parameter	ballasthoeveelheid
krachten 10% groter	8.240 kN
ϕ_{bodem} 10% kleiner	7.388 kN
krachten 10% groter ϕ_{bodem} 10% kleiner	11.670 kN

tabel 11.7 Gevarieerde parameters bij een 10-jarige zomerstorm

Uit deze tabel volgt dat de situatie met een klein dekgewicht en grote excentriciteit, grote golfbelastingen en een kleine waarde voor ϕ in de 100-jarige stormconditie de grootst benodigde ballasthoeveelheid geeft. Uit de tabel blijkt ook dat bij een zomerstorm ballast nodig is. Deze hoeveelheid ballast moet inshore aangebracht worden.

Samengevat levert dit de volgende gegevens:

Hijsgewicht: 55624 kN
 On Bottom Weight: 35420 kN (exclusief dek)
 Benodigde ballast: 46580 kN
 waarvan 11670 kN inshore aangebracht moet worden.

Hoofdstuk 12 FUNDERING

12.1 Inleiding

In hoofdstuk 11 zijn de hoofdparameters van de driepoot bepaald. Hierbij is gebruik gemaakt van een aantal criteria met betrekking tot de fundering. Deze ontwerpcriteria worden hier nader bekeken. De fundering van de driepoot moet naast het eigen gewicht ook de belastingen van golven op de bodem overdragen, zonder dat er overbelasting van de bodem of beweging van de constructie optreedt. Deze stabiliteit moet door de drie funderingsvoeten worden verzorgd. Eerst worden de eisen en randvoorwaarden besproken. Daarna wordt beschreven waardoor de stabiliteit van de constructie wordt bepaald. Vervolgens komen achtereenvolgens 'optredende zettingen', 'installatie van de fundering' en de 'krachtsafdracht in detail onder de voet' aan bod. Ten slotte wordt iets gezegd over erosie van de bodem.

12.2 Uitgangspunten

De criteria uit hoofdstuk 11 worden nog eens genoemd:

- **schuifcriterium**; De schuifspanning onder een voet mag niet groter worden dan de ontwerpschuifsterkte van de ondergrond.
- **minimale voetdruk**; De druk onder de voet moet altijd groter zijn dan nul.
- **maximale voetdruk**; De druk onder de voet mag niet groter worden dan het bezwijkdraagvermogen van de ondergrond.

Deze criteria worden per voet bekeken. Dit betekent dat elke voet afzonderlijk stabiel moet zijn, ongeacht het gedrag van de andere voeten. Met behulp van deze criteria wordt in de volgende paragraaf de stabiliteit van de driepoot bepaald.

Verder is er nog een vierde uitgangspunt:

- **maximale zettingen**; De zetting, veroorzaakt door een storm mag de toelaatbare zetting niet overschrijden. Hierop wordt in paragraaf 12.4 teruggekomen.

12.3 Stabiliteitsbeschouwing

Voor de stabiliteit van de driepoot zijn twee zaken van belang:

- de belasting van de voeten op de bodem
- het draagvermogen van de bodem

Er moet gelden dat de belasting kleiner is dan het draagvermogen. Belasting en draagvermogen worden in de volgende twee paragrafen afzonderlijk besproken, waarna zij in paragraaf 12.3.3 worden gecombineerd.

12.3.1 Belasting op de bodem

De belasting die door de drie funderingsvoeten op de bodem wordt overgedragen bestaat uit drie componenten:

- **constante component verticaalkracht**, veroorzaakt door het eigen gewicht
- **cyclische component verticaalkracht**, veroorzaakt door het moment van de golfbelasting
- **cyclische horizontaalkracht**, veroorzaakt door de horizontale golfbelasting

De verticale bodemreacties zijn bepaald in paragraaf 11.2, op basis van evenwichtsbeschouwingen van de driepoot.

De verdeling van de horizontaalkracht volgt echter niet uit een evenwichtsbeschouwing. Voor de verdeling over de drie voeten zijn twee mogelijkheden bekeken:

- de verdeling is afhankelijk van optredende verticaalkrachten
- een gelijke verdeling over de drie voeten ($\frac{1}{3}F_H$ per voet)

De eerste aanname is gebaseerd op de elastische vervormingstheorie van Mohr-Coulomb. Er wordt gesteld dat de stijfheid van de bodem in horizontale richting lineair afhankelijk is van de optredende drukspanning (als de optredende druk hoog is kan er veel horizontaalkracht worden opgenomen, en andersom):

$$C_{\text{voet}} = k F_{V, \text{voet}} \quad (1)$$

met: C_{voet} veerconstante
 k factor (constant)

Voor de horizontaalkracht per voet geldt dan:

$$F_{H, \text{voet}} = C_{\text{voet}} \delta_{\text{voet}} = k F_{V, \text{voet}} \delta_{\text{voet}} \quad (2)$$

met δ_{voet} verplaatsing van voet

Omdat de constructie stijf is ten opzichte van de ondergrond, is de verplaatsing δ van de drie voeten gelijk. De totale horizontaalkracht F_H kan dan worden geschreven als:

$$F_H = \sum F_{H, \text{voet}} = \sum k F_{V, \text{voet}} \delta_{\text{voet}} = k F_V \delta \quad (3)$$

Dit geeft een relatie voor k:

$$k = \frac{F_H}{F_V \delta} \quad (4)$$

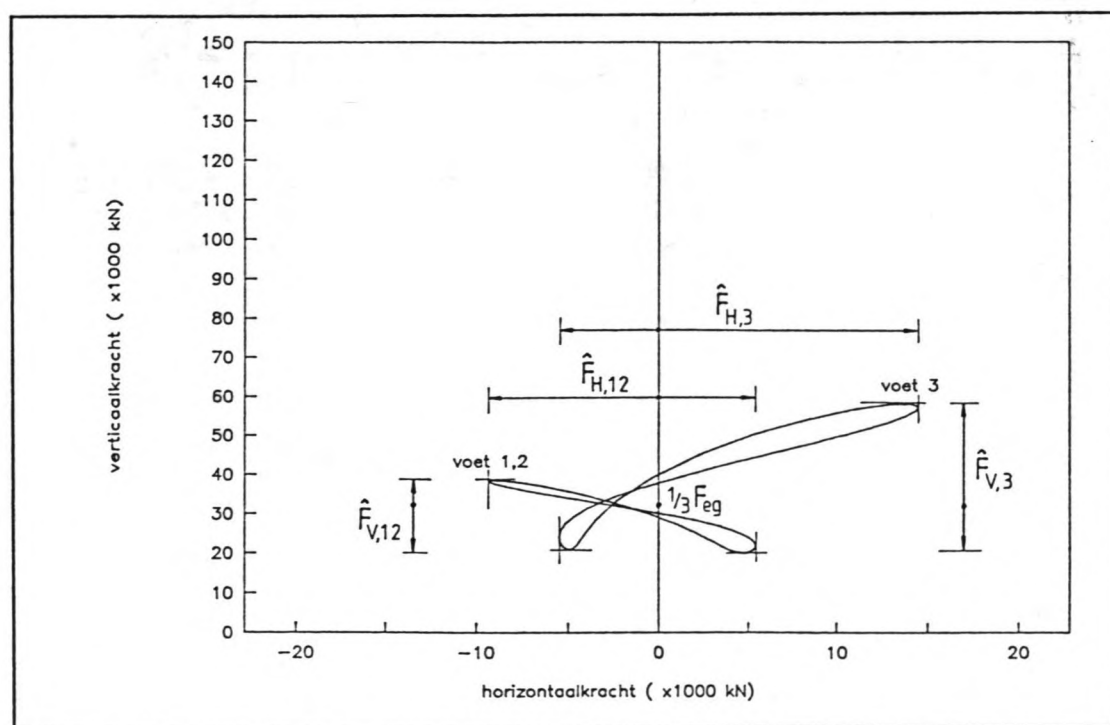
Ingevuld in (2) levert dit:

$$F_{H,voet} = \frac{F_{V,voet}}{F_V} F_H \quad (5)$$

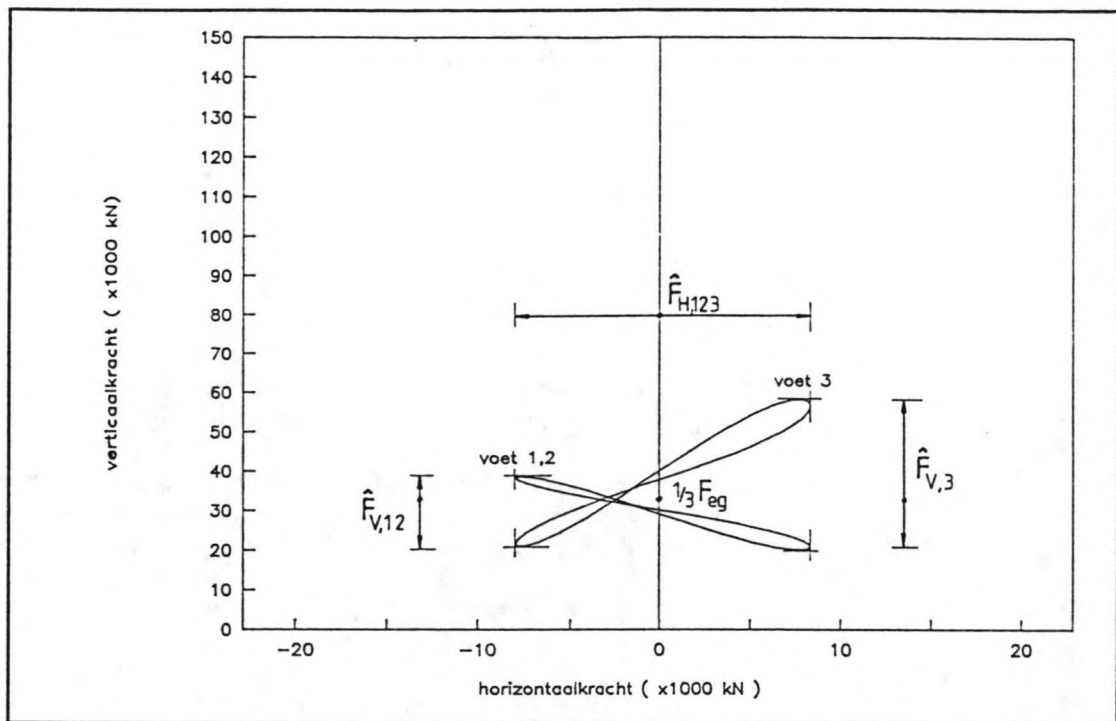
De horizontaalkracht verdeelt zich dus volgens de optredende verticaalkrachtverdeling. Als de optredende druk hoog is, kan er veel horizontaalkracht worden opgenomen, en andersom.

Deze aanname is bij maximale voetdruk maatgevend omdat de horizontaalkracht groter is dan $\frac{1}{3}F_H$. Omgekeerd houdt deze benadering in, dat bij een kleine verticaalkracht, de horizontaalkracht ook klein is. Dit betekent dat als deze verdeling niet of in mindere mate optreedt dan verwacht, de betreffende voet alsnog zou kunnen bezwijken door schuiven. Daarom is bij minimale voetdruk de tweede aanname, $F_{H,voet} = \frac{1}{3}F_H$ maatgevend.

De totale belasting op een voet, dus $F_{H,voet}$ en $F_{V,voet}$ op een bepaald moment, kan in een grafiek worden weergegeven. Horizontaal wordt dan de horizontaalkracht uitgezet en op de verticale as de drukkracht. Een golfperiode levert dan een grafiek zoals in figuren 12.1a en 12.1b is aangegeven. In figuur 12.1a is F_H verdeeld volgens de verticaalkracht en in figuur 12.1b volgens $\frac{1}{3}F_H$.



figuur 12.1a Voetbelasting (horizontaalkrachtverdeling volgens verticaalkracht)



figuur 12.1b Voetbelasting (gelijke horizontaalkrachtverdeling)

De verschillende componenten zijn hierin aangegeven. Het constante deel bestaat uit $\frac{1}{3}F_{eg}$ en vormt een nieuwe 'oorsprong'. Ten opzichte van deze oorsprong werkt de cyclische horizontaal- en verticaalkracht. Het criterium van de minimale voetdruk komt hierin grafisch tot uiting, doordat de grafieken geheel boven de horizontale as moeten liggen. Is dit niet het geval, dan moet de ballasthoeveelheid worden aangepast zodat de 'oorsprong' omhoog schuift.

De ontwerpkrachten zijn de golfkrachten, volgend uit het programma GOLF, vermenigvuldigd met een belastingfactor volgens de voorschriften van DNV [23]:

$$F_{H,d} = F_H \gamma_1$$

$$F_{V,d} = F_V \gamma_1$$

met: $F_{H,d}$ ontwerp-horizontaalkracht
 $F_{V,d}$ ontwerp-verticaalkracht
 γ_1 belastingfactor ($\gamma_1=1,3$)

12.3.2 Draagvermogen van de ondergrond

Het draagvermogen van de ondergrond is op twee manieren begrensd:

- schuifweerstand
- toelaatbare drukspanning

Schuifweerstand

Voor de toelaatbare schuifspanning is uitgegaan van het schuifcriterium van Mohr-Coulomb:

$$\tau_d = \sigma_v \tan \phi_d$$

met: τ_d ontwerpshuifsterkte
 σ_v optredende verticale drukspanning
 ϕ_d ontwerpwaarde inwendige wrijvingshoek

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_m}$$

γ_m materiaalfactor ($\gamma_m = 1,2$)

Om het ontwerpdraagvermogen van de grond te kunnen bepalen, moet het draagvermogen worden gereduceerd met een materiaalfactor. Als τ_d overschreden wordt, zal afschuiving optreden langs het funderingsniveau.

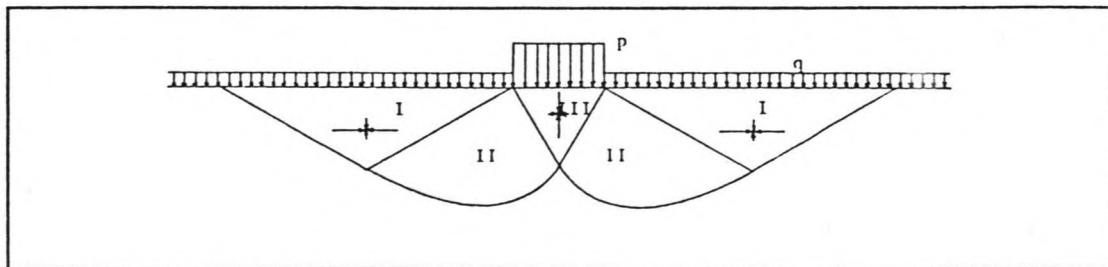
De optredende verticale drukspanning wordt bepaald door de momentane verticaalkracht, uitgeoefend door de voet op de bodem, en de druk die heerst op het funderingsniveau, veroorzaakt door de bovenbelasting:

$$\sigma_v = \frac{F_v}{A_v} + \gamma' \cdot d_f$$

met: A_v funderingsoppervlak
 γ' s.g. ondergrond (onder water)
 d_f funderingsniveau in de ondergrond

Toelaatbare drukspanning

De drukspanning die op de ondergrond mag worden uitgeoefend, zonder dat deze bezwijkt, wordt door een groot aantal factoren bepaald. Wordt deze druk overschreden, dan zal zich een wig in de bodem vormen, die afschuift over de ondergrond (de wig van Prandtl, zie figuur 12.2).



figuur 12.2 Bezwijken door afschuiving, wig van Prandtl

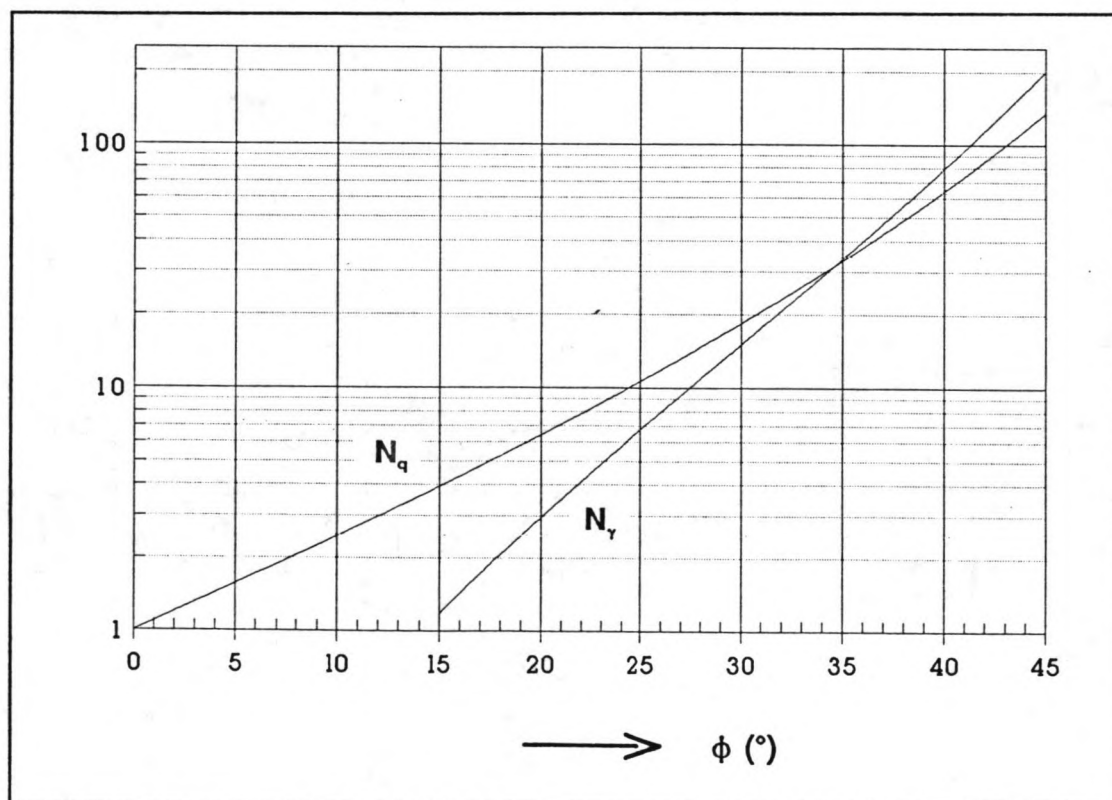
Voor de bepaling van het draagvermogen is uitgegaan van de voorschriften van DNV [23], welke zijn gebaseerd op de theorieën van Brinch-Hansen.

Voor cohesieloze ondergrond geldt:

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + p_o N_q s_q d_q i_q$$

met: γ' soortelijk gewicht ondergrond
(onder water; $9,6 \text{ kN/m}^3$)
 b equivalente breedte funderingsvlak
 p_o overdruk op funderingsniveau
(bovenbelasting, $\gamma' d_f$)
 N_γ, N_q draagkrachtfactoren (zie figuur 12.3)
 s_γ, s_q vormfactoren
 d_γ, d_q dieptefactoren
 i_γ, i_q hellingfactoren

Het uitgangspunt van de formule is een oneindig lange funderingsstrip met breedte b en loodrechte belasting. De invloed van de vorm van de fundering, het funderingsniveau en de helling van de belasting is in de vorm-, diepte- en hellingfactoren verwerkt.



figuur 12.3 Draagkrachtfactoren N_γ en N_q

Voor s_y , s_q , d_y , d_q , i_y en i_q gelden de volgende formules:

$$s_y = 1 - 0,4 i_y$$

$$s_q = 1 + i_q \sin \phi_d$$

$$d_y = 1$$

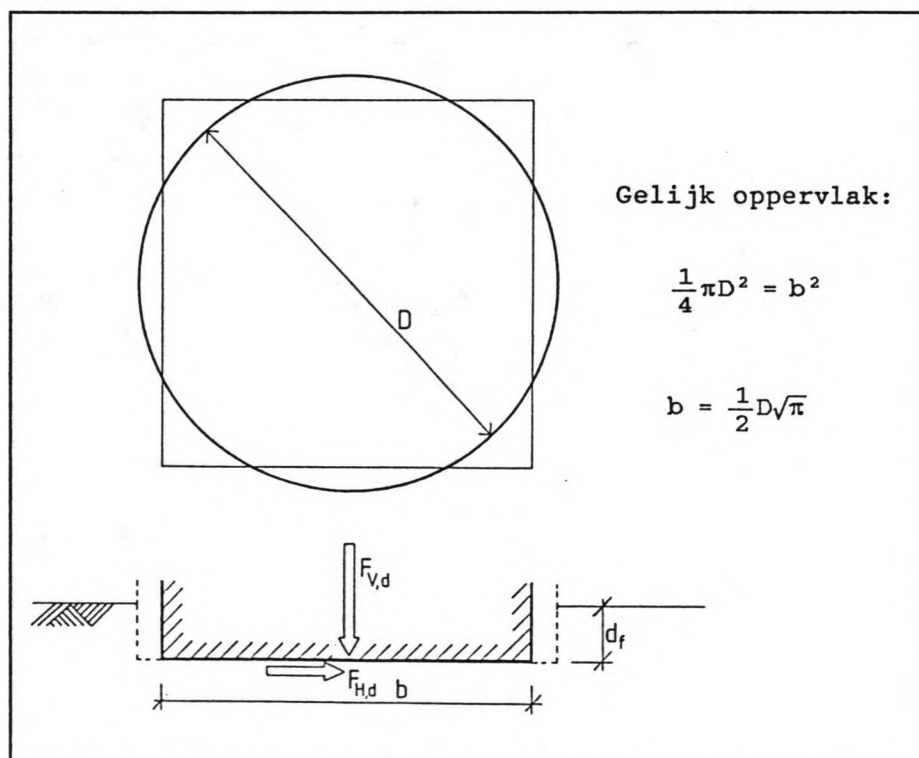
$$d_q = 1 + 1,2 \frac{d}{b} \tan \phi_d (1 - \sin \phi_d)^2$$

$$i_y = \left(1 - 0,7 \frac{F_{H,d}}{F_{V,d}}\right)^5$$

$$i_q = \left(1 - 0,5 \frac{F_{H,d}}{F_{V,d}}\right)^5$$

met: $F_{H,d}$ ontwerp-horizontaalkracht
 $F_{V,d}$ ontwerp-verticaalkracht
 d_f funderingsniveau

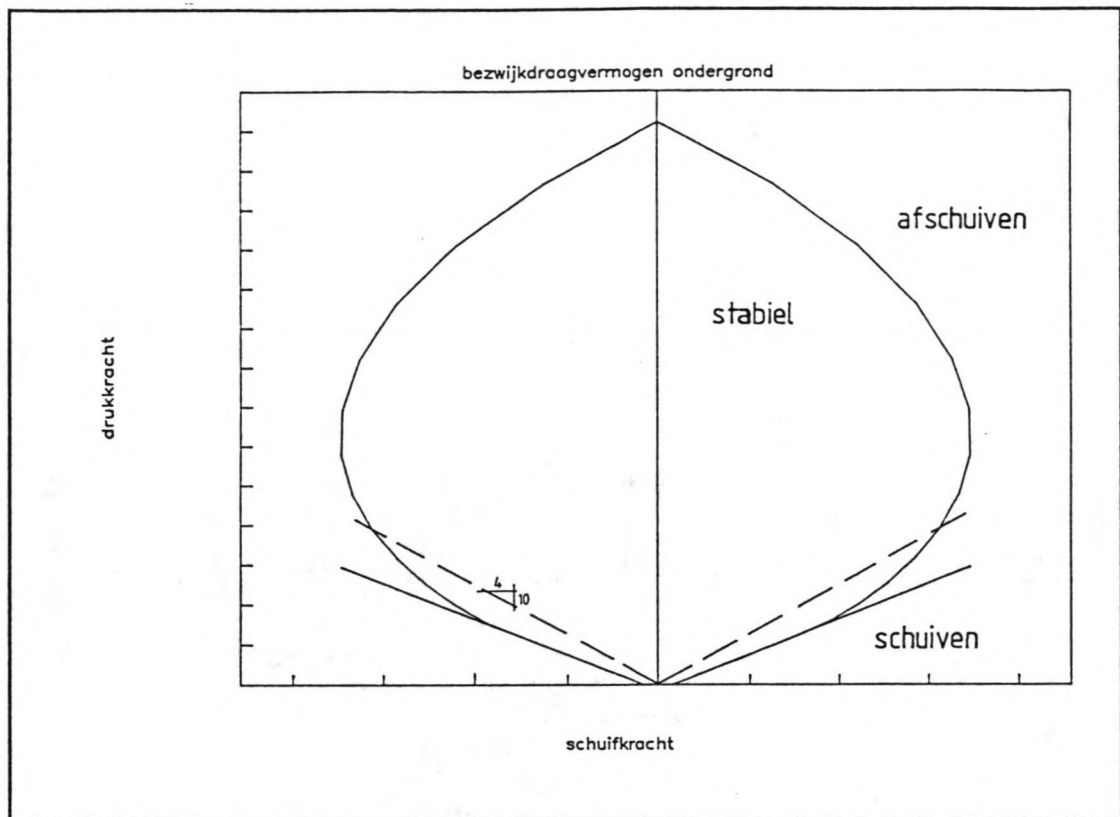
In figuur 12.4 zijn de verschillende parameters schematisch aangegeven.



figuur 12.4 Definitieschets bezwijkdraagvermogen

Door in de formule van q_d de hellingshoek van de belasting te variëren, kan deze in een grafiek worden weergegeven. Een voorbeeld van zo'n grafiek is in figuur 12.5 geschetst. Hierin is ook de lijn van de kritische schuifspanning opgenomen.

Het gebied binnen de omhullende stelt het stabiele gebied voor. Buiten dit gebied zal de grond bezwijken, hetzij door schuiven langs het funderingsvlak, hetzij door de vorming van een afschuifvlak.



figuur 12.5 Bezwijkdraagvermogen ondergrond

De formule moet met voorzichtigheid worden toegepast voor een helling van de belasting groter dan 0,4 (de stippellijn in de figuur). In dit gebied is de grafiek daarom maar een benadering.

Het draagvermogen is afhankelijk van de voetdiameter. Niet alleen neemt bij toenemende voetdiameter het oppervlak waarover de kracht verdeeld wordt toe, ook q_d neemt toe. Verder is q_d afhankelijk van het funderingsniveau in de bodem en de helling die de belasting met de verticaal maakt. Bij elke momentane kracht hoort dus een momentane q_d . Het bezwijkdraagvermogen is daarom niet analytisch te bepalen. In de volgende paragraaf wordt aangegeven hoe dit probleem is aangepakt.

12.3.3 Combinatie van belasting en draagvermogen

De ballasthoeveelheid is analytisch bepaald door te stellen dat bij minimale voetdruk geen schuiven op mag treden.

Op het moment dat een voet minimale druk ondervindt, is het schuifcriterium maatgevend. De ontwikkelde schuifweerstand is dan namelijk laag. De optredende schuifspanning mag deze schuifweerstand niet overschrijden.

Om de schuifweerstand te vergroten moet dus de minimale druk worden vergroot. Dit stelt eisen aan het ballastgewicht. Op deze wijze is de minimale hoeveelheid ballast bepaald.

De stabiliteit van de driepoot is te controleren door de grafieken van belasting en draagvermogen, welke in de vorige paragrafen zijn bepaald, te combineren tot één grafiek. De eis dat elke voet afzonderlijk stabiel moet zijn, betekent dat de grafiek van de belasting geheel in het stabiele gebied moet liggen. Zo kan de voetdiameter grafisch worden bepaald. Hierbij is uitgegaan van een funderingsdiepte van 1,5 m. Dit om een stevige zandlaag te bereiken (de bovenste laag is verstoord door de golf- en stromingskrachten). Hoe deze diepte in de bodem kan worden bereikt, wordt in paragraaf 12.5 besproken.

Deze procedure is herhaald voor de twee aannamen van horizontaal-krachtverdeling en voor de drie stormcondities. De voetdiameter werd vastgesteld op 10,5 m. Vanwege de zettingseis echter (waarop in paragraaf 12.4 wordt teruggekomen) is de benodigde voetdiameter 11 m.

De in de verschillende stormcondities optredende voetbelasting en het draagvermogen is in de figuren 12.6, 12.7 en 12.8 aangegeven (aan het eind van dit hoofdstuk).

De maatgevende situatie met betrekking tot de ballasthoeveelheid treedt op in ontwerpstormcondities, echter tijdens een zomerstorm bleek ook ballast noodzakelijk om aan de stabiliteitseis te voldoen. Daarom wordt in paragraaf 12.3.5 een alternatieve benadering voor de stabiliteit besproken.

12.3.4 Veiligheid tegen bezwijken

Uit de grafieken waarin belasting en draagvermogen zijn gecombineerd, is af te leiden welke veiligheid voor materiaal en belasting tegen bezwijken nog aanwezig is. Dit is in figuur 12.9 en 12.10 getracht weer te geven.

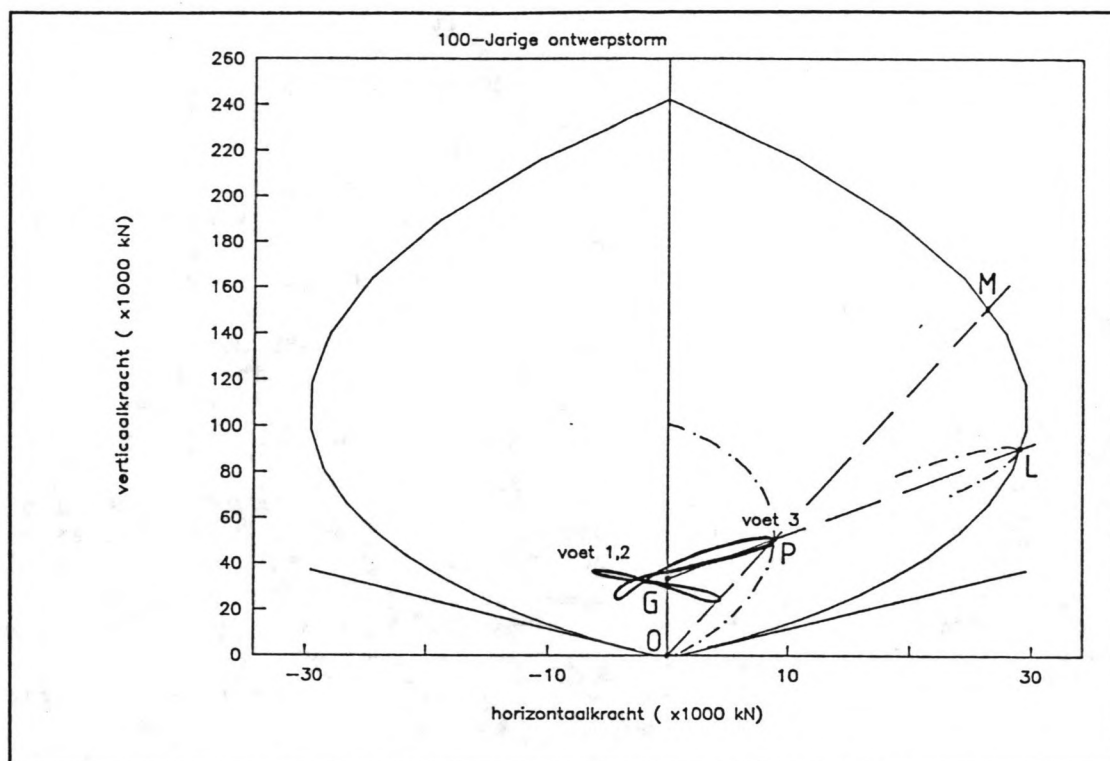
In deze figuren zijn de werkelijk optredende belasting (dus exclusief γ_1) en het werkelijke bezwijkdraagvermogen (exclusief γ_m) tijdens een 100-jarige ontwerpstorm getekend. Ook de gehanteerde onnauwkeurighedsfactor van 10% is niet meegerekend.

Maximale voetdruk

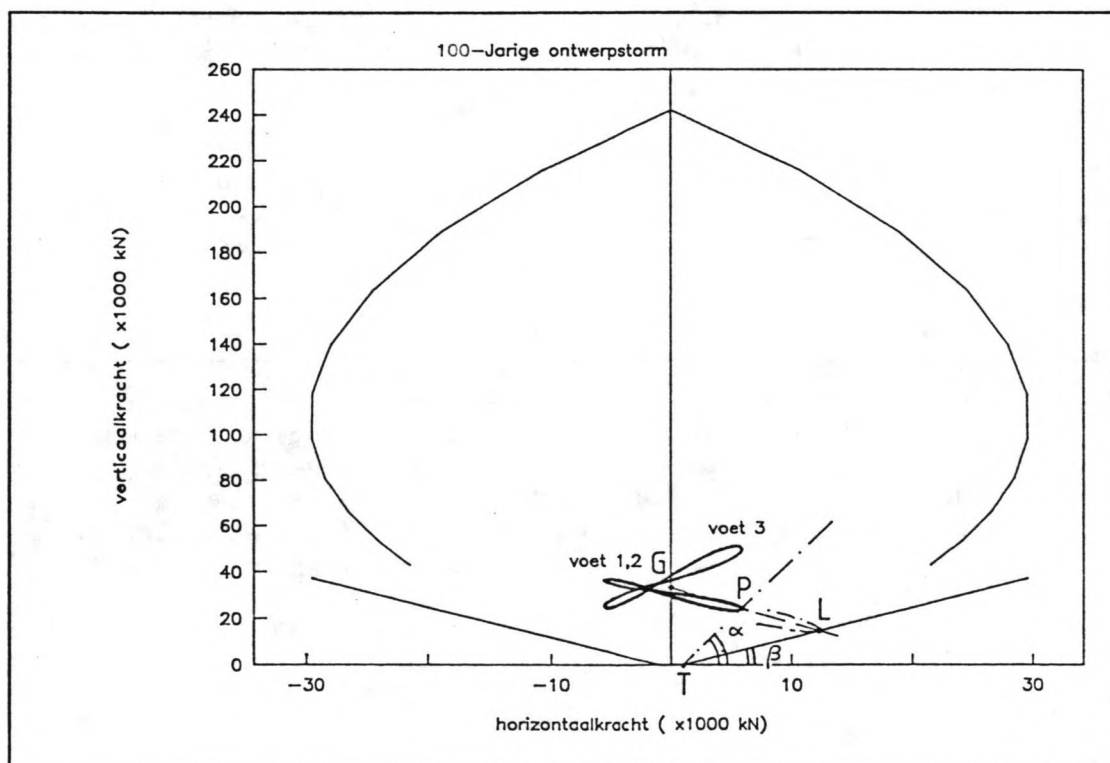
In figuur 12.9 is punt P de maatgevende belasting voor maximale druk; anders gezegd, punt P bevindt zich het dichtst bij de rand van het stabiele gebied. Als de belasting vergroot zou worden, zou punt P verschuiven langs de lijn $\overline{GL}$ (punt G geeft het eigen gewicht aan dat door voet 3 wordt afgedragen). De belasting kan vergroot worden tot punt L bereikt is (de streep-stiplijn in de figuur). In L namelijk, raakt de belasting aan het draagvermogen en treedt dus bezwijken op.

De aanwezige veiligheid op de belasting kan nu worden berekend volgens:

$$\gamma_1 = \frac{\overline{GL}}{\overline{GP}}$$



figuur 12.9 Veiligheid tegen bezwijken bij maximale voetdruk



figuur 12.10 Veiligheid tegen bezwijken bij minimale voetdruk

Hetzelfde geldt voor de materiaalsterkte. Als de materiaalsterkte afneemt, verschuift punt M langs de lijn $\overline{OM}$. De materiaalsterkte mag afnemen tot P (streep-stiplijn). Dan namelijk raakt het stabiliteitsgebied aan de belasting en bezwijkt de ondergrond. Voor de veiligheid op de materiaalsterkte geldt:

$$\gamma_m = \frac{\overline{OM}}{\overline{OP}}$$

De optredende veiligheden tegen bezwijken door afschuiven (wigvorming) zijn:

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 3,3 \\ \gamma_m &= 3\end{aligned}$$

Schuifcriterium

Dezelfde redenering geldt voor minimale druk onder een voet. In dit geval moet de aanname van $\frac{1}{2}F_H$ per voet gehanteerd worden. Dit is in figuur 12.10 aangegeven. Voor de veiligheid tegen overbelasting geldt opnieuw:

$$\gamma_1 = \frac{\overline{GL}}{\overline{GP}}$$

De materiaalveiligheid echter, wordt anders bepaald. Bij afnemende schuifsterkte zal de lijn roteren om punt T. De schuifsterkte kan afnemen totdat de lijn punt P raakt. De veiligheid tegen schuiven wordt nu als volgt bepaald:

$$\gamma_m = \frac{\tan \alpha}{\tan \beta}$$

De optredende veiligheden tegen bezwijken door schuiven zijn:

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 2,1 \\ \gamma_m &= 3,7\end{aligned}$$

Gezamenlijke veiligheid

De veiligheden tegen afschuiven door overbelasting en schuiven over de bodem zijn niet even groot. Voor de maatgevende veiligheid moet nu de minimale waarde voor de materiaal- en belastingveiligheid genomen worden. Er geldt dus:

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 2,1 \\ \gamma_m &= 3\end{aligned}$$

12.3.5 Alternatieve stabiliteitsbeschouwing

Als stabiliteitseis werd gesteld dat geen van de voeten afzonderlijk mag bezwijken. Op deze manier werd bepaald, dat tijdens een zomerstorm (dus zonder dek en voor de ballastoperatie) het eigen gewicht

niet voldoende is voor stabiliteit. Daarom was het nodig, een hoeveelheid ballast inshore (dus vóór transport) aan te brengen. Deze hoeveelheid inshore geplaatste ballast moet dus in de transportfase worden meegenomen, wat zeer nadelig is.

De aanname van de afzonderlijke stabiliteit van de voeten is een conservatieve benadering. Als namelijk één voet bezwijkt, betekent dit niet automatisch dat de hele constructie bezwijkt. Hiervoor is een mechanisme nodig, dat wil zeggen: een combinatie van bezwijksituaties van de verschillende voeten.

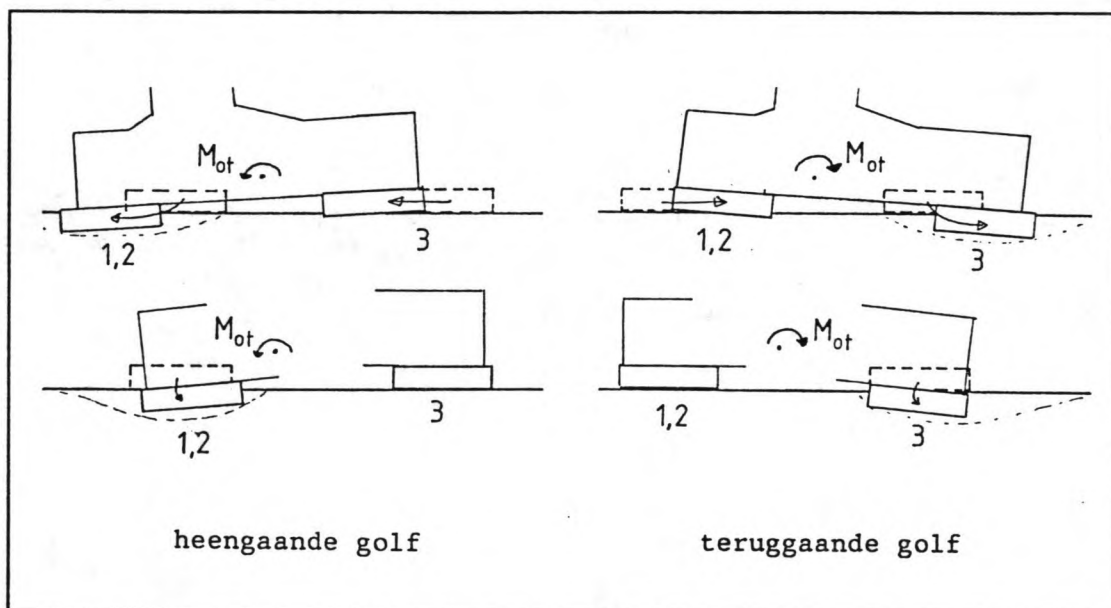
De mechanismen waarbij bezwijken van de totale constructie optreedt zijn (zie figuur 12.11):

bij heengaande golf (Overturning Moment naar links)

- Voet 3 schuift, voeten 1 en 2 schuiven af (wig van Prandtl).
- Voeten 1 en 2 schuiven af.

bij teruggaande golf (Overturning Moment naar rechts)

- Voeten 1 en 2 schuiven, voet 3 schuift af (wig van Prandtl).
- Voet 3 schuift af.



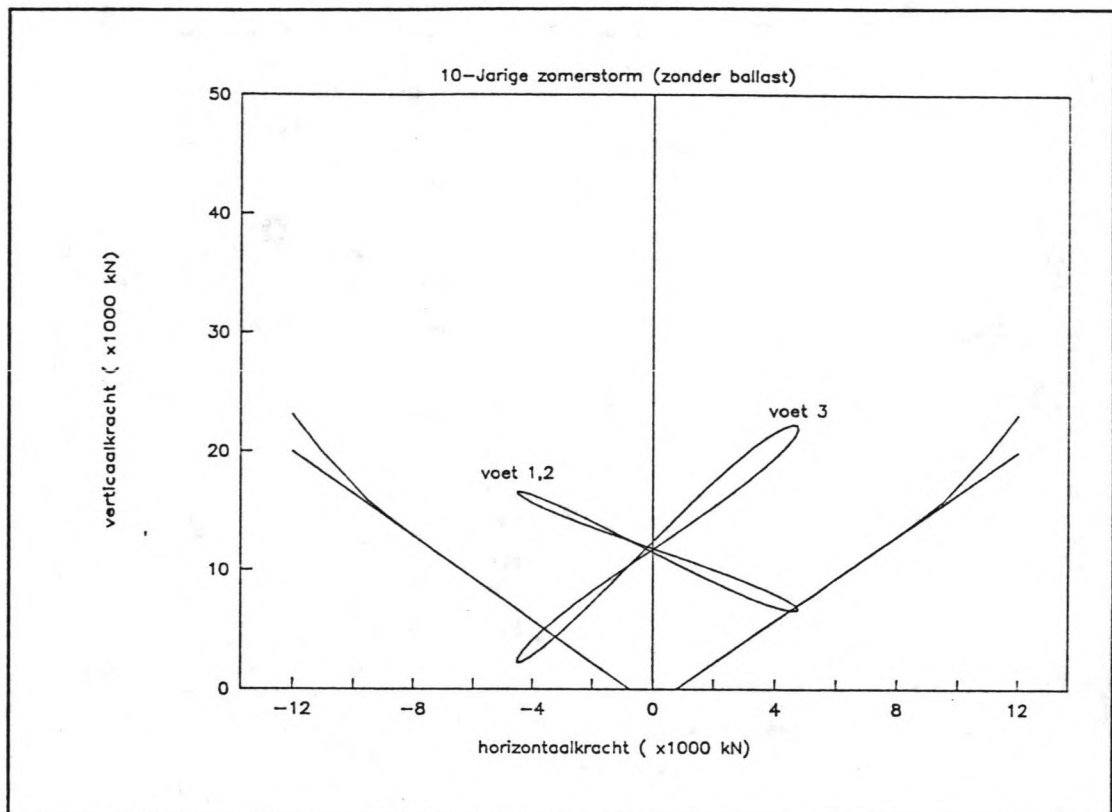
figuur 12.11 Bezwijkmechanismen driepoot

Door nu bij elke fase van golfpassage te bekijken of één van bovengenoemde combinaties optreedt, is gebleken dat bij een zomerstorm geen inshore geplaatste ballast nodig is.

In figuur 12.12 is te zien dat voet 3 bezwijkt op het moment van minimale voetdruk. Op dit moment echter zijn voeten 1 en 2 stabiel, zodat de gehele constructie stabiel is.

Het lijkt redelijk om in de situatie van een zomerstorm uit te gaan van deze minder conservatieve benadering. De periode waarin het optreden van deze storm van belang is, is namelijk zeer kort (periode tussen installatie en ballastoperatie, maximaal 1 à 2 weken). Voor alle duidelijkheid wordt nog vermeld, dat de uiteindelijke

ballasthoeveelheid wel met de conservatieve benadering is bepaald, dus uitgaande van de stabiliteit per voet.



figuur 12.12 Voetbelasting tijdens zomerstorm (zonder ballast)

12.4 Zettingen

De voeten van de driepoot zullen als gevolg van stormcondities zettingen vertonen. Deze zettingen zijn vanzelfsprekend het grootst bij de 100-jarige ontwerpstormconditie.

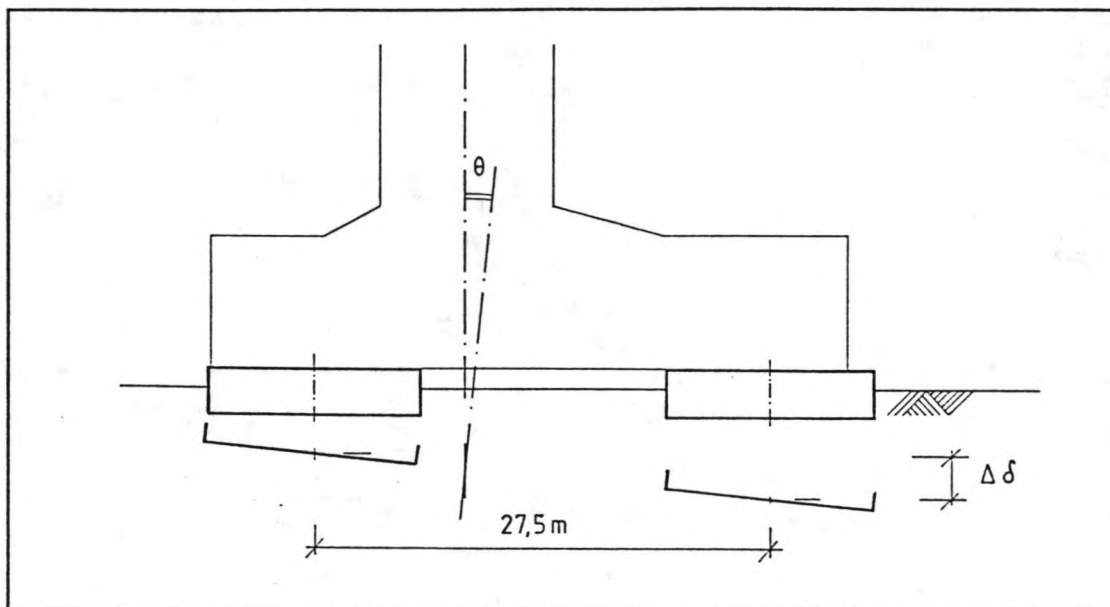
Het is van belang dat de zettingen de conductors niet beschadigen. Deze beschadiging kan optreden als de optredende zetting van de voeten ongelijkmatig is. Dit resulteert in een scheefstand van de schacht. Hierdoor worden ook de conductors verbogen. Deze zijn namelijk enkele meters in de bodem geheid en zijn in de schacht afgesteund. Om deze beschadiging te voorkomen, mag de scheefstand, ontstaan tijdens een storm, niet meer dan $0,5^\circ$ bedragen.

Het gaat hier dus om een extra scheefstand, veroorzaakt ná installatie van de driepoot. De initiële scheefstand (die tijdens installatie ontstaat, bijvoorbeeld door ongelijke draagkracht van de onder-

grond) is niet van belang voor de conductors⁽¹⁾. De conductors worden namelijk pas na installatie door de schacht geheid.

Als het zettingsverschil een te grote scheefstand veroorzaakt, zijn er twee oplossingen mogelijk:

- **vergroten van de draagkracht**, door de voetdiameter te vergroten of het funderingsniveau van de voet dieper te kiezen
- **forceren van de zettingen** direct na installatie; Dit kan worden bereikt door de voeten voor te belasten met behulp van suction. Hierbij wordt onder de voeten een drukverschil opgewekt door middel van pompen, wat een extra belasting op de voet geeft [13]. Op deze methode wordt hier verder niet ingegaan.



figuur 12.13 Zettingsverschil driepoot

Om het toelaatbare zettingsverschil tussen de voeten te bepalen, is van de ongunstige situatie uitgegaan dat één voet een onverwacht goede grondslag heeft ($\phi=41^\circ$) en de andere twee voeten een onverwacht slechte ($\phi=34^\circ$). Dit is in figuur 12.13 aangegeven. De scheefstand θ die hierdoor ontstaat is:

$$\tan\theta = \frac{\text{zettingsverschil}}{\text{afstand tussen voeten}}$$

Bij een scheefstand van $0,5^\circ$ en een afstand tussen de voeten van 27,5 m is het toelaatbare zettingsverschil:

$$\Delta\delta = \tan(0,5^\circ) \times 27,5 = 0,24 \text{ m}$$

⁽¹⁾ Vanzelfsprekend wordt er vanwege andere gebruikseisen wel een beperking gesteld aan de toelaatbare initiële scheefstand.

De zettingen worden bepaald door van een elasto-plastisch gedrag van de ondergrond uit te gaan. In figuur 12.14 is een benaderend last-zakkingsdiagram ($F-\delta$) aangegeven. Tussen de elastische oplossing en de plastische oplossing is een hyperbool gedefinieerd, waarvoor de voorschriften van DNV [23] de volgende formule geven:

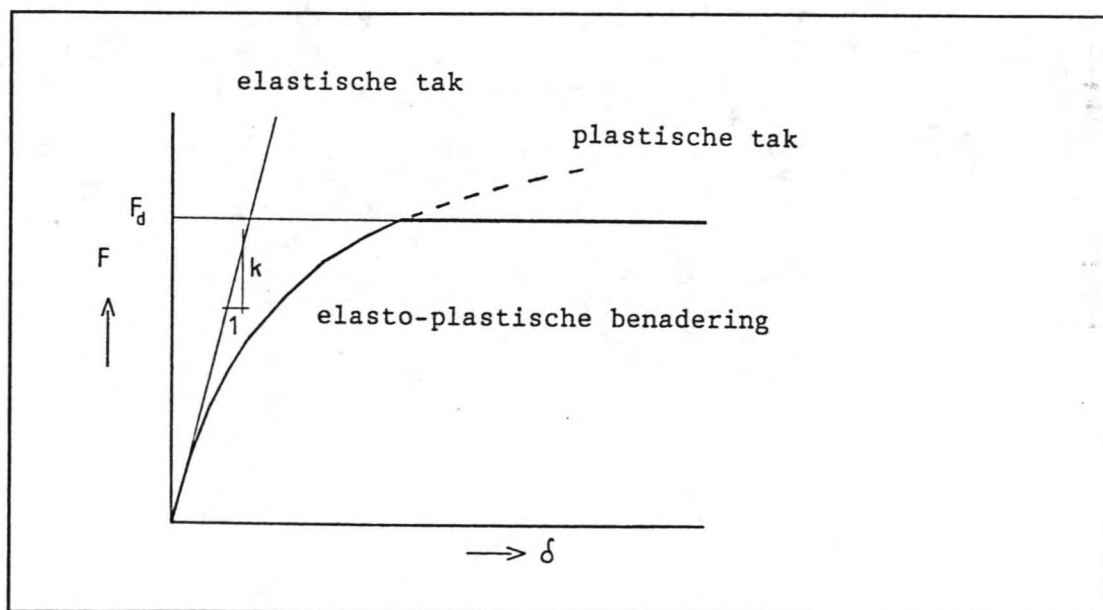
$$F = \frac{\delta}{\frac{1}{k} + \frac{\delta}{\alpha F_d}}$$

met: F belasting op de voet
 δ zetting van de voet
 F_d ontwerpdraagkracht
 α bezwijkcoëfficiënt (1,25)

De waarde k in deze formule stelt de hellingshoek van de elastische oplossing voor:

$$k = \frac{EA}{\kappa(1-\nu^2)b}$$

met: E elasticiteitsmodulus ondergrond
 A voetoppervlak
 κ factor ($\frac{\pi}{4}$)
 ν constante van Poisson (0,3)
 b equivalente voetbreedte



figuur 12.14 Elasto-plastisch last-zakkingsdiagram

De zetting hangt dus behalve van de grondparameters (F_d en E), ook van de afmeting van de voet af. In bijlage 6 is voor een voetdiameter van 10,5 m het optredende zettingsverschil berekend. Deze voetdiameter volgde uit de stabiliteitsbeschouwing. Het blijkt dat het zettingsverschil bij deze diameter niet voldoet aan de gestelde eis. Daarom is gekeken wat de voetdiameter moet zijn om onder de toelaatbare scheefstand te blijven. Een voetdiameter van 11 m bleek hieraan te voldoen. In tabel 12.1 zijn de resultaten van bijlage 6 samengevat.

voetdiameter (m)	zetting ($\phi=34^\circ$) (m)	zetting ($\phi=41^\circ$) (m)	verschil (m)
10,5	0,45	0,15	0,30
11	0,31	0,14	0,19

tabel 12.1 Zettingsverschillen driepoot

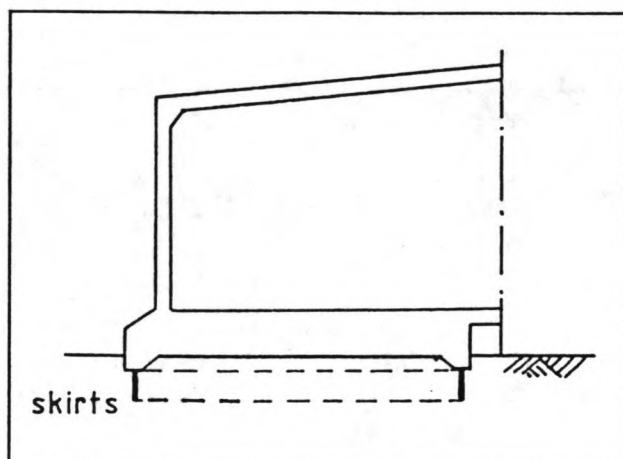
De vereiste toename van de voetdiameter blijft dus beperkt tot 0,5 m. Deze oplossing is aantrekkelijker dan het toepassen van voorbelasting door suction. Hiervoor zijn pompinstallaties en leidingen nodig. Ook is een grotere skirtlengte noodzakelijk om het benodigde drukverschil te kunnen opbouwen.

12.5 Bodempenetratie

In paragraaf 12.3.3 is bij het bepalen van de voetafmetingen een funderingsniveau van 1,5 m gekozen. Het voordeel hiervan is dat door de bovenste zandlaag heen wordt gefundeerd. In deze zandlaag is de hoek van inwendige wrijving niet aanwezig omdat deze constant door golven en stroming in beweging is.

De voet moet dus 1,5 m in de bodem dringen. Dit kan worden bereikt door onder de voeten zogenaamde skirts aan te brengen. Dit zijn stalen schermen, die de tussenliggende grond insluiten. Deze grond mag als eigen gewicht van de constructie worden meegerekend (hier is met het schuifcriterium rekening mee gehouden).

Figuur 12.15 geeft een schets van een funderingsvoet waarin de skirts zijn aangegeven. De in de figuur aangegeven betonnen rib heeft een andere functie. In de volgende paragraaf wordt hierop nader ingegaan.



figuur 12.15 Funderingsvoet

De skirts moeten tijdens de installatie onder invloed van het eigen gewicht in de bodem penetreren. In bijlage 7 is berekend wat de penetratieweerstand is en is gecontroleerd of volledig penetratie optreedt. Hierbij is uitgegaan van een skirtdikte van 20 mm.

Skirts moeten sterk genoeg zijn om de zijdelingse gronddrukken in de gebruiksfase te weerstaan. Ook in de andere fasen moet rekening worden gehouden met de belastingen op de skirts. Zij worden daarom veelal uitgevoerd als damwandscherm vanwege de grotere stijfheid. Aan de dimensionering van de skirts is geen aandacht besteed. Aangenomen is, dat bij deze dikte de sterkte van de skirts voldoende is.

12.6 Krachtenafdracht in detail

Als de bodem onder de voet niet volledig vlak is, zal er na installatie geen volledige aansluiting met de bodem plaatsvinden. De voet zal dan op een beperkt oppervlak rusten. De oplegreactie moet dan door dit beperkte oppervlak worden overgebracht op de voet. Omdat de oplegreacties zeer groot kunnen worden en het ontwikkelde oppervlak bij onverwacht hoge ϕ -waarde klein is, kan in de voet een grote dwarskracht ontstaan. Verder is de plaats van de oneffenheid onder de voet onbekend zodat deze dwarskracht overal kan optreden.

Om deze krachten te beperken is onder de voet aan de rand een cirkelvormige rib van 0,5 m dik en 0,5 m hoog voorzien, die een gedeelte van de kracht op de bodem afdraagt (figuur 12.15). Hierdoor wordt de piekbelasting onder de voet gereduceerd.

Belastingsituatie	$F_{v,voet}$ (kN)	$F_{v,red}$ (kN)	A_f (m ²)	q_d (kN/m ²)	D_f (m)
zomerstorm	26.124				
- zonder skirt- en ribweerstand		26.124	35,5	735,4	6,7
- maximale skirt- en ribweerstand		13.538	22,9	590,7	5,4
10-jarige ontwerpstorm	42.884				
- zonder skirt- en ribweerstand		42.884	44,4	964,8	7,5
- maximale skirt- en ribweerstand		30.298	34,1	889,3	6,6
100-jarige ontwerpstorm	57.570				
- zonder skirt- en ribweerstand		57.570	53,5	1075,4	8,3
- met maximale skirt- en ribweerstand		44.984	45,4	990,5	7,6

tabel 12.2 Ontwikkelde draagvlakken in verschillende belastingsituaties

Bij het kiezen van de ribafmetingen is uitgegaan van een maximale oneffenheid van 0,5 m. Voor de Noordzee is dit een goede aanname. De Noordzeebodem is vrij vlak. Bovendien wordt, voordat een platform wordt geïnstalleerd, een bodemonderzoek gedaan zodat eventuele obstakels vooraf kunnen worden verwijderd.

Als na installatie een voet op een oneffenheid rust, zal er uitvlakking van de oneffenheid optreden, totdat het ontwikkelde draagvermogen gelijk is aan de belasting op de ondergrond.

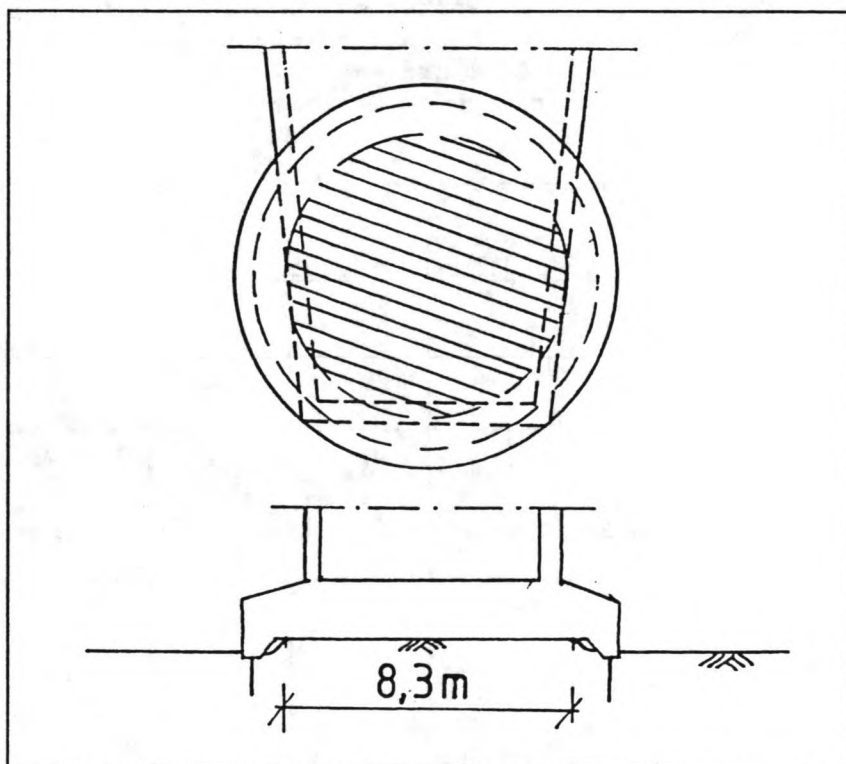
Er is geprobeerd voor de verschillende belastingssituaties een schatting te geven van het ontwikkelde oppervlak onder de voet. De belasting die door de ondergrond moet worden opgenomen is afhankelijk van het aandeel van rib en skirt in de krachtswerking. Er is naar de twee uiterste situaties gekeken:

- de maximale rib- en skirtweerstand treedt op
- de rib- en skirtweerstand zijn nul

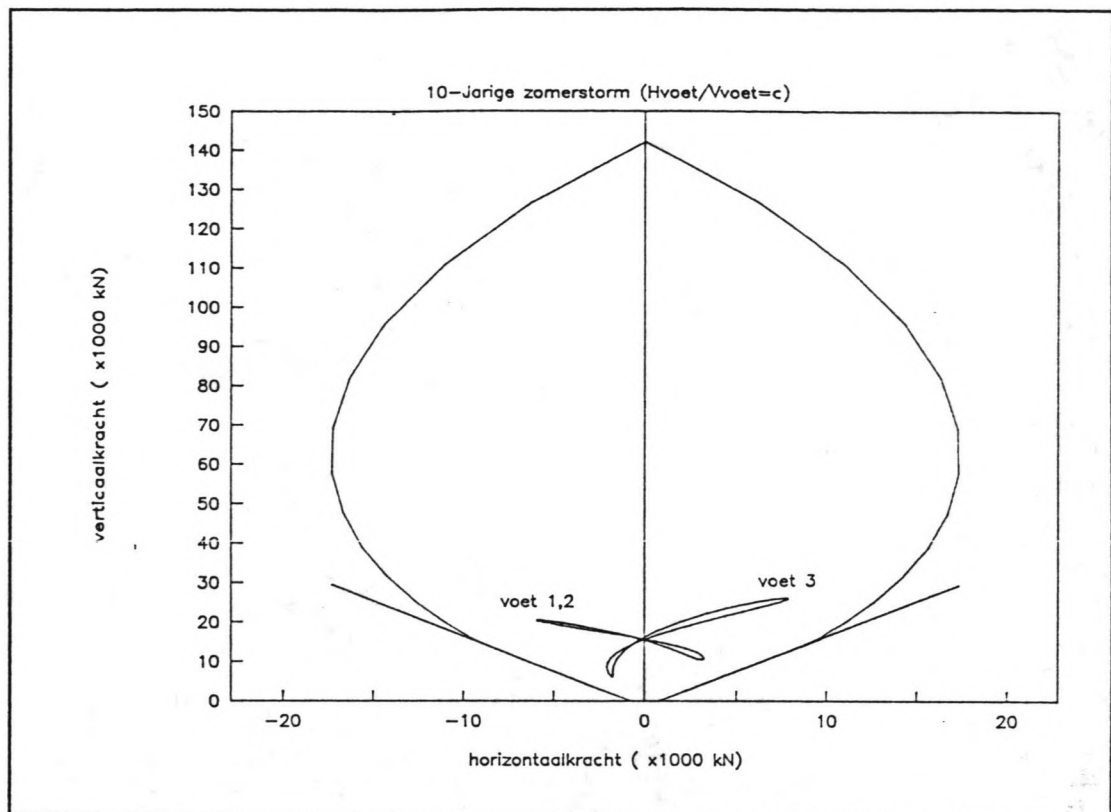
Er is niet gekeken naar de vorm van de oneffenheid, maar alleen berekend wat het benodigde draagvlak is voor de optredende belasting.

Deze berekening is een iteratief proces. Bij een aangenomen oppervlak wordt de bijbehorende draagkracht bepaald, net zolang tot de draagkracht gelijk is aan de optredende belasting. De resultaten ervan zijn in tabel 12.2 aangegeven.

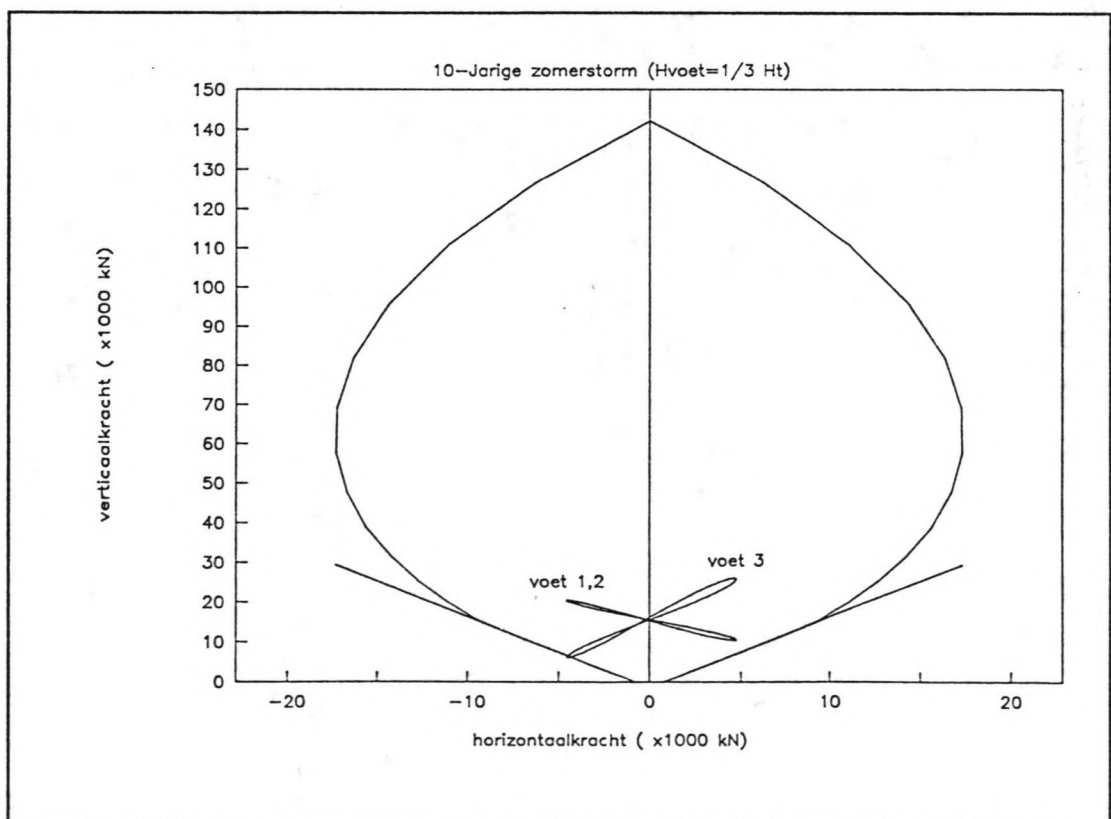
Voor de ontwerpstormconditie is in figuur 12.16 het ontwikkelde draagvlak onder de voet geschetst.



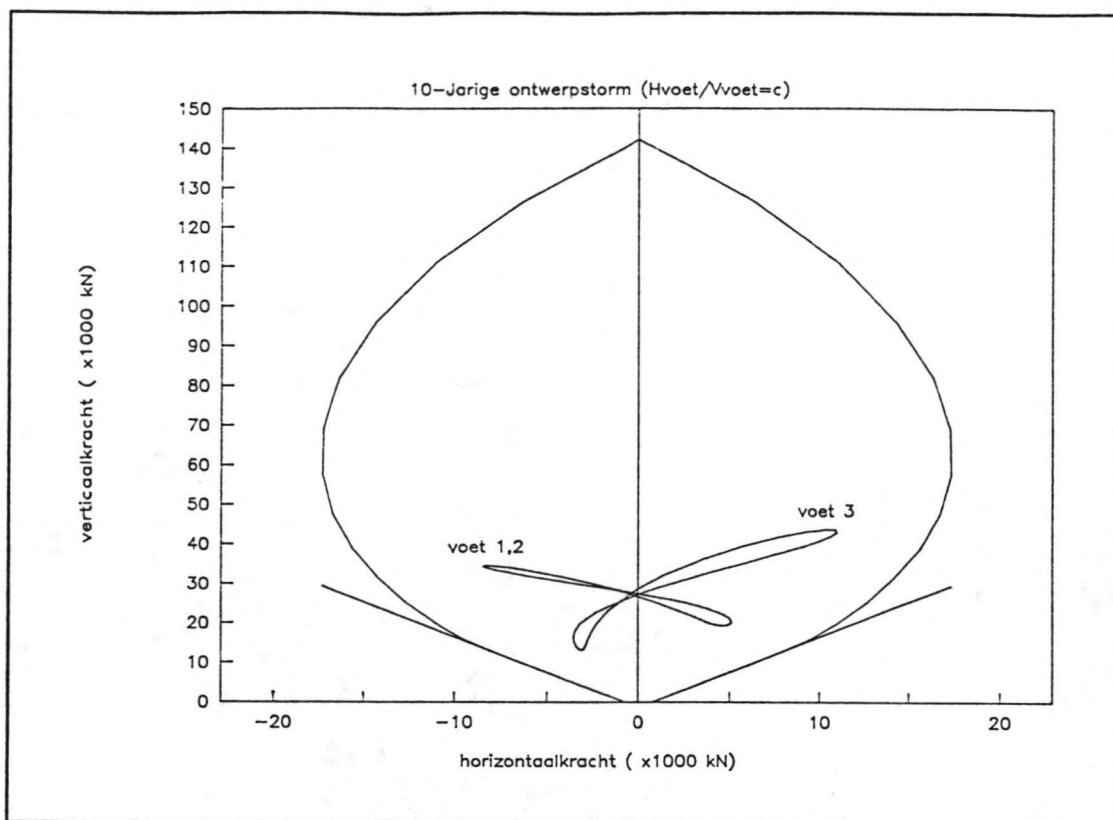
figuur 12.16 Ontwikkeld draagvlak onder funde-
ringsvoet



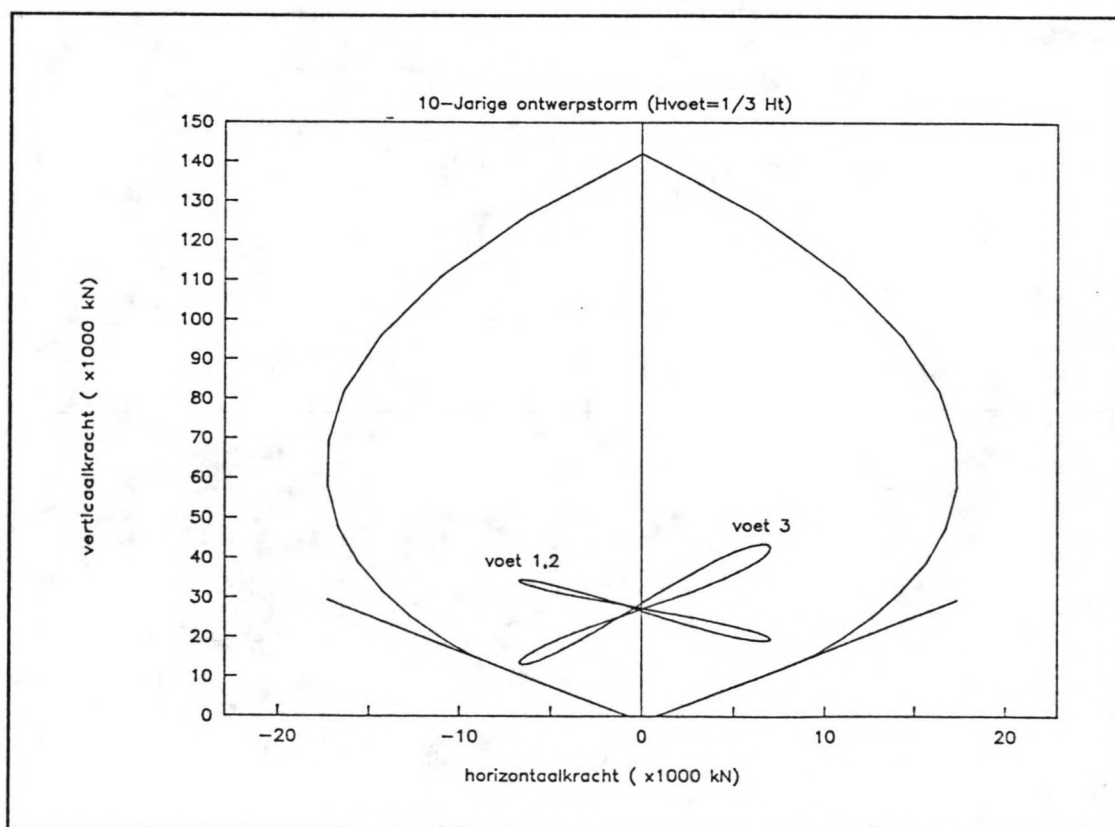
figuur 12.6a Stabiliteit tijdens zomerstorm (a)



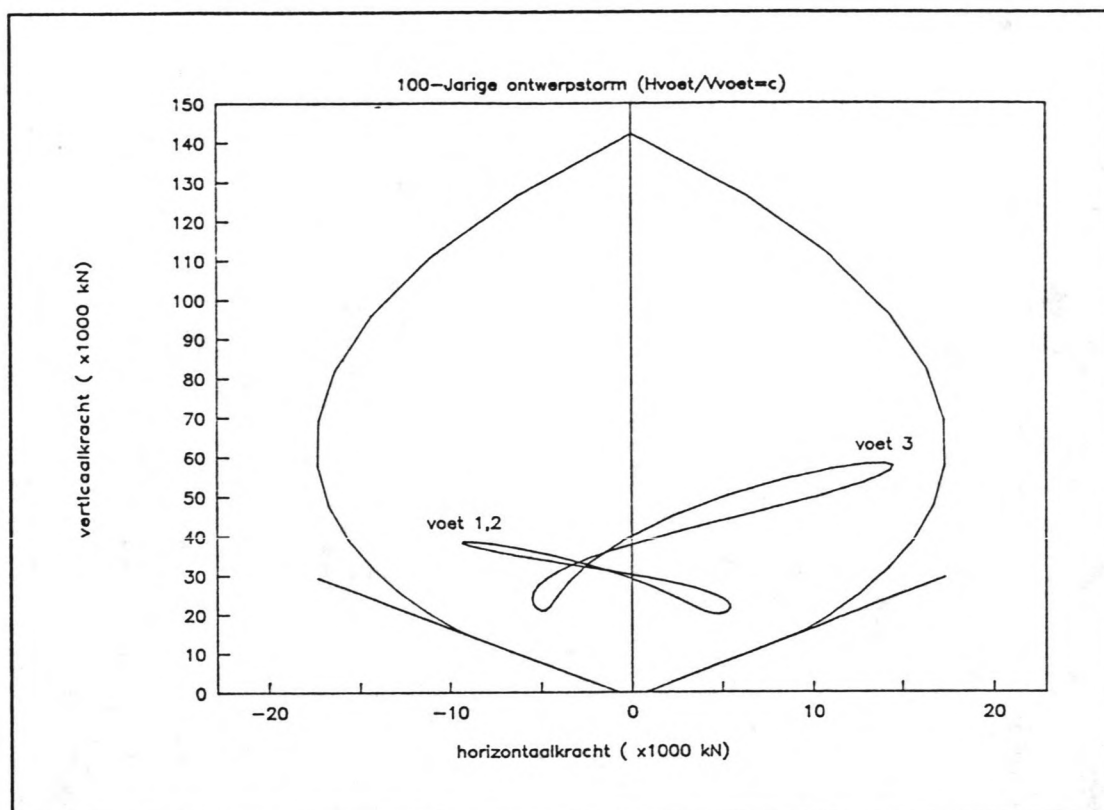
figuur 12.6b Stabiliteit tijdens zomerstorm (b)



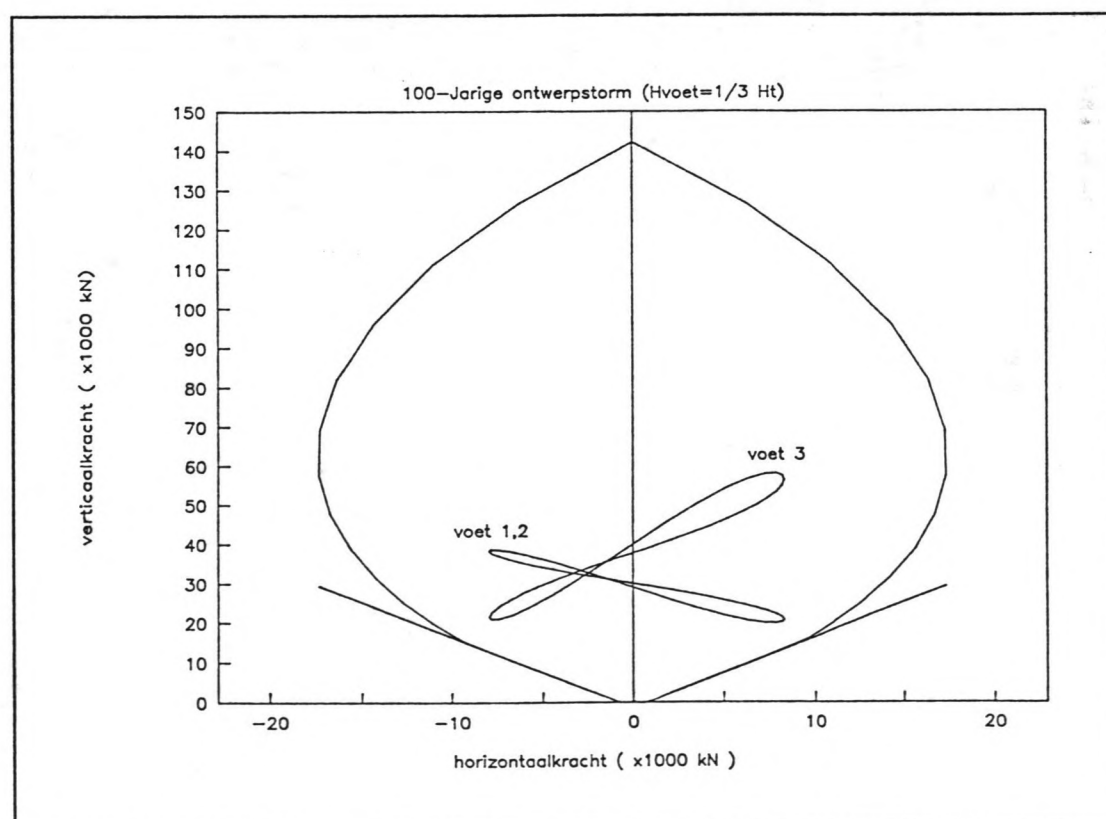
figuur 12.7a Stabiliteit tijdens 10-jarige ontwerpstorm (a)



figuur 12.7b Stabiliteit tijdens 10-jarige ontwerpstorm (b)



figuur 12.8a stabiliteit tijdens 100-jarige ontwerpstorm (a)



figuur 12.8b Stabiliteit tijdens 100-jarige ontwerpstorm (b)

Hoofdstuk 13 DIMENSIONERING VAN DE DRIEPOOT

13.1 Uitgangspunten voor de dimensionering

Om de hoeveelheid wapening en voorspanning kwijt te kunnen wordt de minimum wanddikte op 500 mm gesteld.

Zoals al in deel I is uitgelegd, is de uitwendige diameter van de schacht 9 m. De hoeveelheid voorspanning in de schacht en in de liggers is bepaald aan de hand van eisen uit de VB '74/84 in de gebruiksfase.

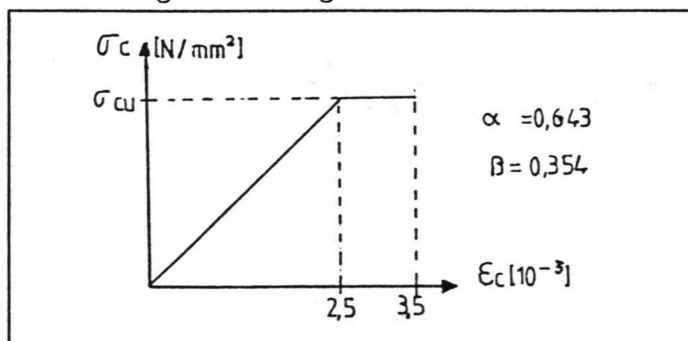
Vervolgens is de constructie met deze hoeveelheid voorspanning gecontroleerd in de bezwijksituatie.

De wapening in de voeten en de dwarskrachtwapening in de liggers is eveneens bepaald vanuit de bezwijksituatie.

Gebruikte materialen

Beton:	betonklasse B55
f'_{ck}	= 55 N/mm ²
f'_{bk}	= 44 N/mm ²
f'_{ckj}	= 46 N/mm ²
f'_b	= 33 N/mm ²
f_b	= 2,3 N/mm ²
f_{bj}	= 2,3 N/mm ²

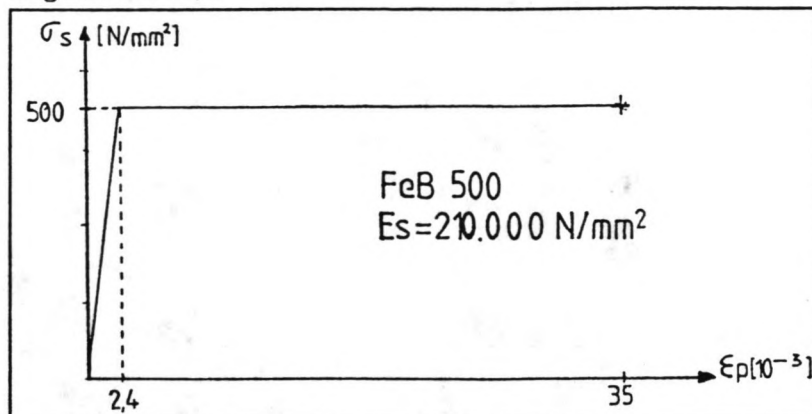
Het in figuur 13.1 getekende σ - ϵ van beton is aangehouden.



figuur 13.1 Het σ - ϵ diagram van beton voor
 $t = \infty$

wapening: FeB 500
 $f_s = 500 \text{ N/mm}^2$

Voor het wapeningsstaal is het volgende σ - ϵ diagram aangehouden (zie figuur 13.2).

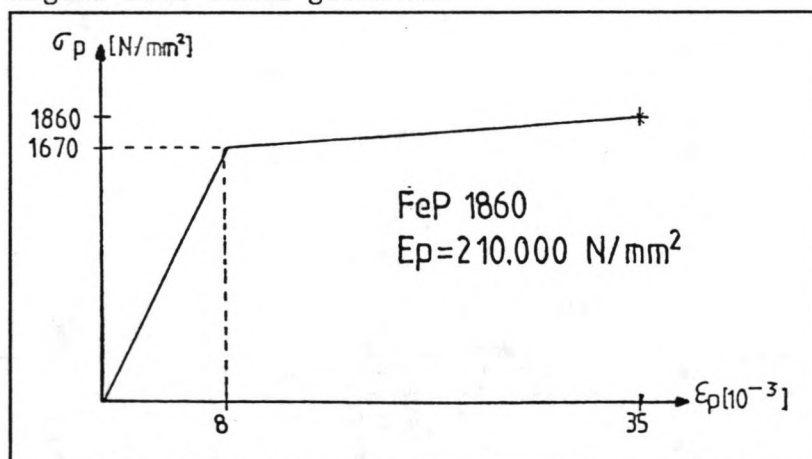


figuur 13.2 σ - ϵ diagram voor wapeningsstaal

Voorspanstaal:

Er is gebruik gemaakt van VSL-voorspankabels
 Voorspankabel 6-22
 $F_{eP} = 1860 \text{ N/mm}^2$

Voor het voorspanstaal is het σ - ϵ diagram aangehouden zoals dat in figuur 13.3 staat getekend.



figuur 13.3 σ - ϵ diagram van het voorspanstaal

Belastingssituaties

Voor de schacht, de koker en de voeten zijn met de volgende belastingssituaties rekening gehouden:

dimensionering schacht

- 10-jarige ontwerpstorm en het dek is nog niet geplaatst

- 100-jarige ontwerpstorm en een zwaar dek met een grote excentriciteit

dimensionering koker

- 100-jarige ontwerpstorm met een zwaar dek met een grote excentriciteit

dimensionering voet

- 100-jarige ontwerpstorm met een zwaar dek met een grote excentriciteit

13.2 Dimensionering schacht

Zoals in paragraaf 13.1 vermeld staat moeten voor de dimensionering van de schacht twee belastingsituaties bekeken worden.

1. 10-jarige ontwerpstorm en het dek is nog niet geplaatst
2. 100-jarige ontwerpstorm en een zwaar dek met een grote excentriciteit

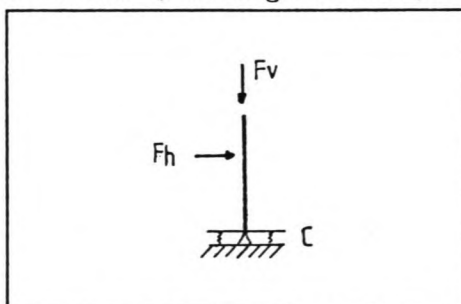
De schacht wordt gedimensioneerd op buiging.

In figuur 13.4 zijn de krachten aangegeven in de drie belastingsituaties.

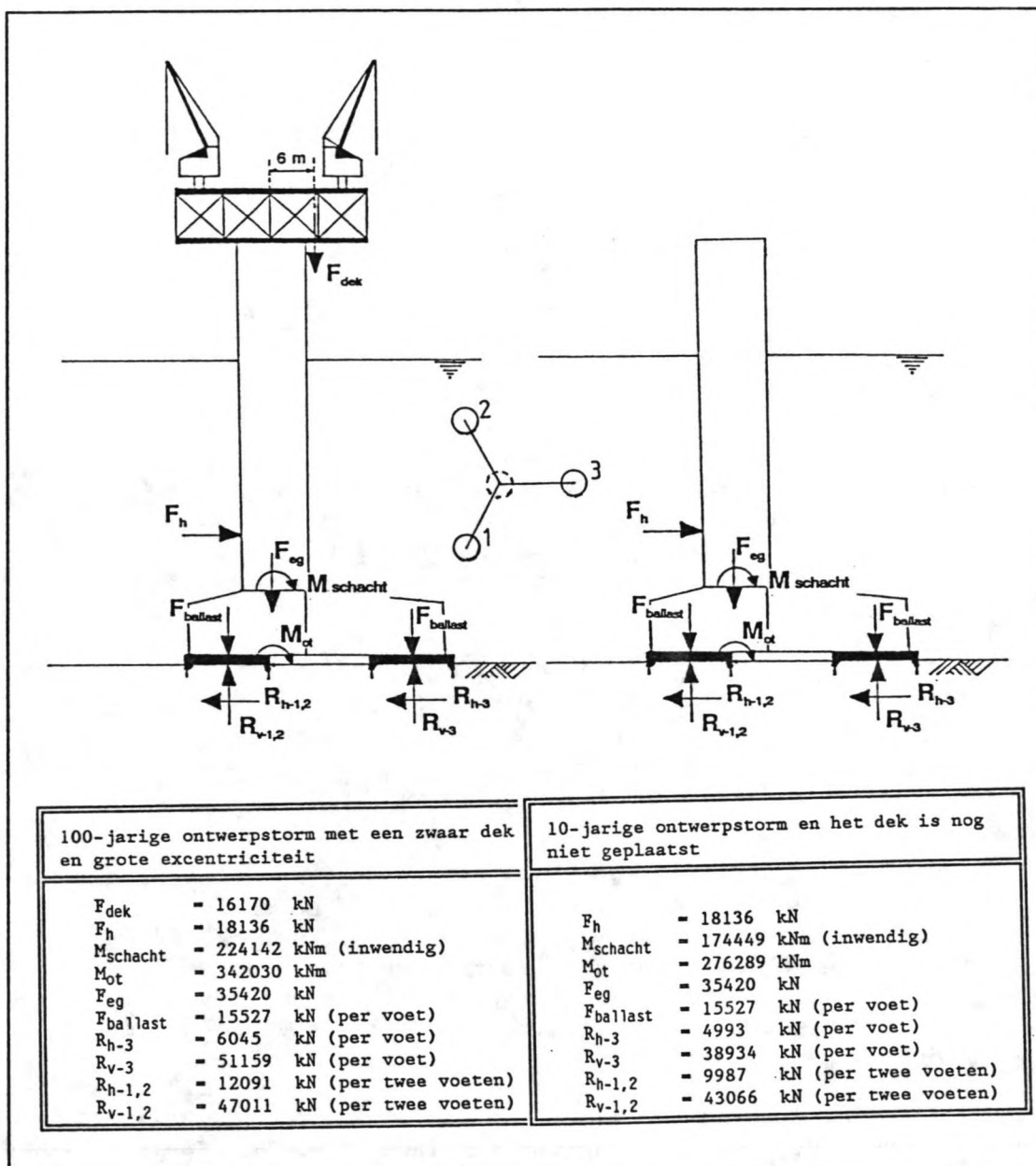
- belastingsituatie 1: $M_{\text{schacht}} = 224142 \text{ kNm}$
- belastingsituatie 2: $M_{\text{schacht}} = 224142 \text{ kNm}$

Aangezien de benodigde hoeveelheid voorspanning aanzienlijk is, wordt de schacht op 60% van het maximale moment voorgespannen. De overige 40% moet door wapening worden opgenomen. Dit is toegestaan omdat de schacht voor het grootste gedeelte van de tijd onder druk blijft staan. Alleen in zeer zware stormcondities en over een relatief korte tijd ontstaat er trek in de schacht. Dit wordt dan door wapening opgenomen.

In bijlage 8 is de hoeveelheid voorspanning bepaald in de gebruiksfase aan de hand van eisen uit de VB '74/84. Vervolgens is met deze hoeveelheid voorspanning de benodigde wapening bepaald in de bezwijksituatie. Daartoe is schacht beschouwd als een verend ingeklemde staaf (zie figuur 13.5).



figuur 13.5 schematisatie schacht



figuur 13.4 Krachten op de constructie

Er moet ook rekening worden gehouden met tweede orde effecten. Het in rekening brengen van tweede orde effecten kan op verschillende manieren. Een manier is een vergrotingsfactor n bepalen:

$$n = \frac{F_E}{F_V} \quad F_E = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

Het wapeningspercentage in de schacht is nog niet bekend, daarom kan ook de buigstijfheid EI van de schacht niet bepaald worden. Daarom is de methode gebruikt beschreven in artikel E-304 van de VB '74/84. Deze methode brengt een toeslag excentriciteit in rekening om het tweede orde effect mee te nemen.

$e_t = (e_0 + e_c) \zeta$

e_t	= totale excentriciteit
e_0	= begin excentriciteit
e_c	= toeslag excentriciteit
ζ	= de coëfficiënt waarmee de invloed van de randvoorwaarde in rekening wordt gebracht

Vervolgens is de cilindervormige schacht geschematiseerd tot een rechthoekige doorsnede die aan vier zijden is gewapend en is met behulp van GTB-tabel 12.7 b de hoeveelheid wapening bepaald. Deze berekeningen zijn in bijlage 8 opgenomen.

In deze bijlage is ook bepaald op welke hoogte de hoeveelheid voorspanning gehalveerd kan worden. Tevens zijn in deze bijlage druk- en trekspanningen in de schacht gecontroleerd als gevolg van een waterstandsverschil tussen binnen- en buitenzijde van de schacht en het verlies aan voorspanning door elastische verkorting van het beton is bepaald. Dit verlies wordt gecompenseerd door de kabels over te spannen.

Voor de ligging van de voorspanning en de wapening in de schacht zie tekening 5 en 6 uit de bijlagen.

De resultaten van de berekeningen in de bijlage:

Voorspanning:	$P_0 = 9,6 \cdot 10^7 \text{ N}$
Voorspankabels:	VSL 6-22 (FeP 1860)
Aantal	18
Wapening:	$\emptyset 25 - 155 \text{ (Feb 500)}$
Beugels:	$\emptyset 16 - 300 \text{ (Feb 500)}$
Halveren voorspanning:	17,6 m vanaf bovenkant schacht
De wapening is dan:	$\emptyset 20 - 250 \text{ (Feb 500)}$
Verlies aan voorspanning:	1,45 % van de totale voorspanning

13.3 Dimensionering ligger

Voor de dimensionering van de liggers is de 100-jarige ontwerpstorm de maatgevende belastingsituatie.

Het volgende krachterspel speelt daarbij een rol (zie figuur 13.6):

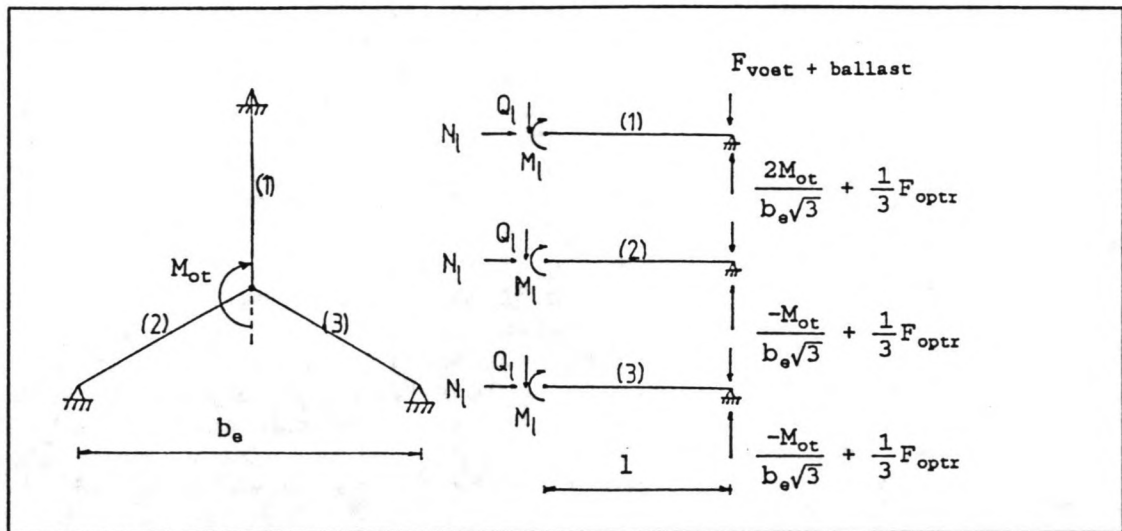
Voor de waarden van de belastingen zie figuur 13.4.

De interne krachten worden dan:

$M_1 = 369.732 \text{ kN}$
 $Q_1 = 30.060 \text{ kN}$
 $N_1 = 6.045 \text{ kN}$

De liggers worden op buiging belast. Om deze vrij hoge momenten op te kunnen nemen wordt voor een kokerprofiel gekozen. De lengte van de koker ligt vast. De verdere afmetingen worden bepaald aan de hand van de hoeveelheid benodigde voorspanning en het voorspanniveau. De dikte van de wanden worden op dwarskracht gedimensioneerd.

In bijlage 9 staat aangegeven hoe de benodigde voorspanning wordt

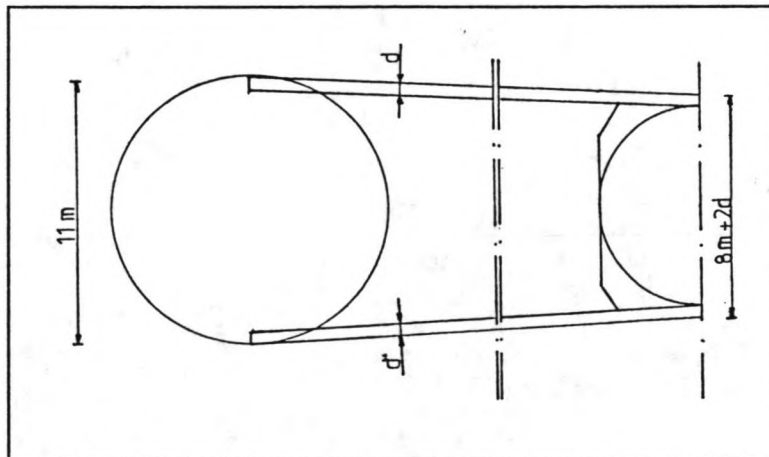


figuur 13.6 Krachten in de liggers

berekend. Er wordt een maximum gesteld aan het voorspanniveau. Wordt de voorspanning te groot, dan kan het beton bezwijken in de drukzone. De voorspankracht neemt ook af als gevolg van de elastische verkorting van het beton. Levert dit problemen dan moeten de afmetingen van de ligger worden aangepast zo dat het weerstandsmoment van de ligger toeneemt.

Tevens wordt een grens gesteld aan de op te nemen dwarskracht door dwarskracht wapening.

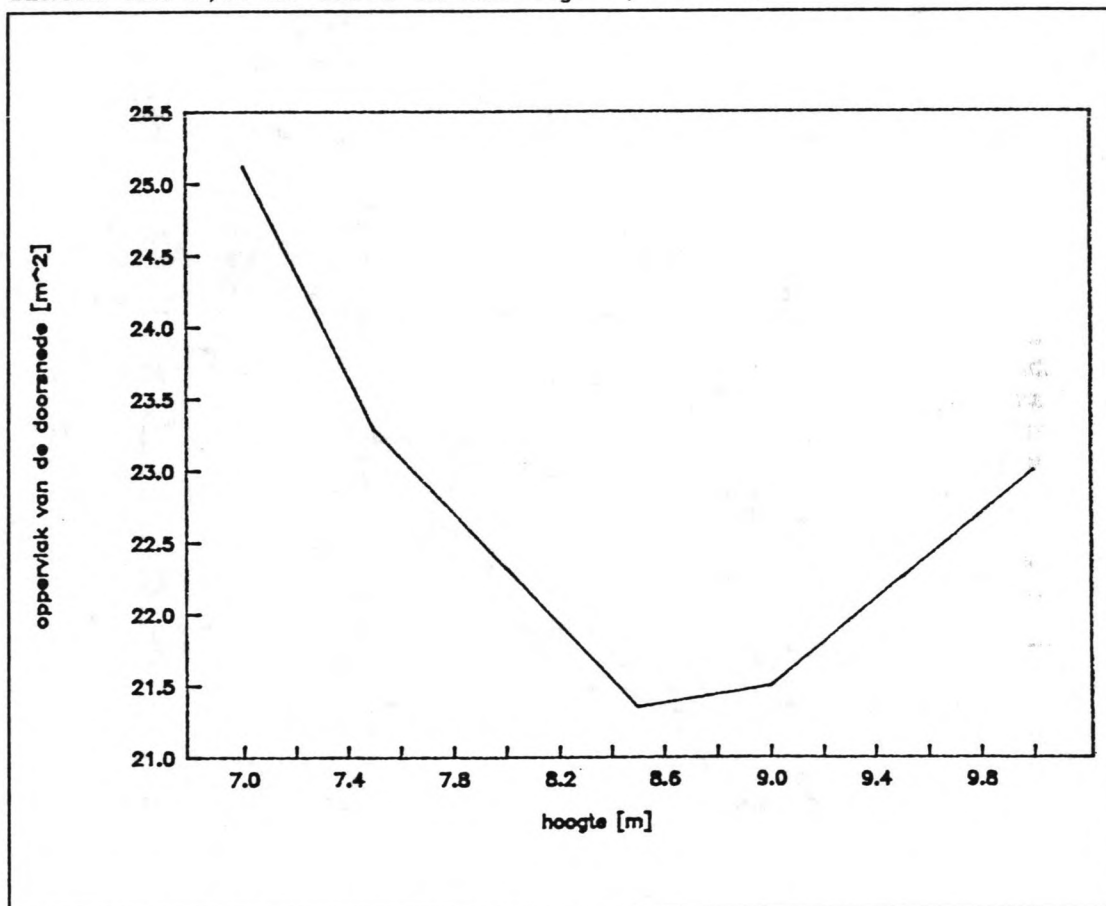
In verband met aansluitingen op de schacht en op de voet kan een minimum en een maximum breedte van de kokerligger worden aangegeven (zie figuur 13.7).



figuur 13.7 Eisen die aan de breedte van het profiel worden gesteld

Het voorspanniveau wordt gesteld op:	$P_{\infty}/A_{\text{koker}} = 10 \text{ N/mm}^2$
Schuifspanning op te nemen	
door dwarskrachtwapening:	$\tau_d - \tau_1 = 5 \text{ N/mm}^2$
Minimum breedte kokerprofiel:	$8 \text{ m} + 2d$
Maximum breedte kokerprofiel:	11 m

Er zijn profielen bepaald die aan deze randvoorwaarden voldoen met verschillende hoogten en oppervlak van de doorsnede. Gekozen wordt voor dat profiel met een minimum oppervlak van de doorsnede (zie figuur 13.8). Dit is een profiel met een hoogte van 8,5 m en wanddikten van 0,75 m. Vloer en dak zijn 0,5 m dik.



figuur 13.8 Bepaling van het kokerprofiel

In bijlage 9 wordt de hoeveelheid voorspanning bepaald aan de hand van eisen uit de VB '74/84 in de gebruikssituatie. De hoeveelheid voorspanning die in de gebruikssituatie is bepaald wordt gecontroleerd door het uiterst opneembare moment M_u te bepalen. In deze bezwijksituatie wordt de veiligheid tegen bezwijken bepaald uit

$$\gamma = \frac{M_u}{M_d}$$

Tevens moet $M_{cr} < 0,9M_u$ gecontroleerd worden.

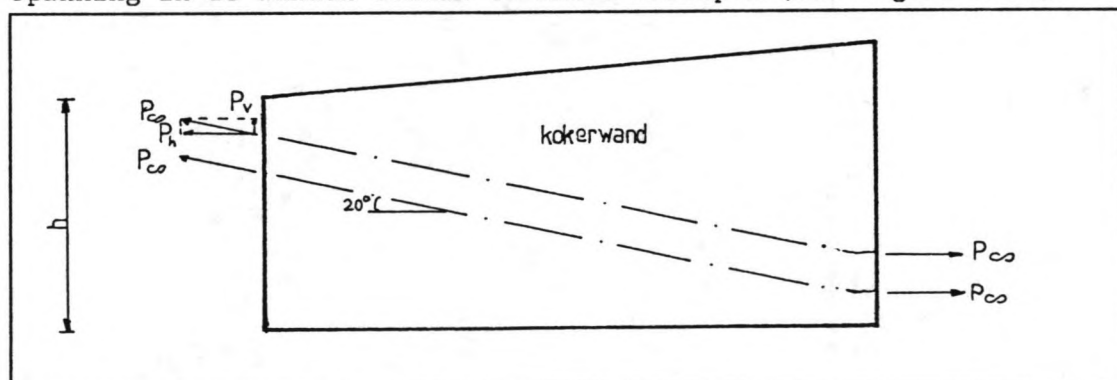
Ook bij voorgespannen liggers moet rekening worden gehouden met het minimum wapeningspercentage.

Deze berekeningen zijn in bijlage 9 uitgevoerd. In deze bijlage zijn ook de hoeveelheid dwarskrachtwapening en de voorspanverliezen als gevolg van elastische verkorting van het beton berekend. Voor de ligging van de voorspanning en wapening in de koker wordt verwezen naar tekening 2, 3 en 4 uit de bijlagen.

Resultaten uit bijlage 9:

Voorspanning:	$P_0 = 2,4 \cdot 10^8 \text{ N}$
Voorspankabels:	VSL 6-22 (FeP 1860)
Aantal	40
Min. wap. %:	
Dwarskracht- wapening:	$\emptyset 25 - 170 \text{ (Feb 500)}$
Verlies aan voorspanning:	2,3 % van de totale voorspanning

Er moet veel dwarskracht wapening worden aangebracht. Om de dwarskracht in de koker te verminderen kan gedacht worden aan de voorspanning in de wanden schuin te laten verlopen (zie figuur 13.9).



figuur 13.9 Schuin verlopende voorspankabels

De verticale component van de voorspankracht verminderd dan de dwarskracht.

$$\tau_d = \frac{Q - P_s \sin \alpha}{2bh}$$

Wanneer er 4 voorspankabels onder een hoek van 20° met de horizontaal worden gelegd dan is er nog aan dwarskrachtwapening nodig:

$\emptyset 16 - 105$

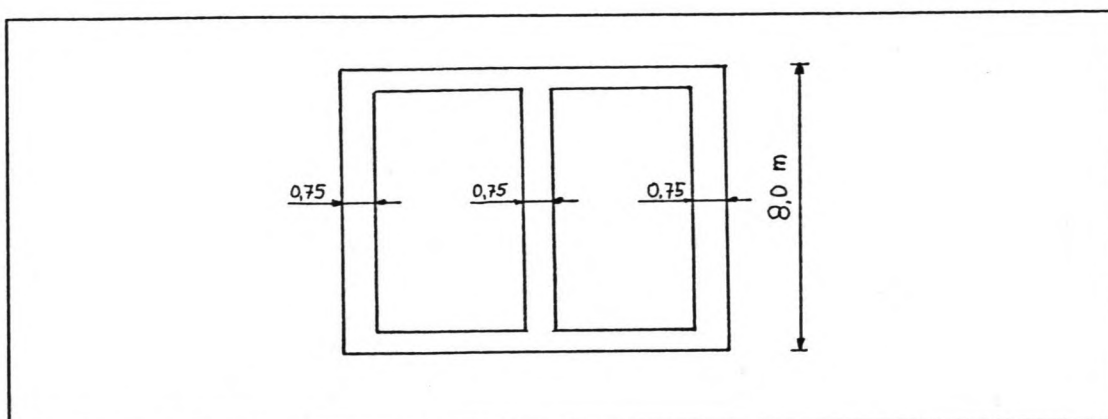
Worden er 6 kabels onder een hoek van 20° met de horizontaal gelegd dan is er nog nodig:

$\emptyset 16 - 140$

Het nadeel van deze methode is dat er weinig ruimte is om de schuinlopende kabels kwijt te kunnen.

Een andere oplossing voor het dwarskrachtprobleem is het in figuur 13.10 getekende profiel toe te passen.

De benodigde dwarskracht wapening is dan $\emptyset 16 - 240$.



figuur 13.10 Andere kokerdoorsnede

Het nadeel van dit profiel is dat er nu meerdere ballastruimten gecreëerd worden. Per ligger moeten nu dus twee ruimten geballast worden. Er moeten dus ook een keer zoveel waterdichte luiken worden aangebracht.

Deze oplossingen zijn gegeven voor het geval de dwarskracht echt voor problemen zorgt. In de verdere uitwerking van de driepoot is uitgegaan van het kokerprofiel zoals dat in figuur 13.8 is bepaald met een beugelwapening van $\emptyset 25 - 170$.

13.4 Dimensionering voet

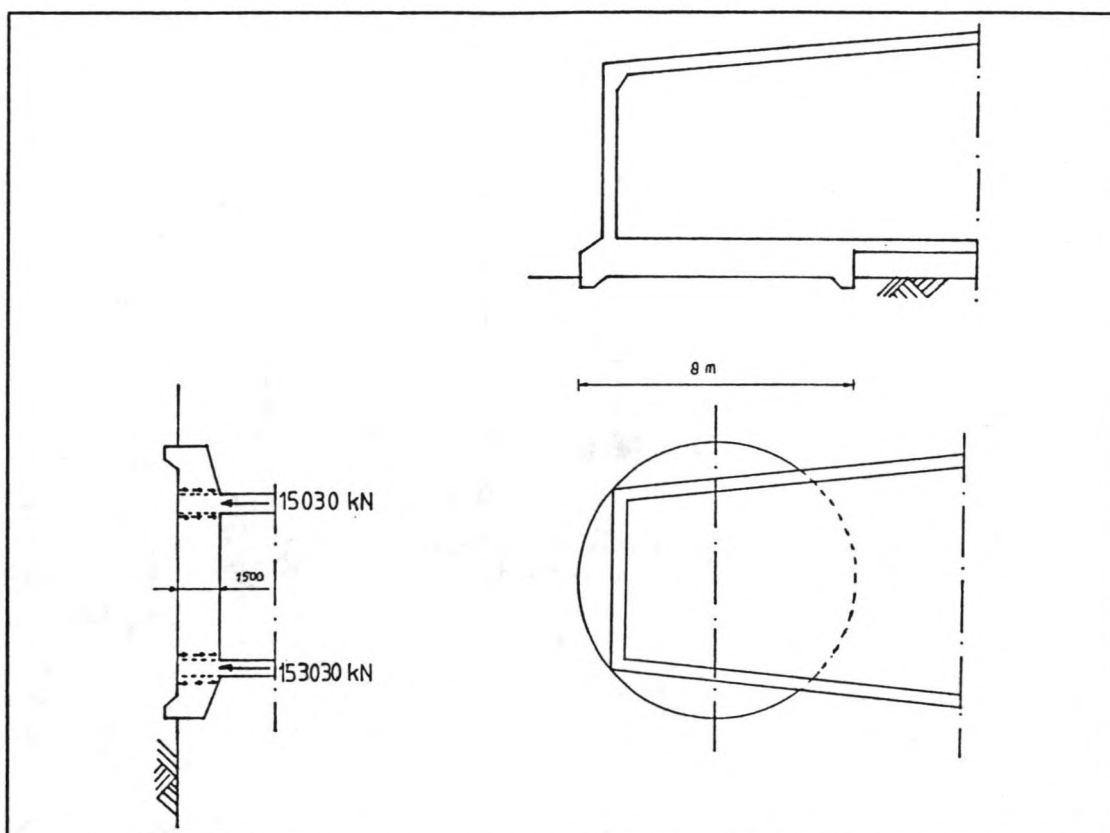
Bij de dimensionering van de voet is ook de 100-jarige ontwerpstorm de maatgevende belastingsituatie. Hoe de krachten uit de koker op de voet worden overgebracht is van belang bij de dimensionering van de voet. De aansluiting tussen vloer en kokerligger is daarom belangrijk (zie figuur 13.11).

De dwarskracht die overgebracht moet worden van de koker in de plaat:

$$\tau_d = \frac{1,7 \times 15030 \times 10^3}{2 \times 8000 \times 1500} = 1,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

Bij een ongelijke bodem kunnen piekspanningen ontstaan. In paragraaf 12.6 is uitgelegd dat oneffenheden door het gewicht van de constructie uitgevlakt worden. Daarin is ook de invloed van ribben en skirts op het uitvlakkingsproces van de bodem bepaald. De dwarskrachten in de voet als gevolg van ongelijke bodem worden bepaald in drie belastingsituaties.



figuur 13.11 Aansluiting van de koker op de voet

- 10-jarige zomerstorm
- 10-jarige ontwerpstorm
- 100-jarige ontwerpstorm

Tevens is gekeken in die situaties wanneer skirts en ribben volledig meedragen en wanneer ze niet meedragen.

Met gegevens uit hoofdstuk 12 volgen de resultaten, aangegeven in tabel 13.1.

In de meeste gevallen voldoet de plaat op dwarskracht. Alleen in het ergste geval wanneer de ribben en skirts niet meedragen in de 100-jarige ontwerpstorm wordt niet voldaan aan het dwarskracht criterium: $\tau_d \leq 0,5 f_b = 1,15 \text{ N/mm}^2$

Er kan gediscussieerd worden over hoeveel de ribben en skirts opnemen, maar ze zullen altijd iets opnemen. Daarom wordt dit verschil geaccepteerd.

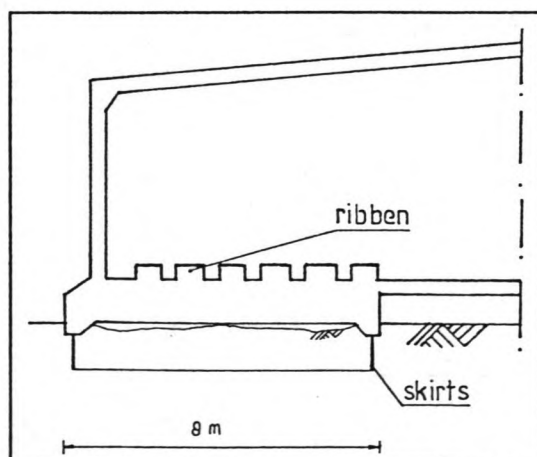
In de situatie tussen het neerzetten van de constructie en het uitvlakken van de bobbel, dus wanneer de bobbel nog niet zijn maximale diameter heeft bereikt, zal de schuifspanning te groot zijn.

Oplossingen om deze situatie te vermijden zijn:

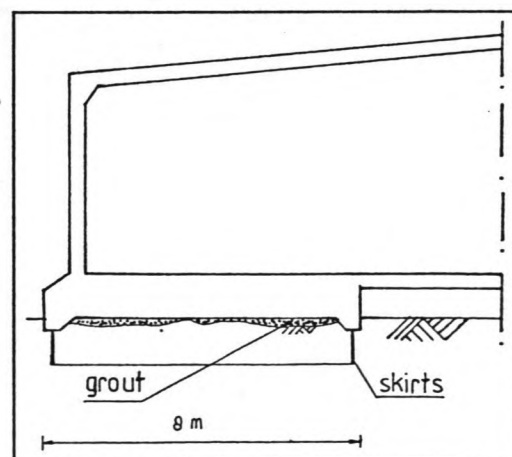
- dwarskrachtwapening toepassen
- de voeten van ribben voorzien (zie figuur 13.12)
- tussen de skirts grouten waardoor de voeten gelijkmatig gaan dragen (zie figuur 13.13)

situatie	oplegre- actie [kN]	draagcap. grond [N/mm ²]	diameter bobbels [m]	τ_d [N/mm ²]	reductie door ballast [N/mm ²]	$\tau_{\text{gered.}}$ [N/mm ²]	τ_1 [N/mm ²]
zomerstorm (ballast in nog niet aangebracht)							
met rib en skirt bijdrage	13538	590,7	5,4	0,53	-	-	1,15
zonder rib en skirt bijdrage	26124	735,4	6,73	0,82	-	-	1,15
10-jarige ontwerpstorm (ballast is aangebracht, dek is nog niet geplaatst)							
met rib en skirt bijdrage	30298	889,3	6,59	0,98	0,25	0,73	1,15
zonder rib en skirt bijdrage	42884	964,8	7,52	1,21	0,28	0,93	1,15
100-jarige ontwerpstorm (ballast is aangebracht, dek is geplaatst)							
met rib en skirt bijdrage	44984	990,5	7,6	1,26	0,29	0,97	1,15
zonder rib en skirt bijdrage	57570	1075,4	8,26	1,48	0,31	1,17	1,15

tabel 13.1 Dwarskrachten in de voet als gevolg van piekbelastingen



figuur 13.12 Ribben op de voet



figuur 13.13 Grouten onder de voet

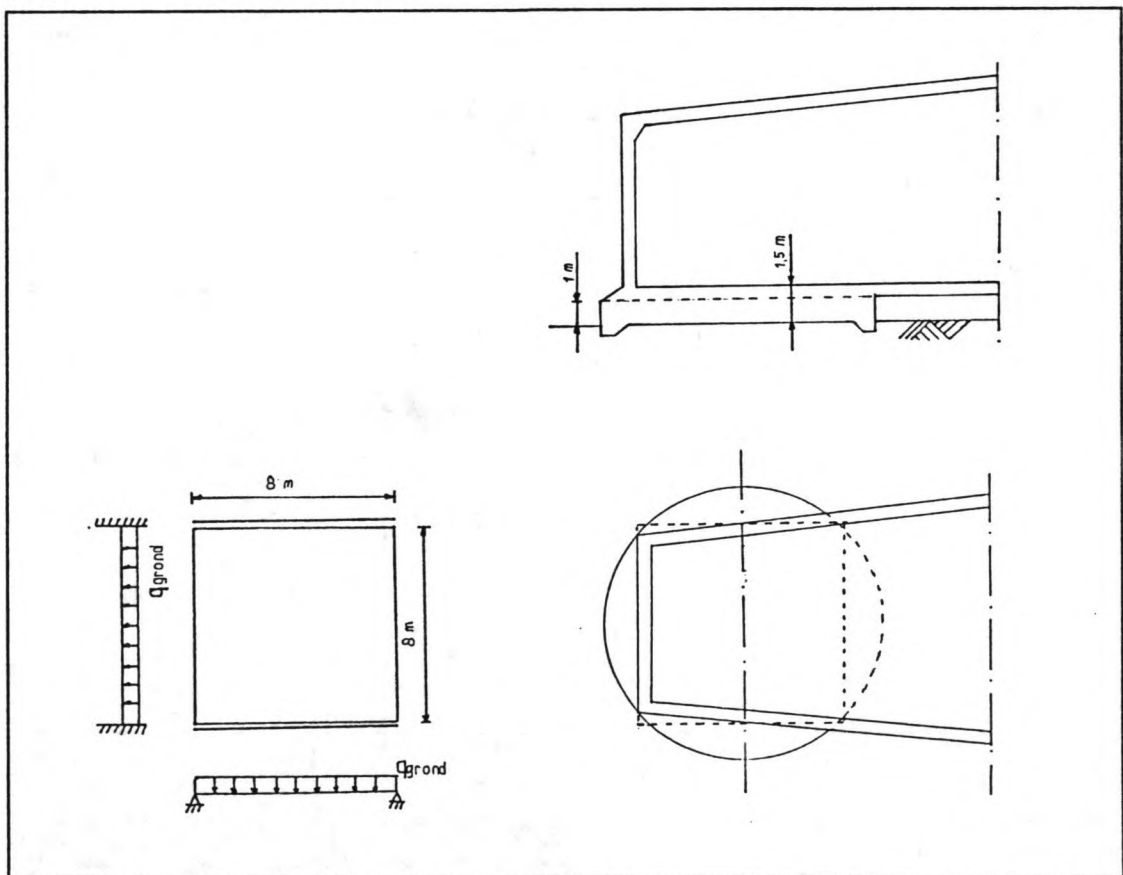
Welke oplossing wordt toegepast hangt af van de kosten van de verschillende oplossingen. Daartoe moeten de afmetingen van de ribben bepaald worden. De kosten van het grouten zitten hoofdzakelijk in het transport naar de

locatie en het aanbrengen van de grout en niet zozeer in de hoeveelheid grout. Dwarskrachtwapening wordt liever niet toegepast in een plaat. De plek van de piekspanningen is van te voren niet vast te stellen zodat de hele plaat op de maximale dwarskracht gewapend moet worden.

Maar omdat de afmetingen van de voeten beperkt zijn kan dwarskrachtwapening aanbrengen goedkoper zijn dan grouten of het aanbrengen van extra ribben.

Welke oplossing gekozen wordt is in deze ontwerpfase niet uitgewerkt.

Omdat het kokerprofiel aan de buitenrand van de voet zijn krachten overdraagt zijn er trekspanningen te verwachten boven in de plaat. Om de momenten in de voet te bepalen als gevolg van deze situatie is de schematisatie aangehouden zoals in zie figuur 13.14 is weergegeven.



figuur 13.14 Schematisatie voet

Het gedeelte van de voet van 1,5 m dikte is het stijfste en zal het grootste deel van de krachten opnemen. De voet wordt daarom geschematiseerd tot een vierkante plaat van 1,5 m dik. De grondreactie wordt als belasting gezien en de wanden van de koker als opleggingen. De wanden van de koker in lengte richting, kunnen gezien worden als inklemmingen. De kopse kanten van de koker zijn iets minder stijf en worden daarom tot een scharnierende oplegging geschematiseerd.

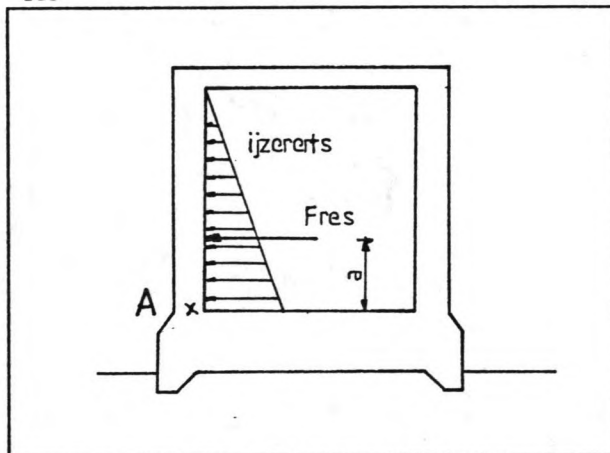
Aan de hand van deze schematisatie zijn de momenten in de voet bepaald met behulp van tabellen uit de GTB '74/84 paragraaf 14 plaattype I-7. In bijlage 10 is de hoeveelheid wapening die nodig is om de buigende momenten op te kunnen nemen, bepaald.

Wanneer de momenten in de voeten op deze manier worden bepaald, worden de momenten uit de wanden van de koker niet meegenomen. Hieronder wordt een andere schematisatie van de voet uitgelegd die wel rekening houdt met de momenten uit de wanden van de koker. De wapening is echter niet op deze manier bepaald. Een terugkoppeling heeft niet plaats gevonden.

Het moment aan de rand van de voet als gevolg van het moment uit de wanden van de kolom kan bepaald worden uit (zie figuur 13.15):

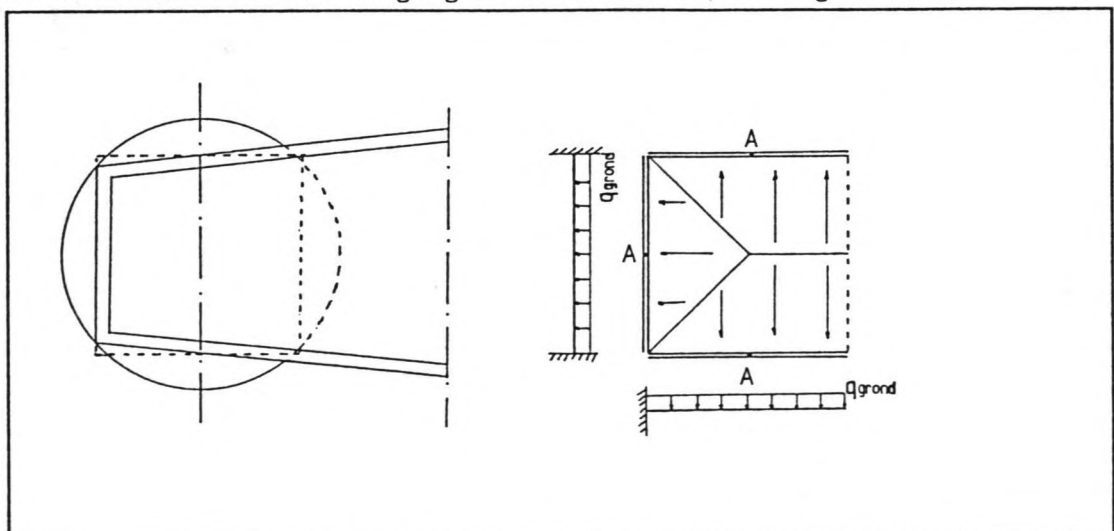
$$M_a = F_{res} \times a$$

F_{res} = resulterende kracht van het ijzererts tegen de wand.



figuur 13.15 Moment uit de kokerwand op de voet

De voet wordt nu als volgt geschematiseerd (zie figuur 13.16):



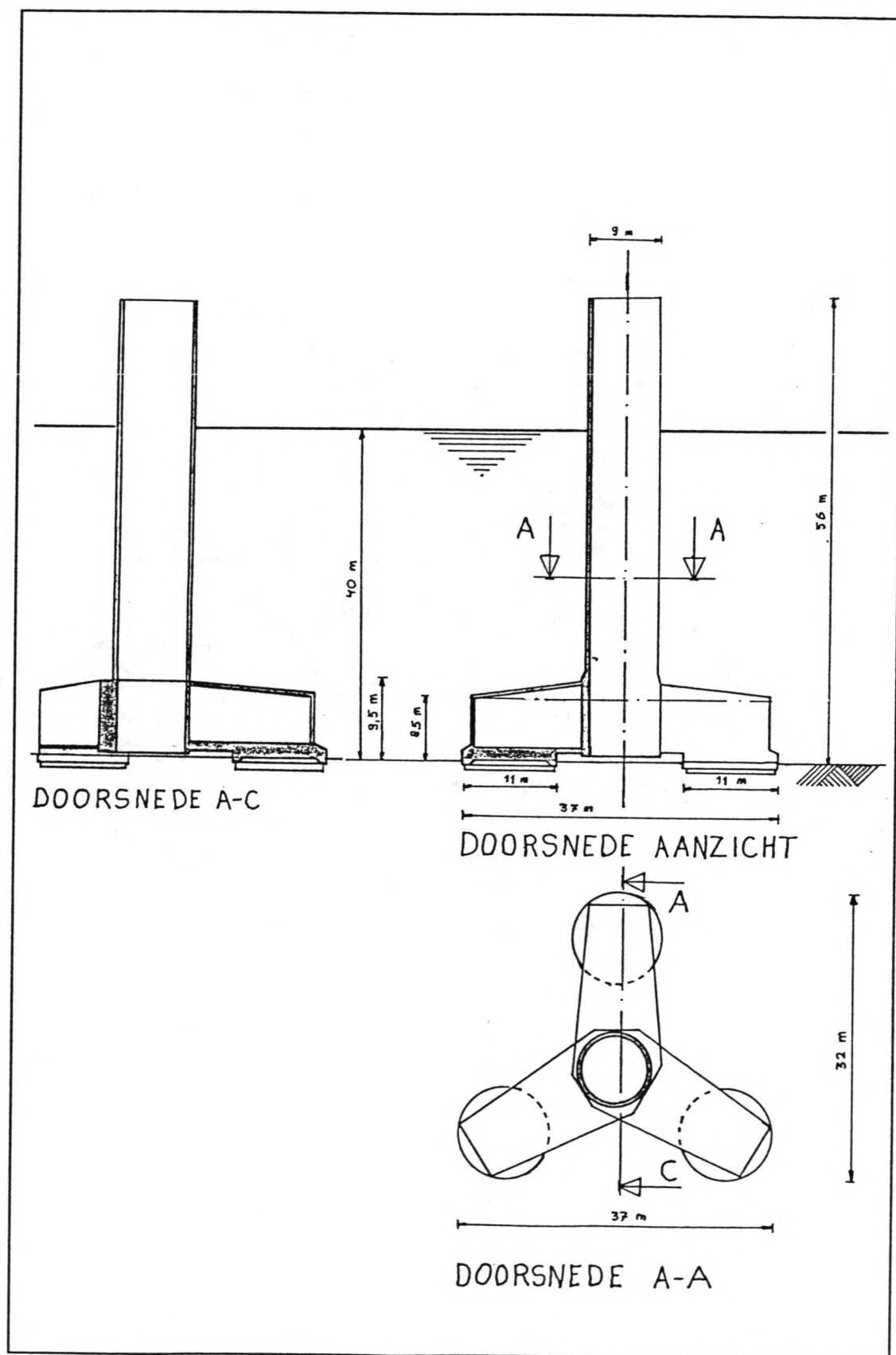
figuur 13.16 Andere schematisatie van de voet

Aan de randen van de voet treedt een moment M_A op die uit de kokerwand komt: $M_A = F_{res} \times a$.

De momenten in de voet met deze schematisatie kunnen bepaald worden met behulp van de tabellen uit de GTB '74/'84 paragraaf 14 plaattype II-4.

Ook kan met behulp van de strokenmethode de momenten bepaald worden (de wringende momenten worden verwaarloosd) aan de hand van de getekende belastingsafdracht. De op deze manier berekende momenten moeten overeen komen met moment M_A . Dit zal echter meestal niet het geval zijn. Als eerste benadering wordt als inklemmingsmoment aangenomen het gemiddelde van het berekende moment uit de voet en M_A .

Zoals eerder is gezegd is deze schematisatie niet uitgewerkt. De wapening is bepaald aan de hand van de eerst schematisatie. De benodigde hoeveelheid wapening is in bijlage 10 bepaald. In tekening 7 uit de bijlagen is een wapeningstekening van de voet weergegeven.



figuur 13.17 Driepootconstructie

Hoofdstuk 14 **UITVOERINGSASPECTEN VAN DE BOUW**

Nu de afmetingen en de materiaalhoeveelheden (beton, voorspanning en wapening) bekend zijn, kan een prijs worden opgesteld voor de constructie. Er wordt met de volgende kosten gerekend:

Voorspanstaal (VSL 6-22):

f 57,-	per meter kabel	(materiaal, transport en plaatsen omhullingsbuis)
f 1620,-	per kabel	(2 verankeringen, spanapparatuur, spannen)

Wapeningsstaal (Feb 500):

f 1,50	per kg	(verwerkt)
--------	--------	------------

Grindbeton (B55):

f 150,-	per m ³	(verwerkt)
---------	--------------------	------------

Bekistingen:

traditionele bekisting:	f 50,- per m ²
benodigde manuren:	1,5 per m ²
kosten traditionele kist per m ² :	f 50,- + 1,5 × f 50,-

klimbekisting:	f 500,- (kist van 3,5 m hoog)
benodigde manuren:	1 per m ² :
kosten klimkist per m ² :	f 500,- × 7/2h + 1 × f 50,-



**VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE**
Afd. Civiele Techniek
IH Delft

glijbekisting:	f1. 4000,-	(2-zijdige kist van 1 m hoog)
benodigde manuren:	0,15 per m ²	
kosten glijkist per m ² :	f 4000,-/2h + 0,15 x f 50,-	
omzetten bekisting:	f1. 1000,- per m ¹	
1 week extra bouwtijd		

Overig:

Kosten van een manuur:	f 50,-
Vaste kosten:	f 500.000,-
organisatiekosten:	f 30.000,- per week
In te storten delen:	
15 kg/m ³ beton	f1. 6,- per kg
Skirts	f1. 6,- per kg
Grindbed	f1. 50.000,-

Onder vaste kosten worden verstaan:

- rente en afschrijving
- verzekering
- beheerskosten
- onderhoud
- keuringen

Onder organisatiekosten wordt verstaan:

- onderhoud werkterrein
- aan- en afvoer materieel
- algemene kosten hoofdgebouw

In de vaste kosten en organisatiekosten zijn de kosten van de bouwplaats, materieel benodigd voor transport en installatie niet opgenomen. Hierin zijn slechts de pure kosten verwerkt die nodig zijn voor het bouwen.

Kosten voor bouwplaats, transport en installatie worden behandeld in hoofdstuk 15.

In tabel 14.1 zijn materiaalhoeveelheden aangegeven per onderdeel van de constructie om prijzen te bepalen voor de uitvoering:

onderdeel	materiaalhoeveelheden	
1 voet	bekisting	130 m ²
	wapening	16850 kg
	beton	285 m ³
1 koker	bekisting	836 m ²
	wapening	27180 kg
	voorspanning	273 m
	beton	314 m ³
koker-schacht verbinding	bekisting	528 m ²
	wapening	7500 kg
	hoogte	9 m
	beton	400 m ³
schacht	bekisting	2485 m ²
	wapening	96144 kg
	lengte	46,5 m
	voorspanning	819 m
	beton	620 m ³

tabel 14.1 Materiaalhoeveelheden

Verticaal bouwen

Klim- en glijkisten worden gebruikt voor het verticaal bouwen. De verticale delen in de constructie zijn de koker-schacht verbinding en de schacht.

Investeren in deze kisten wordt pas interessant wanneer de hoogte groot is.

Vergelijking tussen een klimkist, glijkist en een traditionele kist op basis van boven staande prijzen en hoeveelheden:

Klimkist:

$$(f 500,- \times \frac{7}{2 \times 9} + 1 \times f 50,-) \times 528 = f 128.835,-$$

Klimmen gebeurt in een weekcyclus waarbij men dus 3,5 m per week vordert.

Bouwtijd: $\frac{9}{3,5} = 2,5$ week

Glijden:

$$(\frac{f 4000,-}{2 \times 9} + 0,15 \times f 50,-) \times 528 = f 121.295,-$$

glijsnelheid: 4 m per dag

voorbereiden glijden (kist neerzetten en stellen): 1 week

Bouwtijd: $\frac{9}{4 \times 7} + 1 = 1,5$ week

Traditionele bekisting:

$$(f 50,- + 1,5 \times f 50,-) \times 528 = f 66.000,-$$

Voor het bekisten wordt gerekend:	10	dagen
Voor het wapenen:	4	dagen
Voor het storten:	0,5	dag
Totaal:	14,5	dagen (=3 weken)

Samenvattend voor het bouwen van de koker-schacht verbinding:

Klimmen: $2,5 \times f 30.000,- + f 128.835,- = f 203.835,-$

Glijden: $1,5 \times f 30.000,- + f 121.295,- = f 166.295,-$

Traditioneel: $3 \times f 30.000,- + f 66.000,- = f 156.000,-$

De investeringen van de duurdere bekistingen verdienen zich niet terug bij kleine hoogten.

Voor de schacht is dat anders. Hoogte schacht: 46,5 m.

Klimmen:

$$(f 500,- \times \frac{7}{2 \times 46,5} + 1 \times f 50,-) \times 2484 = f 217.684,-$$

weekcyclus: 3,5 m per week.

$$\text{Bouwtijd: } \frac{46,5}{3,5} = 13,5 \text{ week}$$

Glijden:

$$\left(\frac{f 4000,-}{2 \times 46,5} + 0,15 \times f 50,- \right) \times 2484 = f 125.470,-$$

Glijdsnelheid: 4 m per dag

Voorbereiden glijden: 1 week

$$\text{Bouwtijd: } \frac{46,5}{4 \times 7} + 1 = 3 \text{ weken}$$

Samenvattend voor het bouwen van de schacht:

Klimmen: $13,5 \times f 30.000,- + f 217.684,- = f 622.684,-$

Glijden: $3 \times f 30.000,- + f 125.470,- = f 215.470,-$

Glijden voor de schacht verdient dus de voorkeur.

Horizontaal bouwen

Wat voor de koker-schacht verbinding geldt, geldt ook voor de kokers. Speciale tunnelbekistingen verdienen zich niet terug bij koker lengten van 15,9 m.

Daarom wordt de koker, evenals de koker-schachtverbinding, traditioneel bekist. Wel is bekeken of omzetten van de traditionele kist naar de andere kokers zinvol is. Eén koker wordt in zijn geheel bekist en deze kist wordt vervolgens omgezet naar de andere kokers.

De bekisting moet dan 2x worden omgezet.

Eén koker bekisten en 2x omzetten:

Het kost een week om de bekisting om te zetten. Tevens moet rekening gehouden worden met het feit dat de tweede en derde koker pas gewapend kunnen worden als de bekisting is omgezet. De totale bouwtijd van de drie kokers is langer dan wanneer de drie kokers tegelijk worden gebouwd.

Het wapenen van de koker kost 3 weken. Met het omzetten is men dus $2 \times (3+1) = 8$ weken langer bezig.

De goedkopere bekisting moet opwegen tegen de langere bouwtijd:

$$1 \times (f 50,- + 1,5 \times f 50,-) \times 836 + 2 \times (15,9 \times f 1.000 + 4 \times f 30.000,-) = f 376.300,-$$

Drie kokers tegelijk bekisten:

$$3 \times (f 50,- + 1,5 \times f 50,-) \times 836 = f 313.500,-$$

De goedkopere bekisting weegt dus niet op tegen de langere bouwtijd. Op grond van bovenstaande redenering wordt ervoor gekozen de drie kokers tegelijkertijd te bekisten.

De constructie wordt gebouwd zoals in figuur 14.1 is aangegeven.

De horizontale voorspankabels die in de kokers zitten worden aan het eind van elke kokerligger afgespannen. Dit levert verder geen problemen.

De voorspanning in de schacht wordt als volgt geplaatst:

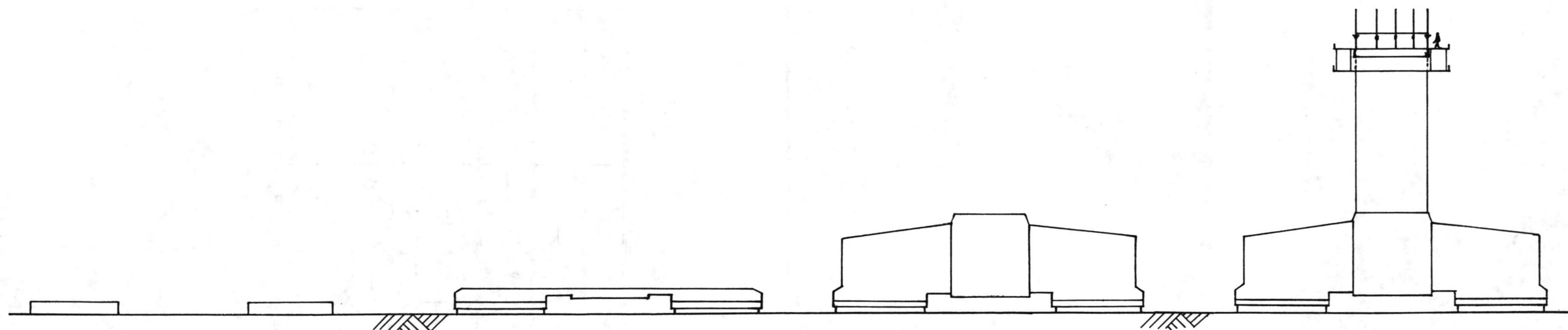
Tijdens het glijden worden elke keer omhullingsbuizen van ± 3 m aaneelkaar gekoppeld. Wanneer de schacht op hoogte is wordt er een voorspankabel van 46,5 m door deze buizen geschoten. Aan de onderkant van de schacht worden deze kabels afgespannen.

Voor een gedetailleerde uitwerking van de uitvoering van de bouw van de constructie wordt verwezen naar een tijdwerkschema in hoofdstuk 16 en naar de technische tekeningen 1 tot en met 7 in de bijlagen.

Met bovenstaande uitvoeringswijze, materiaalhoeveelheden, prijzen en een bouwtijd van 7 maanden (= 30 weken) wordt de prijs van de bouw van de driepoot exclusief transport en installatie (zie hiervoor hoofdstuk 15 paragraaf 4):

Materiaalkosten en arbeidskosten:

Voorspanstaal:			
totale lengte kabels	3327 m	f	189.639,-
aantal verankeringsselementen	204	f	165.240,-
Wapeningsstaal:	260.079 kg	f	390.120,-
Beton:	2.225 m ³	f	333.750,-
Bekistingen:			
traditionele bekisting	3.216 m ²	f	402.000,-
glijkist	2.484 m ²	f	125.470,-
Grindbed:		f	50.000,-
Skirts:		f	237.000,-
In te storten delen:		f	200.250,-
Subtotaal materiaalkosten en arbeidskosten:			f 2.093.470, +
(f 940,-/m ³ beton)			
Vaste kosten:			
		f	500.000,-
Organisatie kosten:			
		f	900.000,-
Totaal:		f	3.493.469,-



Het neerzetten van de skirts

Het bouwen van de voeten
en de kokervloer

Het bouwen van de koker-schachtverbinding
en van de wanden en het dak van de koker

Het glijden van de schacht

	Bouwplaats	Vorbereiding transport			Transport	Installatie
1a	kade	schuiven of tillen op ponton			ponton	tillen met SSCV
1b	ponton	-				
2a	kade	schuiven of tillen op afzinkponton			afzinkponton	gedeeltelijk afzinken van ponton en tillen met Taklifts
2b	afzinkponton	-				
3a	kade	in water tillen	oppakken met speciaal materieel		speciaal materieel	speciaal materieel
3b		met 'lift' te water laten				
3c	scheepdok	oppakken met speciaal materieel				
4a	kade	additioneel drijfvermogen aanbrengen en in het water tillen			zelfdrijvend met additioneel drijfvermogen	afzinken
4b		additioneel drijfvermogen aanbrengen en met 'lift' te water laten				
4c	scheepdok	additioneel drijfvermogen aanbrengen				

tabel 15.1 Alternatieven voor bouwplaats en transport- en installatiewijze

Hoofdstuk 15 BOUWPLAATS, TRANSPORT- EN INSTALLATIEWIJZE

15.1 Inleiding

In hoofdstuk 4 is beschreven hoe de bouw, het transport en de installatie van een offshore constructie in algemene zin verlopen. De te onderscheiden fasen zijn:

- bouwplaats
- voorbereiding op transport
- transport
- installatie

In dit hoofdstuk worden voor de driepoot alternatieven opgesteld met betrekking tot bovengenoemde fasen. Van de verschillende alternatieven is de haalbaarheid bekeken en een raming van de kosten gemaakt.

Een belangrijk aspect is de seriematige produktie van de driepoot. Ten eerste kunnen de afmetingen van andere constructies (voor andere omgevingscondities) veranderen. Hiermee moet bij de eventuele fabricage van speciale hulpconstructies rekening worden gehouden. Deze zullen zodanig flexibel moeten zijn, dat zij voor alle constructies bruikbaar zijn.

Ten tweede kan het seriematige aspect het fabriceren van speciale hulpconstructies aantrekkelijk maken. De kosten kunnen dan over een aantal constructies gespreid worden.

15.2 Alternatieven

Voor elke, in de inleiding genoemde, fase is een aantal varianten denkbaar. Combinatie van alle varianten geeft een zeer groot aantal alternatieven voor de transport- en installatiewijze. Bovendien is een groot aantal alternatieven onzinnig. Keuze voor een bepaalde variant beïnvloedt namelijk de mogelijkheden in de overige fasen. Bijvoorbeeld: de keuze voor transport op een ponton sluit het gebruik van een scheepsdok uit; dit is geen logische combinatie van varianten.

Daarom is ervoor gekozen de transportfase als uitgangspunt te nemen. Per transportalternatief zijn vervolgens varianten voor de andere

fasen gegenereerd. Tabel 15.1 geeft in korte bewoordingen een overzicht van de beschouwde alternatieven. Figuren 15.1a en 15.1b geven duidelijker aan wat de verschillende alternatieven precies inhouden. De verschillende varianten worden hierna per fase kort toegelicht.

Bouwplaats

De eisen die aan verschillende bouwplaatsen worden gesteld, worden bepaald door de andere onderdelen van de operatie:

- **kade**; De benodigde diepgang langs de kade hangt af van de transportwijze.
- **ponton of afzinkponton**; Deze moet aan een steiger of kade worden afgemeerd. De omvang van het bouwterrein is beperkt. De opslag van het bouw materiaal kan op de kade plaatsvinden. Na het gereedkomen kan de constructie meteen vervoerd worden naar locatie.
- **scheepsdok**; Alleen te overwegen bij zelfdrijvend transport of bij het gebruik van een speciale hulpconstructie. In het tweede geval moet de diepgang van het dok vrij groot zijn (± 12 m) om de hulpconstructie over de driepoot heen te kunnen laten varen.

Voorbereiding op transport

Afhankelijk van de bouwplaats en de transportmethode zijn er voorbereidingen nodig om de constructie na het gereedkomen te kunnen transporteren:

- **schuiven**; Er zijn gespecialiseerde bedrijven voor dit soort operaties. Deze maken van verschillende systemen gebruik (treinlorry's, vjzelsystemen enz.). Voor sommige systemen moeten er voor de bouw reeds voorzieningen worden getroffen, andere worden later aangebracht.
- **plaatsen op ponton met SSCV**; De diepgang voor de kade moet groot genoeg (ongeveer 18 m) zijn om de SSCV tot aan de kade te kunnen laten naderen.
- **liftconstructie** (figuur 15.2); Dit is een speciale constructie die voor een kadeterrein wordt gebouwd, waarmee de driepoot op de bodem van de haven kan worden gezet. Het ligt voor de hand de driepoot dan ook op deze constructie te bouwen zodat een horizontale verplaatsing van kade op lift niet meer nodig is. Na de tewaterlating kan de constructie drijvend worden vervoerd of met speciaal materieel worden opgepakt.

Transport

Het transport van de driepoot kan op de volgende manieren plaatsvinden:

- **op een ponton**
- **op een afzinkponton**; Dit is een ponton die gedeeltelijk onder water kan zakken door de ruimen te vullen met ballastwater.
- **met speciaal materieel** (figuur 15.3); Deze constructie bestaat uit een drijflichaam met daarop lieren waarmee hij de driepoot kan oppakken. Daartoe moet hij over de driepoot heen kunnen varen. Vervolgens wordt hij met behulp van sleepboten naar locatie gevaren. Installatie gebeurt ook met behulp van de lieren.

BOUW

TRANSPORT

INSTALLATIE

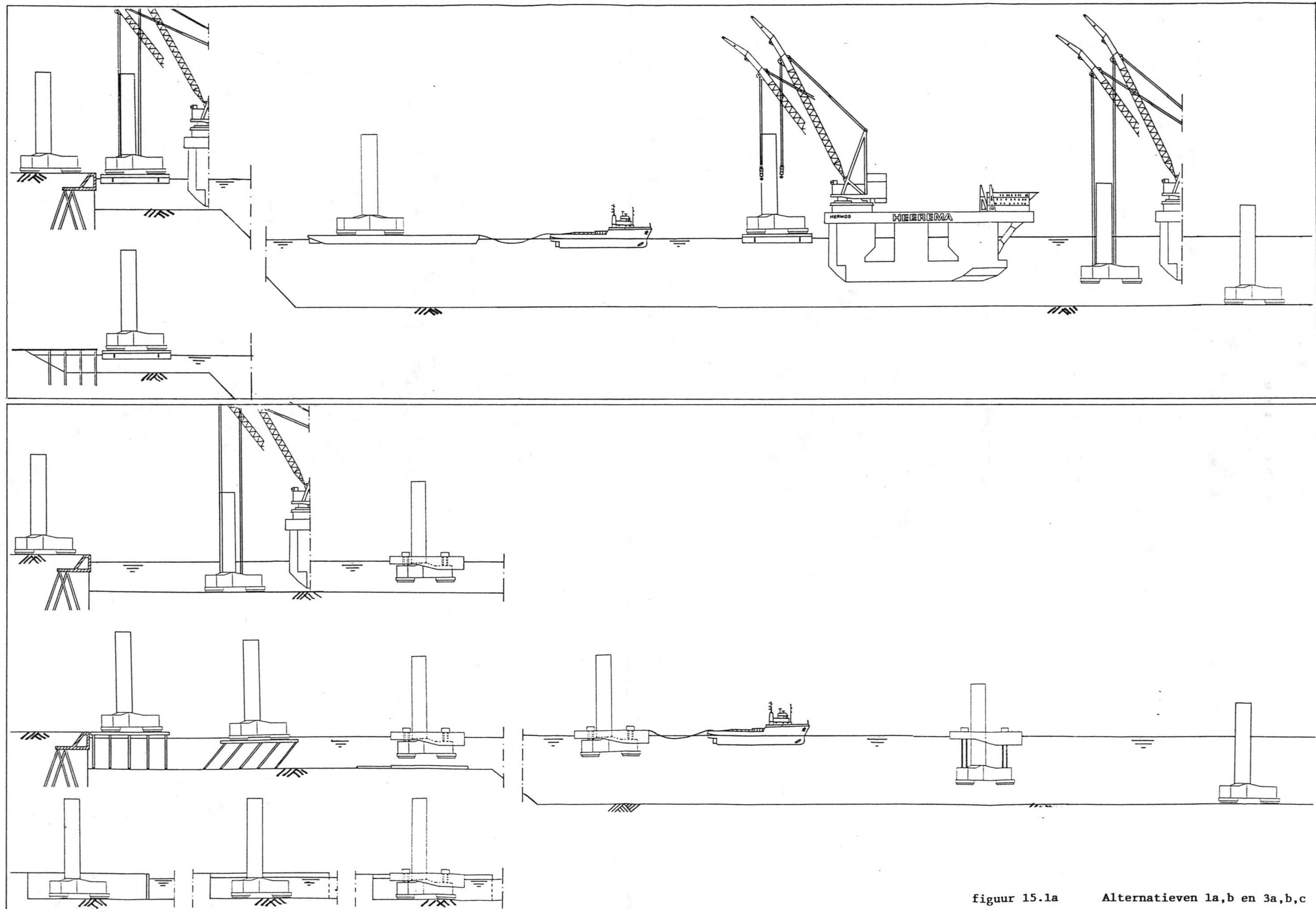
1a

1b

3a

3b

3c



figuur 15.1a

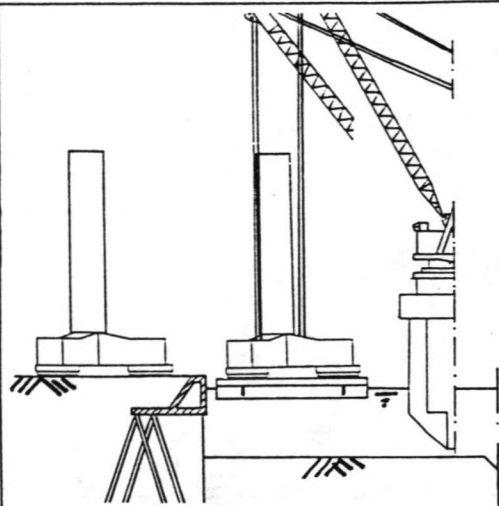
Alternatieven 1a,b en 3a,b,c

BOUW

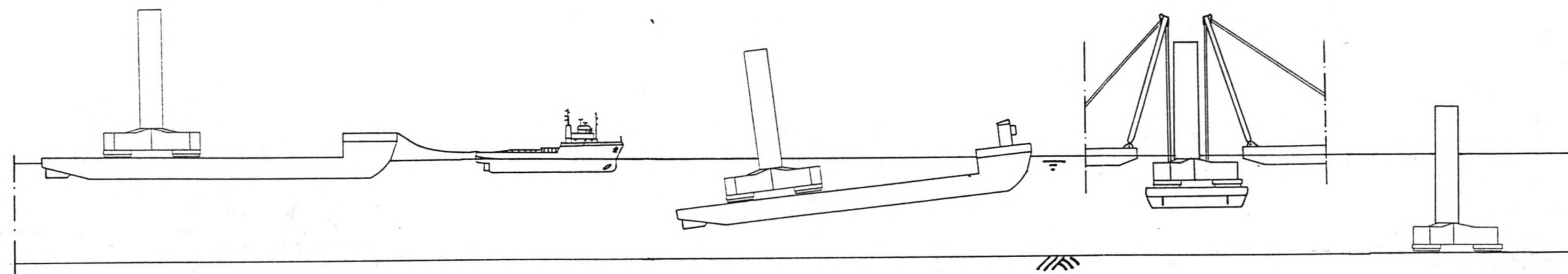
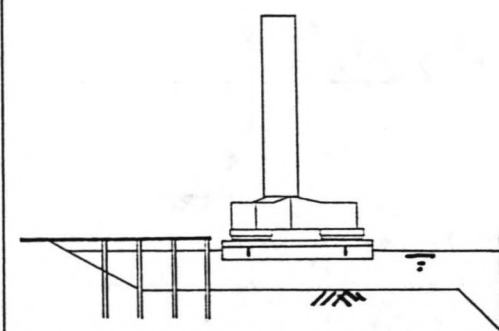
TRANSPORT

INSTALLATIE

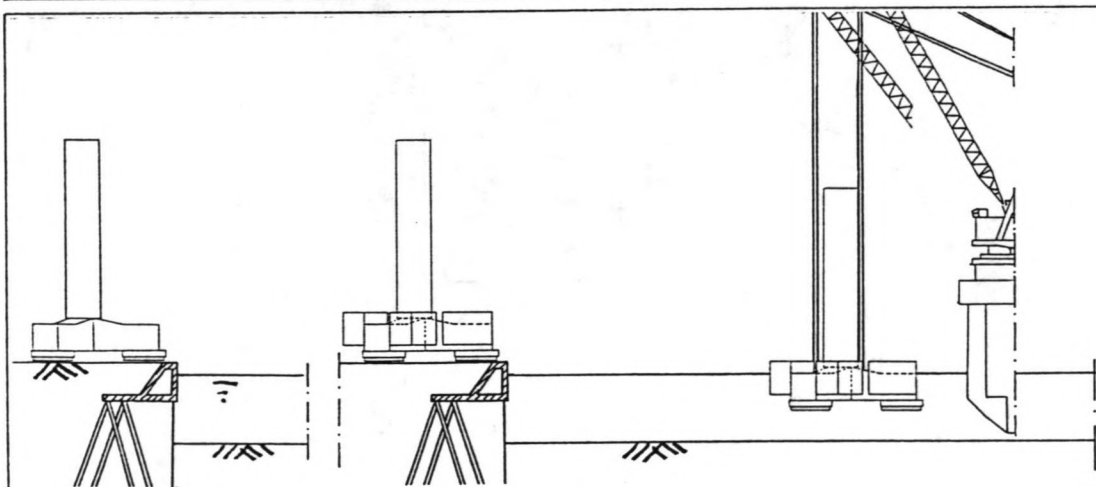
2a



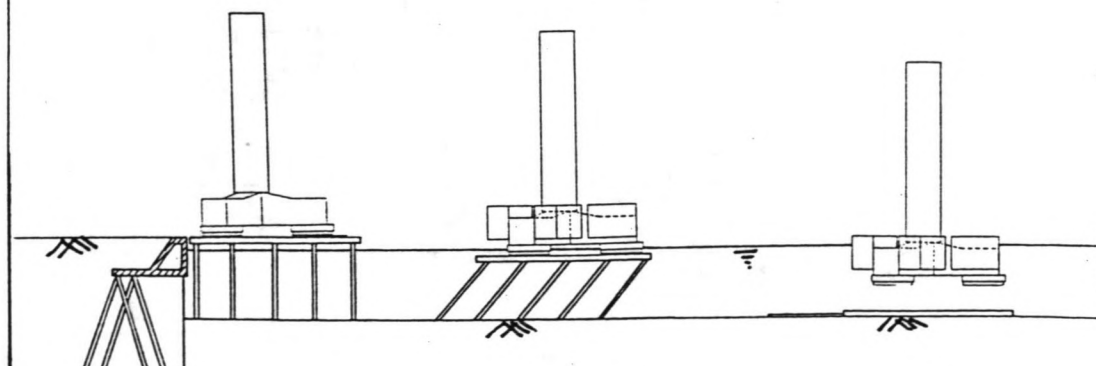
2b



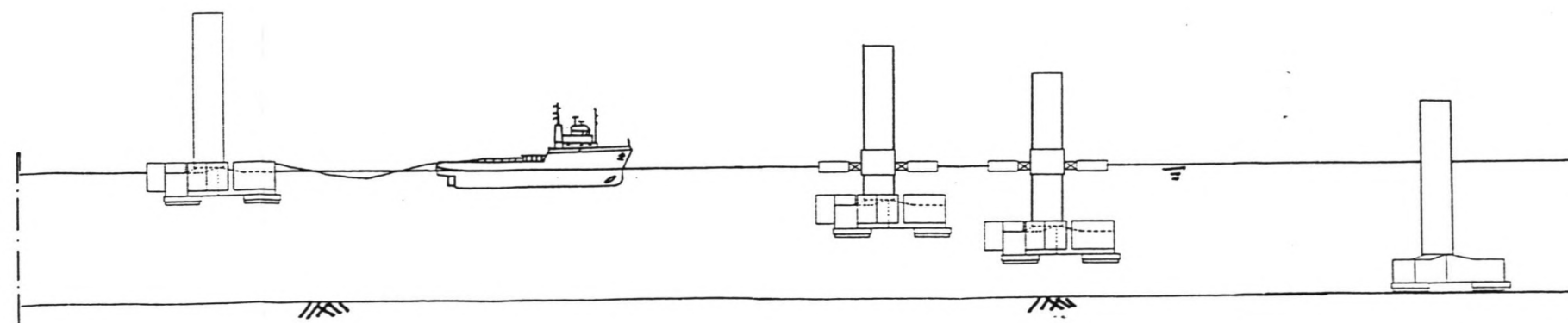
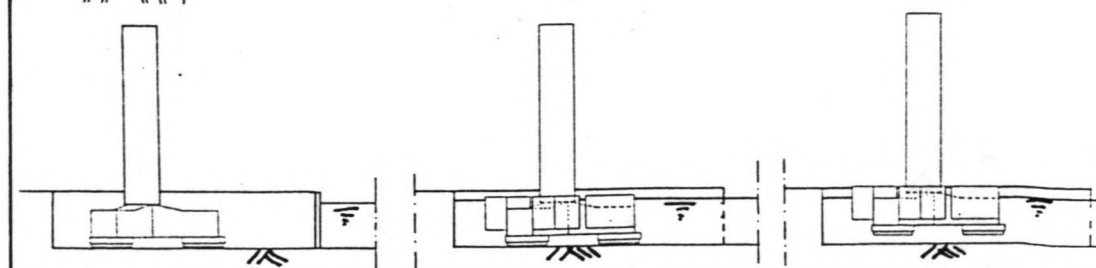
4a



4b

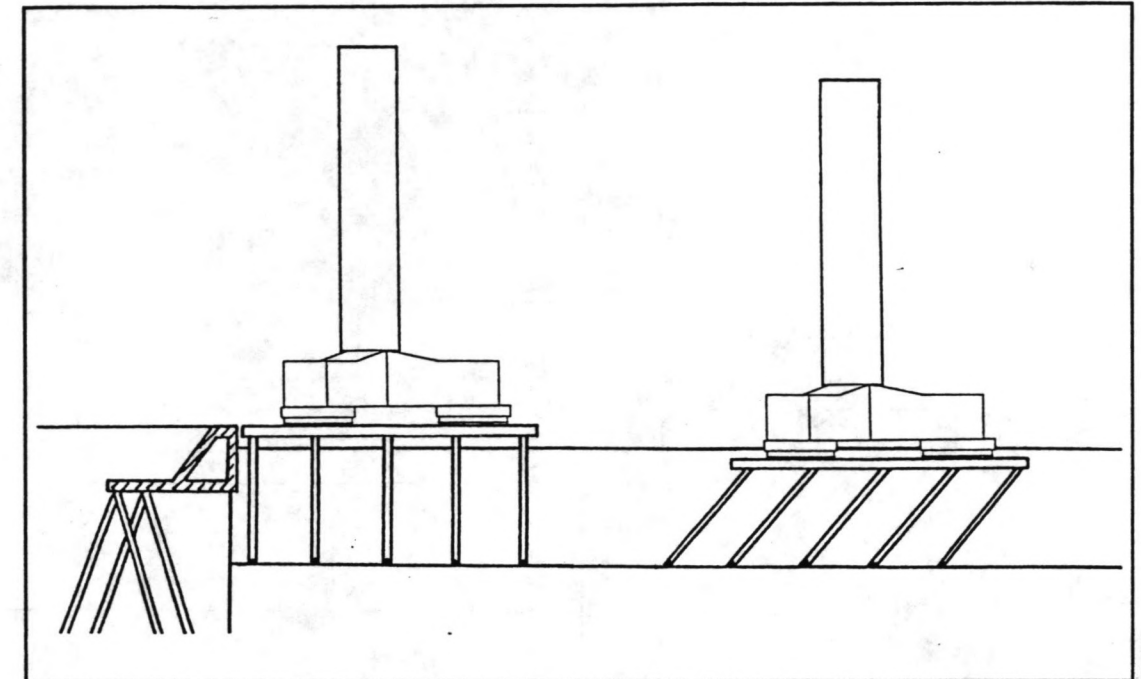


4c

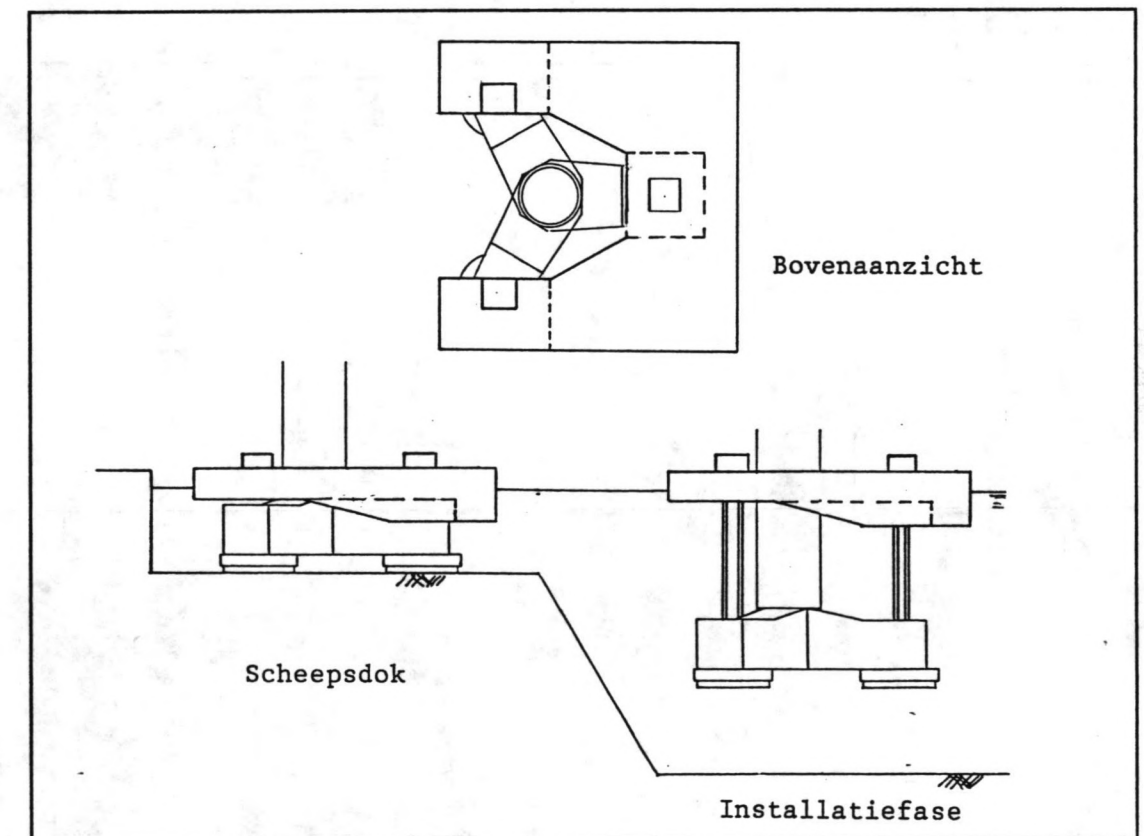


figuur 15.1b

Alternatieven 2a,b en 4a,b,c



figuur 15.2 Liftconstructie



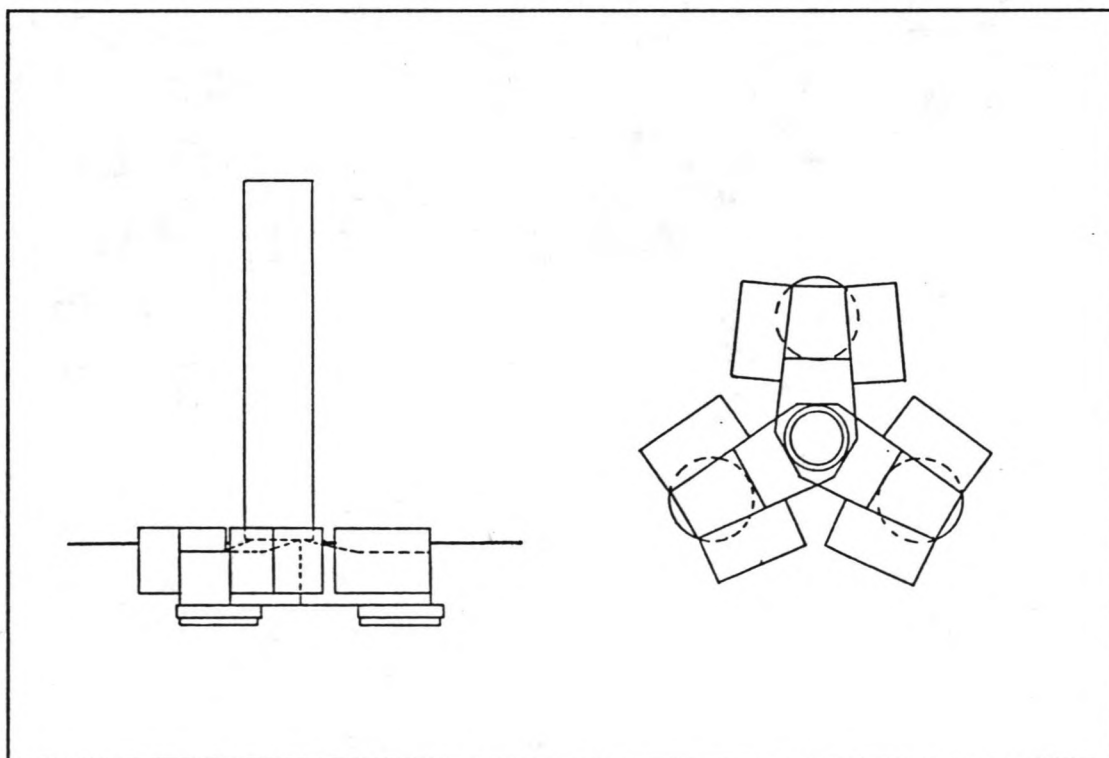
figuur 15.3 Speciaal materieel

- **zelfdrijvend**; In dit geval is er additioneel drijfvermogen nodig. Dit kan in de vorm van tanks die aan de constructie worden bevestigd. Dit is in figuur 15.4 aangegeven. Tijdens installatie worden deze tanks geballast. Na installatie moeten de tanks kunnen worden losgekoppeld. Tevens is er een vergroting van het waterlijndoorsnijdend oppervlak nodig om instabiliteit te voorkomen.

Installatie

Het installeren kan op drie manieren plaatsvinden:

- met SSCV tillen van ponton of afzinkponton en op de bodem zetten
- met bokken tillen vanaf afzinkponton; De afzinkponton zakt gedeeltelijk onder water waardoor de driepoot met zijn onderbouw onder water zakt. Hierdoor wordt het eigen gewicht zodanig gereduceerd dat twee Takliftkranen in staat zijn de constructie van de afzinkponton te tillen en op de zeebodem te laten zakken.
- zelfstandig afzinken; Het vastgekoppelde extra drijfvermogen wordt geballast waardoor de constructie naar de bodem zakt. Op de bodem aangekomen moet het additionele drijfvermogen worden afgekoppeld en weer naar boven worden gebracht. Verder is ter hoogte van de waterlijn stabilisatie nodig. In de appendix van dit hoofdstuk is een dergelijke stabilisatieconstructie op een aantal aspecten bekeken.



figuur 15.4 Additioneel drijfvermogen

15.3 Haalbaarheidsanalyse

De haalbaarheid van de alternatieven kan pas worden bepaald na uitvoerige berekeningen en modelproeven. Hier wordt echter volstaan met een aantal kwalitatieve overwegingen. Wel zijn de benodigde hijs- en drijfvermogens van de betreffende alternatieven vastgesteld. Voor de uitwerking van deze berekeningen wordt verwezen naar bijlage 11. Hier worden slechts de resultaten gegeven. Enkele deeloperaties worden hierna kort besproken.

Bouwen op een ponton

Het dek van de ponton moet ongeveer 40 x 100 m² bedragen, om voldoende bouwoppervlak te hebben. Voor het bouwen op een ponton geldt, dat de constructie direct na gereedkomen klaar is voor vervoer. Een schuifoperatie of een SSCV zijn dus niet nodig. De bouwplaats is echter beperkt van omvang. Dit kan logistieke problemen geven. Ook de opslag van materialen en materieel moet elders verzorgd worden. Deze bouwwijze stelt echter geen speciale eisen aan de kade waaraan afgemeerd wordt. Grote diepgang bijvoorbeeld is niet nodig.

Schuifoperatie

Het horizontaal verplaatsen van een dergelijke zware constructie van de kade op een ponton is een omvangrijke operatie. Er is wel veel ervaring bij gespecialiseerde bedrijven op dit gebied, maar niet met dergelijke gewichten en afmetingen. Voor het begin van de bouw moeten voorzieningen (rails) op de kade worden aangebracht om het schuiven mogelijk te maken. Bovendien moet de kade bestand zijn tegen grote lijnlasten die de rails uitoefenen op de ondergrond.

SSCV

Het met een SSCV in het water tillen van de constructie is een betrekkelijk eenvoudige operatie. In de beschutting van de haven heeft men geen last van golfslag. Langs de kade is een vrij grote diepgang nodig om de SSCV tot de kade te kunnen laten naderen. Bij de installatie van de driepoot op zee speelt het dynamisch gedrag van de constructie in de takels een rol. Dit kan grote krachten in de kabels veroorzaken.

De huidige hijscapaciteiten van SSCV's gaan tot 8000 ton, hetgeen ruim voldoende is.

Liftconstructie

Een dergelijke constructie moet speciaal worden gebouwd. Het draagvermogen moet groot zijn, terwijl de onderbouw moet kunnen scharnieren. Dit maakt de constructie erg ingewikkeld. Ook hier geldt dat de omvang van het bouwterrein beperkt is. Verder is de benodigde diepgang langs de kade groot.

Speciaal materieel

Deze hulpconstructie moet de constructie kunnen oppakken en op locatie weer kunnen laten zakken. Verder moet de driepoot voldoende diep in het water staan om eroverheen te kunnen varen. Tijdens transport kan de driepoot als gevolg van wind en golven ten opzichte van de hulpconstructie gaan bewegen, hetgeen grote krachten veroor-

zaakt in de lieren. Indien dit problemen oplevert, moet de driepoot tijdens transport vastgeklemd worden met behulp van vijzels.

Taklifts

Het is mogelijk om de driepoot na gedeeltelijk afzinken van de ponton, met twee Taklifts op te pakken en vervolgens op de bodem te laten zakken. De hijscapaciteit is weliswaar beperkt, maar de onderbouw van de constructie geeft zoveel opdrijvend vermogen dat dit voldoende is. Dit is in bijlage 11 aangegeven. De operatie is zeer weersgevoelig. Ook het dynamisch gedrag kan problemen geven. Indien de capaciteit van de Taklifts toch niet voldoende is (door een onverwacht zware constructie) kan additioneel drijfvermogen worden aangebracht.

Additioneel drijfvermogen

Langs de kokers van de driepoot kunnen tanks worden aangebracht, die het opdrijvend vermogen vergroten. Zo kan de constructie zelfdrijvend naar locatie worden gesleept. De benodigde capaciteit van de tanks is in bijlage 11 berekend. Door het ballasten van tanks en/of ballastruimten van de driepoot wordt de constructie geïnstalleerd. Hierbij is een hulpconstructie nodig om instabiliteit tijdens het afzinken te voorkomen.

15.4 Kostenraming

Naast kwalitatieve overwegingen spelen bij de keuze van een alternatief de kosten een belangrijke rol. In bijlage 12 is voor de verschillende alternatieven een raming van de kosten gemaakt. De kosten zijn afhankelijk van het aantal constructies dat gebouwd wordt. Daarom is bij de uitwerking van drie gevallen uitgegaan: de seriemaatige productie van 1, 3 en 7 constructies.

Alleen de kosten die specifiek zijn voor het betreffende alternatief zijn meegenomen. De werkelijke kosten voor transport en installatie zullen hoger liggen. De kosten van ballastoperatie en modelonderzoek bijvoorbeeld zijn niet meegenomen, omdat deze kosten voor elk alternatief gelden.

De kosten van de verschillende alternatieven zijn samengevat in tabel 15.2.

	Alternatieven	7	3	1
1a	kade-sscv-ponton-sscv	5,6	5,8	6,5
	kade-schuiven-ponton-sscv	6,4	6,7	7,3
b	ponton-sscv	5,0	5,2	5,6
2a	kade-sscv-afzinkponton-taklifts	3,7	3,9	4,6
	kade-schuiven-afzinkponton-taklifts	4,5	4,8	5,4
b	afzinkponton-taklifts	3,6	3,6	3,8
3a	kade-sscv-speciaal materieel	4,7	6,8	14,2
b	kade-lift-speciaal materieel	5,1	9,1	23,2
c	scheepsdok-speciaal materieel	9,2	11,1	17,7
4a	kade-sscv-additioneel drijfvermogen	4,1	5,5	10,2
b	kade-lift-additioneel drijfvermogen	4,5	7,8	19,2
c	scheepsdok-additioneel drijfvermogen	8,6	9,7	13,7
kosten in miljoenen guldens				

tabel 15.2 Kosten van verschillende alternatieven

Uit de tabel kan het volgende worden afgeleid:

- Alternatief 2b is het goedkoopst.
- Alternatieven 3c en 4c zijn duur omdat hier gebruik wordt gemaakt van een scheepsdok.
- Duidelijk is te zien dat de kosten van speciaal materieel zeer afhankelijk zijn van het aantal te bouwen constructies. Op het moment dat dit aantal afneemt, stijgen de kosten zeer sterk. Dit is het geval bij de alternatieven 3a,b,c en 4a,b,c. Als men niet zeker is van het aantal te bouwen constructies zal men dus niet kiezen voor deze alternatieven.
- Wanneer gebruik wordt gemaakt van bestaand materieel zijn de kosten vrijwel onafhankelijk van het aantal te bouwen constructies. Dit is een groot voordeel wanneer vantevoren niet precies duidelijk is hoeveel constructies gebouwd zullen worden.
- Op basis van kosten verdient het gebruik van een SSCV bij de transportvoorbereiding de voorkeur boven een schuifoperatie c.q. het gebruik van een liftconstructie.
- Het gebruik van speciaal materieel (3a) of additioneel drijfvermogen (4a) is bij de bouw van 7 constructies niet veel duurder dan het goedkoopste alternatief. Indien men dus zeker is van de bouw van meer dan 7 constructies kan dit aantrekkelijk worden.
- De traditionele installatiewijze met een SSCV is niet veel duurder dan het goedkoopste alternatief. Wanneer men kiest voor deze vertrouwde methode blijven de extra kosten beperkt.

15.5 Keuze

Zoals gezegd moeten de alternatieven verder uitgewerkt worden om een definitieve keuze te kunnen maken.

Uitgaande van minimale kosten verdient het bouwen op een ponton en het installeren met twee Taklifts de voorkeur. Zoals in paragraaf 15.2 al is gezegd, is deze operatie nogal weersgevoelig. Dit kan een reden zijn om voor een duurdere maar meer degelijke manier te kiezen. Het dynamische gedrag van de constructie en de Taklifts tijdens de operatie dient eerst nader bestudeerd te worden, bijvoorbeeld door modelproeven uit te voeren.

Als men voor zekerheid kiest, moet de constructie met een SSCV geïnstalleerd worden. Ook hier is modelonderzoek naar het dynamisch gedrag van de constructie in de takels noodzakelijk.

In deze studie wordt op grond van minimale kosten gekozen voor bouwen en transport op een afzinkponton en installatie met twee Taklifts. In de volgende paragrafen wordt op een aantal aspecten nader ingegaan.

15.6 Uitvoeringsaspecten

Bouw

De driepoot wordt gebouwd op een afzinkponton. Daartoe moet deze afgemeerd worden langs een kade of steiger. Opslagmogelijkheid van materieel en materialen moet in de directe omgeving voorhanden zijn. Een kade verdient daarom de voorkeur.

De ponton wordt tijdens de vordering van de bouw van de driepoot steeds zwaarder belast. De diepgang kan constant gehouden worden door de ponton te ballasten. Een andere mogelijkheid is de ponton voor de kade af te zinken op een geprepareerde bodem. De ponton kan dan niet in beweging komen door golven. De diepgang langs de kade moet dan klein zijn (niet meer dan 5 à 6 m). Een binnenvaarthaven voldoet aan deze eis. Ook kan langs de kade een tijdelijke zandophoging worden aangebracht, waarop de ponton wordt afgezonken.

Transport

Na het gereedkomen van de driepoot moet deze gefixeerd worden aan de ponton (zeevasten), zodat tijdens transport de driepoot niet kan gaan schuiven.

Voor het transport zijn 2 sleepboten nodig, één om te trekken en een om te sturen. De snelheid van de sleepoperatie mag niet groter zijn dan 5 à 7 km/uur.

Ook de Taklifts moeten naar locatie gesleept worden.

Installatie

Op locatie aangekomen, moet de afzinkponton worden gepositioneerd en met ankerdraden worden vastgelegd. De zeevastingen worden verwijderd. De Taklifts worden langs de ponton verankerd. Na bevestiging van de takels aan de driepoot wordt de ponton afgezonken, zodat de

onderbouw onder water verdwijnt. De kranen kunnen de driepoot nu van de ponton lichten. Vervolgens wordt de ponton onder de driepoot weggevoerd, waarna de kranen de constructie op de bodem kunnen laten zakken.

Na de installatie van het platform moet deze geballast worden. Deze ballast kan door luiken in de kokers worden aangebracht. Na de operatie moeten deze luiken weer worden gesloten omdat ijzererts het zeewater kan verontreinigen.

Verder moet langs de constructie op de bodem een erosiebescherming worden aangebracht. Tenslotte wordt het dek op de schacht geplaatst en kunnen de putten geboord worden.

In het tijdschema in paragraaf 16.1 staan de verschillende operaties aangegeven. De aangegeven duur van de operaties zijn een indicatie.

15.5 Keuze

Zoals gezegd moeten de alternatieven verder uitgewerkt worden om een definitieve keuze te kunnen maken.

Uitgaande van minimale kosten verdient het bouwen op een ponton en het installeren met twee Taklifts de voorkeur. Zoals in paragraaf 15.2 al is gezegd, is deze operatie nogal weersgevoelig. Dit kan een reden zijn om voor een duurdere maar meer degelijke manier te kiezen. Het dynamische gedrag van de constructie en de Taklifts tijdens de operatie dient eerst nader bestudeerd te worden, bijvoorbeeld door modelproeven uit te voeren.

Als men voor zekerheid kiest, moet de constructie met een SSCV geïnstalleerd worden. Ook hier is modelonderzoek naar het dynamisch gedrag van de constructie in de takels noodzakelijk.

In deze studie wordt op grond van minimale kosten gekozen voor bouwen en transport op een afzinkponton en installatie met twee Taklifts. In de volgende paragrafen wordt op een aantal aspecten nader ingegaan.

15.6 Uitvoeringsaspecten

Bouw

De driepoot wordt gebouwd op een afzinkponton. Daartoe moet deze afgemeerd worden langs een kade of steiger. Opslagmogelijkheid van materieel en materialen moet in de directe omgeving voorhanden zijn. Een kade verdient daarom de voorkeur.

De ponton wordt tijdens de vordering van de bouw van de driepoot steeds zwaarder belast. De diepgang kan constant gehouden worden door de ponton te ballasten. Een andere mogelijkheid is de ponton voor de kade af te zinken op een geprepareerde bodem. De ponton kan dan niet in beweging komen door golven. De diepgang langs de kade moet dan klein zijn (niet meer dan 5 à 6 m). Een binnenvaarthaven voldoet aan deze eis. Ook kan langs de kade een tijdelijke zandophoging worden aangebracht, waarop de ponton wordt afgezonken.

Transport

Na het gereedkomen van de driepoot moet deze gefixeerd worden aan de ponton (zeevasten), zodat tijdens transport de driepoot niet kan gaan schuiven.

Voor het transport zijn 2 sleepboten nodig, één om te trekken en een om te sturen. De snelheid van de sleepoperatie mag niet groter zijn dan 5 à 7 km/uur.

Ook de Taklifts moeten naar locatie gesleept worden.

Installatie

Op locatie aangekomen, moet de afzinkponton worden gepositioneerd en met ankerdraden worden vastgelegd. De zeevastingen worden verwijderd. De Taklifts worden langs de ponton verankerd. Na bevestiging van de takels aan de driepoot wordt de ponton afgezonken, zodat de

onderbouw onder water verdwijnt. De kranen kunnen de driepoot nu van de ponton lichten. Vervolgens wordt de ponton onder de driepoot weggevaren, waarna de kranen de constructie op de bodem kunnen laten zakken.

Na de installatie van het platform moet deze geballast worden. Deze ballast kan door luiken in de kokers worden aangebracht. Na de operatie moeten deze luiken weer worden gesloten omdat ijzererts het zeewater kan verontreinigen.

Verder moet langs de constructie op de bodem een erosiebescherming worden aangebracht. Tenslotte wordt het dek op de schacht geplaatst en kunnen de putten geboord worden.

In het tijdschema in paragraaf 16.1 staan de verschillende operaties aangegeven. De aangegeven duur van de operaties zijn een indicatie.

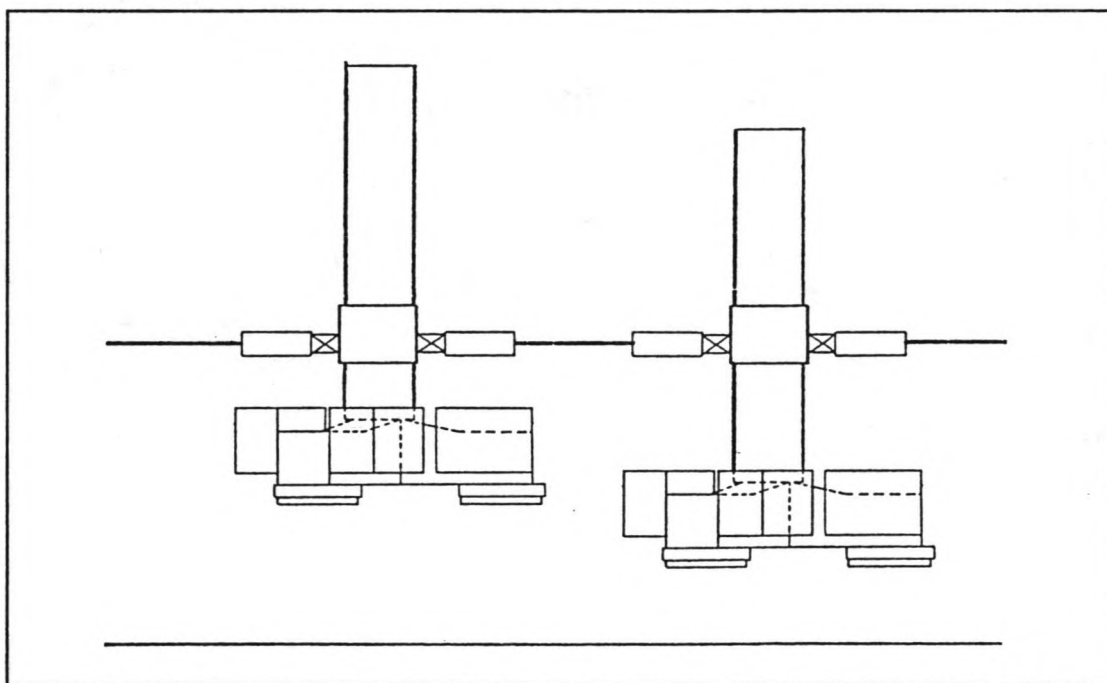
APPENDIX

Zelfstandig afzinken met behulp van een stabilisatieconstructie

Zoals in hoofdstuk 5 is besproken, is een voorwaarde voor stabiliteit van een drijvende constructie dat het metacentrum boven het zwaartepunt van de constructie ligt.

In het geval van de driepoot treedt instabiliteit op zodra de drijflichamen onder water verdwijnen. Op dit moment steekt namelijk alleen de schacht nog door de waterlijn en komt M onder G te liggen (ongeveer in het drukingspunt, zie bijlage 13).

Wanneer de driepoot een scheefstand krijgt, is dus een teruggedrijvend moment nodig om de constructie tijdens afzinken stabiel te houden. Een oplossing hiervoor kan zijn de constructie zoals weergegeven in figuur 15.5. In deze appendix wordt deze oplossing op een aantal punten nader bekeken.

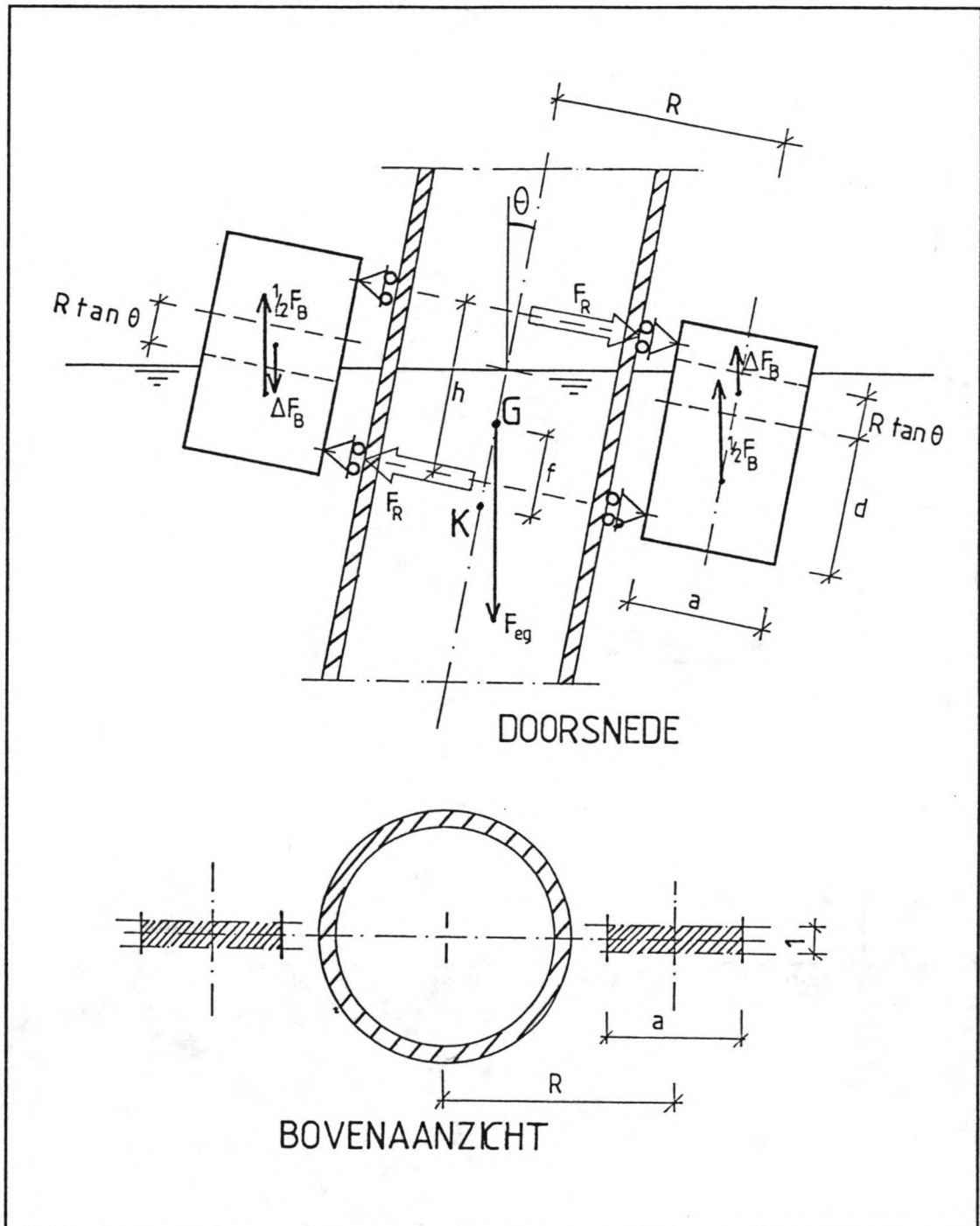


figuur 15.5 Afzinken met een stabilisatieconstructie

Werking

De hulpconstructie bestaat uit een aantal drijflichamen die zich op enige afstand van de schacht bevinden en stijf met elkaar verbonden zijn. De constructie kan in verticale richting langs de schacht bewegen zodat hij ter hoogte van de waterlijn blijft drijven. Als de driepoot nu een scheefstand krijgt, wordt de hulpconstructie aan de ene zijde in het water geduwd, terwijl de andere zijde uit

het water oprijst. Dit levert een teruggedrijvend moment op de schacht. Essentieel hierbij is, dat de constructie zich als een glijdende inklemming gedraagt. Alleen dan zal de tank in het water geduwd worden. De krachten die bij zo'n scheefstand optreden zijn in figuur 15.6 aangegeven.



figuur 15.6 Definitieschets krachtswerking

Voor de berekening van het teruggedrijvend moment is een aantal uitgangspunten aangehouden:

- Het teruggedrijvend moment wordt alleen door drukkrachten op de schacht overgebracht.
- Geen speling tussen schacht en constructie, dus een volledige inklemming.
- De hellingshoeken zijn kleiner dan $\pm 10^\circ$. Bij grotere hellingshoeken zal de ene helft van de hulpconstructie onder water verdwijnen.
- De helling van de drijflichamen zelf wordt verwaarloosd; deze zakken dus rechtstandig in het water.
- Het teruggedrijvend moment is bepaald per meter breedte loodrecht op het vlak van tekening.

Door een scheefstand van de schacht over een hoek θ zakt het rechter drijflichaam over een afstand van $R \tan \theta$ in het water. Het linker drijflichaam stijgt een zelfde afstand.

Op de constructie werken de volgende krachten:

- F_B , opwaartse kracht van de twee drijflichamen (omhoog) ter grootte van het eigen gewicht ($\frac{1}{2}F_B$ per tank).
- F_{eg} , het eigen gewicht (omlaag), aangrijpend in G (zwaartepunt van de hulpconstructie). Dit eigen gewicht maakt evenwicht met F_B .
- ΔF_B , verschuiving in opwaartse kracht, veroorzaakt door de scheefstand.

De krachten F_R in de figuur zijn de reactiekrachten van de schachtwand op de hulpconstructie en worden hier dus niet meegerekend (in feite maakt F_R evenwicht met het oprichtend moment van de hulpconstructie).

De momenten van deze krachten zijn berekend om het punt K, de onderzijde van de hulpconstructie (zie figuur 15.6). De krachten zijn verdeeld in een sinus- en een cosinuscomponent. Steeds is eerst de momentarm vermeld, daarna de betreffende krachtscomponent:

Moment ten gevolge van:

$$\begin{aligned} F_B &: \frac{1}{2}d \times F_B \sin \theta \\ F_{eg} &: -f \times F_B \sin \theta \\ \Delta F_B &: R \times \Delta F_B \cos \theta + (d + \frac{1}{2}R \tan \theta) \times \Delta F_B \sin \theta - (d - \frac{1}{2}R \tan \theta) \times \Delta F_B \sin \theta \end{aligned}$$

Verder geldt:

$$\begin{aligned} F_B &= V_h \times \rho g \quad (\text{met } V_h = \text{waterverplaatsing hulpconstructie}) \\ \Delta F_B &= a R \tan \theta \times \rho g \end{aligned}$$

Som van de momenten levert het totale teruggedrijvende moment. Uitgewerkt levert dit de volgende vergelijking:

$$M_{\text{terugdr.}} = V_h \rho g \sin \theta \left(\frac{1}{2}d - f + \frac{R^2}{d} + \frac{R^2}{2d} \tan^2 \theta \right) \quad (1)$$

Een belangrijke factor is de grootte van de verandering in waterverplaatsing bij een scheefstand. Deze grootte hangt af van R en a . Zonder uitwerking wordt vermeld dat berekening van het terugdrijvend moment met behulp van metacentrumhoogte, zwaartepunt en drukingspunt (zoals in hoofdstuk 5 is besproken) vrijwel dezelfde relatie oplevert.

Het berekende moment wordt door de krachten F_R in de figuur overgebracht op de schacht. Hoe groter de afstand h tussen de geleidingen, hoe kleiner deze krachten zijn.

Bepaling afmetingen

Door van de driepoot het aandrijvend moment te berekenen bij een bepaalde hellingshoek, kan met (1) bepaald worden wat de afmetingen van de hulpconstructie moeten zijn om voldoende oprichtend moment te leveren.

Voor het moment op een drijvende constructie, dat ontstaat wanneer de constructie een scheefstand krijgt, geldt de volgende formule (alleen geldig voor hellingshoeken tot 8° à 9° , zie paragraaf 5.4):

$$M = \nabla \rho g \cdot \overline{GM} \cdot \sin\theta \quad (2)$$

Hierin is $\overline{GM}$ de afstand tussen het zwaartepunt G en het metacentrum M van de constructie. Omdat G boven M ligt ($\overline{GM}$ is negatief), is er sprake van een aandrijvend in plaats van een oprichtend moment. Gelijktelling van de vergelijkingen (1) en (2) levert de benodigde afmetingen voor de hulpconstructie.

Het bepalen van de afmetingen van de hulpconstructie (afmetingen drijfflichamen en afstand tot de schacht) is een optimalisatieproces. Kleinere afmetingen van de tanks betekenen een grotere excentriciteit R . Dit kan problemen geven voor de stijfheid van de constructie. Omgekeerd leidt een kleinere R tot grotere afmetingen van de drijfflichamen, wat meer materiaalverbruik betekent. Optimalisatie van deze afmetingen is niet uitgevoerd. Wel is een afmeting bepaald voor het geval van de drijvende driepoot met hulp-drijfvermogen.

Deze berekening is uitgevoerd in bijlage 13. Hierbij is uitgegaan van de geschematiseerde constructie uit figuur 15.5.

Uitvoering

in werkelijkheid kan de schacht in alle richtingen een scheefstand krijgen. de stabilisatieconstructie moet dus rondom de hele schacht worden aangebracht.

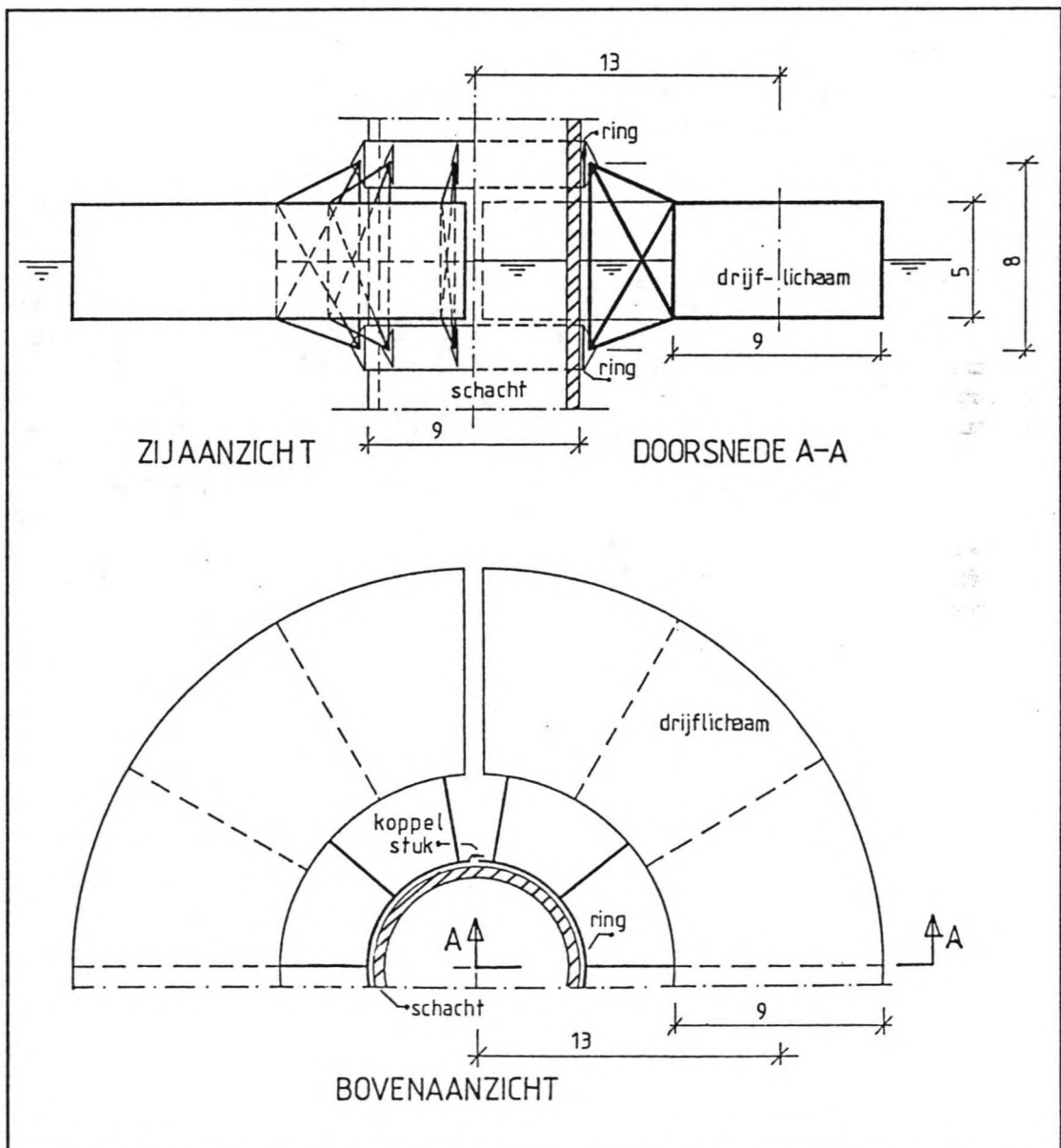
Een mogelijke oplossing hiervoor is de constructie zoals in figuur 15.7 aangegeven. de afmetingen van de drijfflichamen en de afstand tot de schacht zijn bepaald op basis van de geschematiseerde constructie uit figuur 15.5. De werkelijke afmetingen zullen hier echter niet veel van afwijken.

De verbinding met de schacht wordt gevormd door twee stalen ringen die om de schacht kunnen glijden. Deze ringen brengen de krachten vanuit de drijflichamen over op de schacht.

Uit bijlage 13 blijkt dat het oprichtend moment ongeveer 33000 kNm is. Bij een afstand tussen de ringen van 8 m wordt $F_R = 4000$ kN.

Als deze kracht als puntlast op de schachtwand werkt kunnen problemen ontstaan. De kracht moet dus gespreid worden over een groter oppervlak.

Met een ringhoogte van 2 m en een meewerkende breedte van 4 m betekent dit een druk op de schachtwand van $0,5 \text{ N/mm}^2$. Dit is een acceptabele waarde.



figuur 15.7 Uitvoeringsprincipe en afmetingen hulpconstructie

Wanneer de hulpconstructie krachten op de schacht uitoefent, zal deze waarschijnlijk niet langs de schacht kunnen glijden, vanwege te grote wrijving tussen schacht en ringen. Dit vormt echter geen probleem; omdat de afzinkoperatie langzaam verloopt krijgt de hulpconstructie de gelegenheid zijn positie aan te passen op het moment dat de scheefstand nul is. Dan worden er namelijk geen krachten uitgeoefend en is de wrijving nul.

Hoewel de constructie tijdens het transport stabiel is vanwege het additioneel drijfvermogen dat boven water uitsteekt, moet de stabilisatieconstructie vóór het transport reeds aangebracht worden. In dat geval kan namelijk direct met afzinken begonnen worden en hoeft de ring niet offshore te worden aangebracht.

Na installatie moet de constructie kunnen worden verwijderd. Door de constructie in twee losse delen uit te voeren (zie figuur 15.7), kan deze na voltooiën van de afzinkoperatie worden losgekoppeld en worden teruggevaren naar de haven. Op deze manier is er geen kraan nodig om de constructie te verwijderen.

Conclusie

Globaal is bekeken wat het werkingsprincipe van de stabilisatieconstructie is en hoe de afmetingen ervan kunnen worden bepaald.

Het gebruik van een stabilisatieconstructie kan een oplossing zijn wanneer een platform tijdens installatie instabiel is. In het geval van de driepoot zijn de benodigde afmetingen nogal fors, zodat de oplossing in dit geval minder aantrekkelijk is.

Voor andere gevallen echter, wanneer het aandrijvend moment minder groot is (dit is het geval wanneer metacentrum M dicht bij zwaartepunt G ligt) of wanneer het oprichtend moment niet groot genoeg is (wanneer M minder dan ± 1 m boven G ligt), kan deze oplossing wel aantrekkelijk zijn. Het bepalen van de afmetingen is een optimalisatieproces om de kosten te minimaliseren. Verder is modelonderzoek aan te bevelen om het gedrag van de ring te testen en de optimale vormgeving te bepalen.

Hoofdstuk 16 UITVOERINGSSCHEMA EN RESUMÉ CONSTRUCTIEGEGEVENS

16.1 Uitvoeringsschema

De totale uitvoering van de driepoot – bouw, transport en installatie – is weergegeven in nevenstaand tijdschema. Het gedeelte dat de bouw betreft is bepaald in hoofdstuk 14, het deel met betrekking tot transport en installatie is bedoeld als indicatie. Nauwkeurige bepaling van de tijdsduur van de verschillende operaties heeft niet plaatsgevonden. Dit is bovendien zeer onzeker in verband met weersinvloeden.

Het bouwschema ziet er als volgt uit:

- het bouwen van de voeten

onderdelen van 1 voet	hoeveelheden	grootte van de bouwploeg	aantal dagen
bekisting	130 m ²	4 man	7
wapening	24.965 kg	10 man	13

- het bouwen van de kokervloeren

onderdelen van 1 kokervloer	hoeveelheden	grootte van de bouwploeg	aantal dagen
bekisting	66 m ²	4 man	4 dagen
wapening	1.390 kg	10 man	1 dag

- 3 voeten en 3 kokervloeren storten

483 m ³ beton te storten	stortcapaciteit: 100 m ³ /uur	0,5 dag storten
-------------------------------------	--	-----------------

- Het bouwen van de koker-schacht verbinding en wanden en dak van de koker

koker-schacht verbinding	hoeveelheden	grootte van de bouwploeg	aantal dagen
bekisting	528 m ²	10 man	10 dagen
wapening	7500 kg	10 man	4 dagen
dak en wanden van 1 koker			
bekisting	700 m ²	10 man	14 dagen
wapening	25790 kg	10 man	13 dagen

- drie kokers en de koker-schacht verbinding storten

1150 m ³ beton storten	stortcapaciteit: 100 m ³ /uur	1,5 dag storten
-----------------------------------	--	-----------------

- schacht glijden

46,5 m hoog	glijsnelheid: 4 m/s	12 dagen glijden
-------------	---------------------	------------------

16.2 Resumé constructiegegevens

Afmetingen:

Basisbreedte	37	m
totale hoogte	56	m
schachtdiameter	9	m (uitwendig)
	8	m (inwendig)
voeten dikte	1	m
diameter	11	m

Hoeveelheden:

Betonhoeveelheden (B55)	2225	m ³
Bekistingsoppervlak	5701	m ²
Wapening (Feb 500)	260.079	kg
Lengte voorspankabels (VSL 6-22)	3.327	m
Aantal verankeringselementen	204	

Hoeveelheden per m³ beton:

Bekistingsoppervlak	2,6	m ² /m ³
Wapening	117	kg/m ³
Voorspanning	50	kg/m ³

Gewichten:

Hijsgewicht	55.620	kN
OBW	35.420	kN
Ballastgewicht (onder water) (ijzererts)	46.580	kN

Bouw, transport en installatie:

Onderbouw traditioneel bekisten
Schacht glijden
Bouwen op een afzinkponton
Transporteren op een afzinkponton
Installeren met twee taklifts

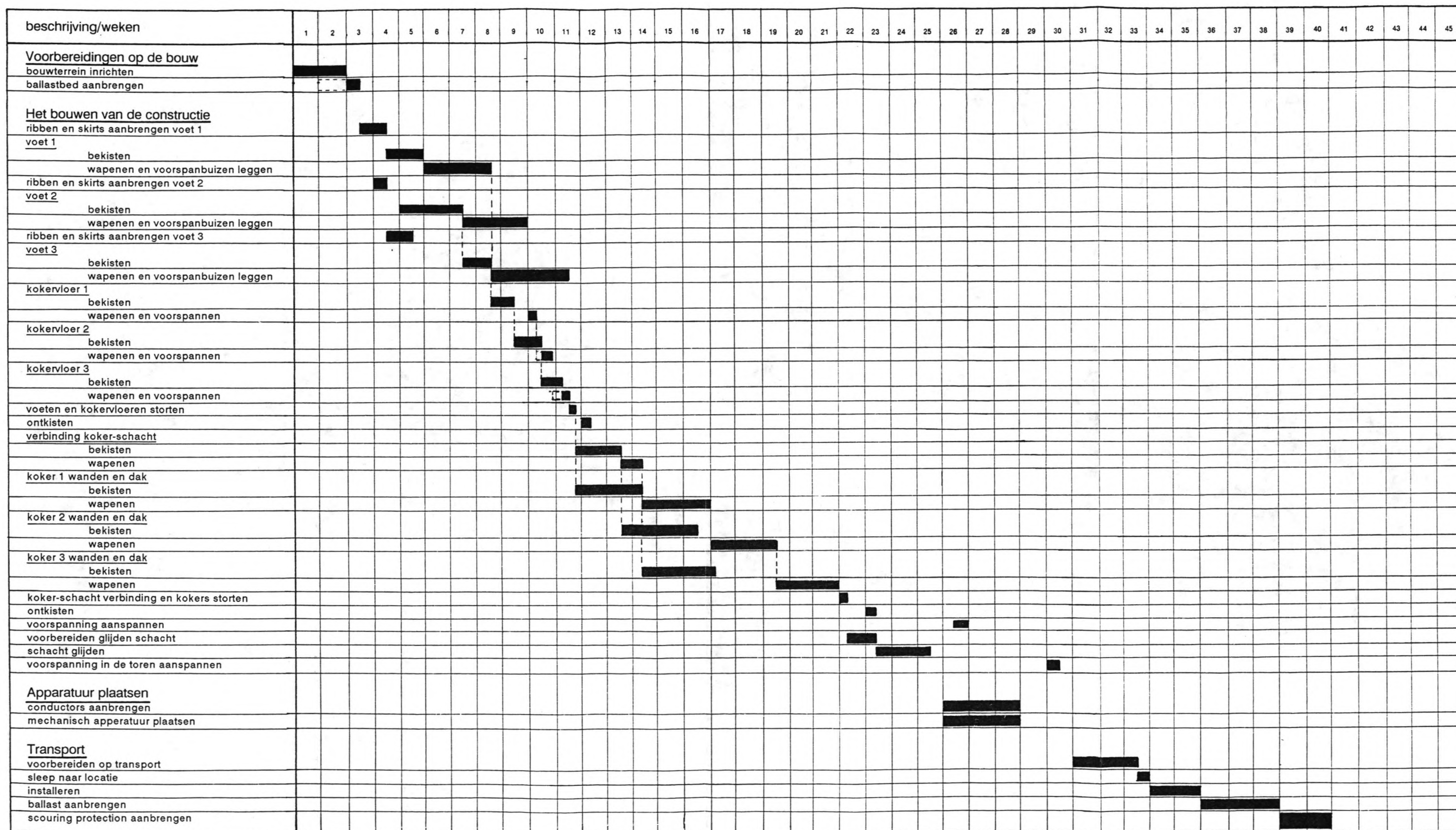
Bouwtijd: 35 weken

Kosten:

Vaste kosten	f 500.000,-
Organisatiekosten	f 900.000,-
Materiaalkosten en arbeidskosten (f 950,-/m ³ beton)	f 2.093.000,-
Ballastmateriaal (ijzererts)	f 373.000,-
Bouwplaatskosten	
Huur kade	f 650.000,-
Huur afzinkponton	f 1.160.000,-
Transport en installatie	f 2.010.000,-
Bijkomende kosten	f 1.000.000,-
(niet gespecificeerde kosten zoals:	
- grindbed aanbrengen	
- ballastoperatie offshore	
- extra materieel benodigd bij bouw, transport en installatie)	

Totaal

_____ +
f 8.686.000,-



Het bouwen, het transporteren en het plaatsen van het dek is afhankelijk van de keuze wanneer de putten geboord worden en wanneer de conductors worden geheid.
 Wordt eerst het dek geplaatst dan kan na het aanbrengen van de scouring protection het dek geplaatst worden.
 Worden eerst de putten geboord dan wordt het dek dus na deze operatie geplaatst.
 Het boren van 9 putten duurt één tot anderhalf jaar (twee maanden per put).
 Met de start van het bouwen van het dek moet hier dus rekening mee worden gehouden.

TIJDSHEMA BOUW, TRANSPORT
 EN INSTALLATIE DRIEPOOT

Hoofdstuk 17 TOEPASBAARHEID VAN HET CONCEPT IN ANDERE OMGEVINGSCONDITIES

17.1 Inleiding

Voor het ontwerp van de driepoot is uitgegaan van de ongunstigste omgevingscondities en gebruikerseisen uit de tabel met mogelijke locaties (tabel 3.1, hoofdstuk 3). In dit hoofdstuk wordt, als afsluiting, bekeken in hoeverre dit ontwerp toepasbaar is voor de andere locaties. Bij de gekozen basisbreedte van 37 m is de invloed op de volgende constructieparameters bepaald:

- schachtdiameter
- schachtlengte
- voetdiameter
- ballasthoeveelheid

Om het effect van een andere locatiekeuze te bepalen zijn de volgende omgevingscondities en gebruikerseisen gevarieerd:

1. het aantal benodigde putten (4, resulterend in een schachtdiameter van 6 m, zie figuur 17.1)
2. het dekgewicht (1000 ton)
3. de golfhoogte en -periode ($H_s=5,8$ m; $T_z=8,2$ s)
4. de waterdiepte (met aangepaste golfkrachten) (25 m; $H_s=6,3$ m; $T_z=8,5$ s)
5. de draagkracht van de bodem

ad 1.

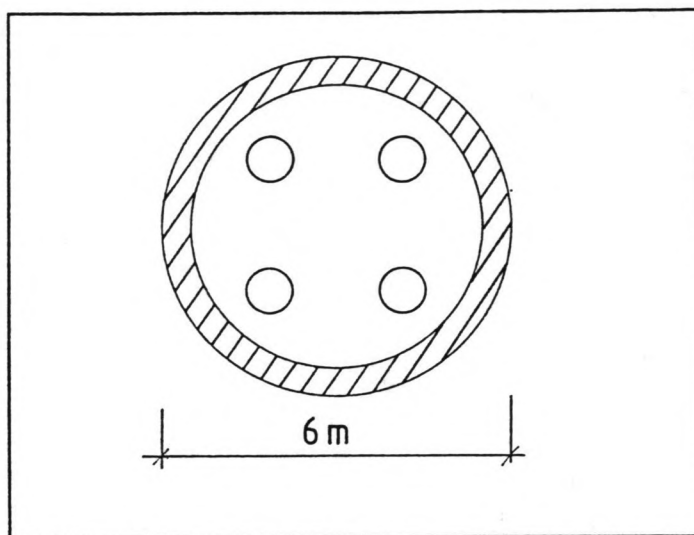
Als het aantal putten afneemt, kan de schachtdiameter afnemen. Dit heeft invloed op de golfaanval op de schacht. Indien vier putten nodig zijn kan de schachtdiameter tot 6 m afnemen.

ad 2.

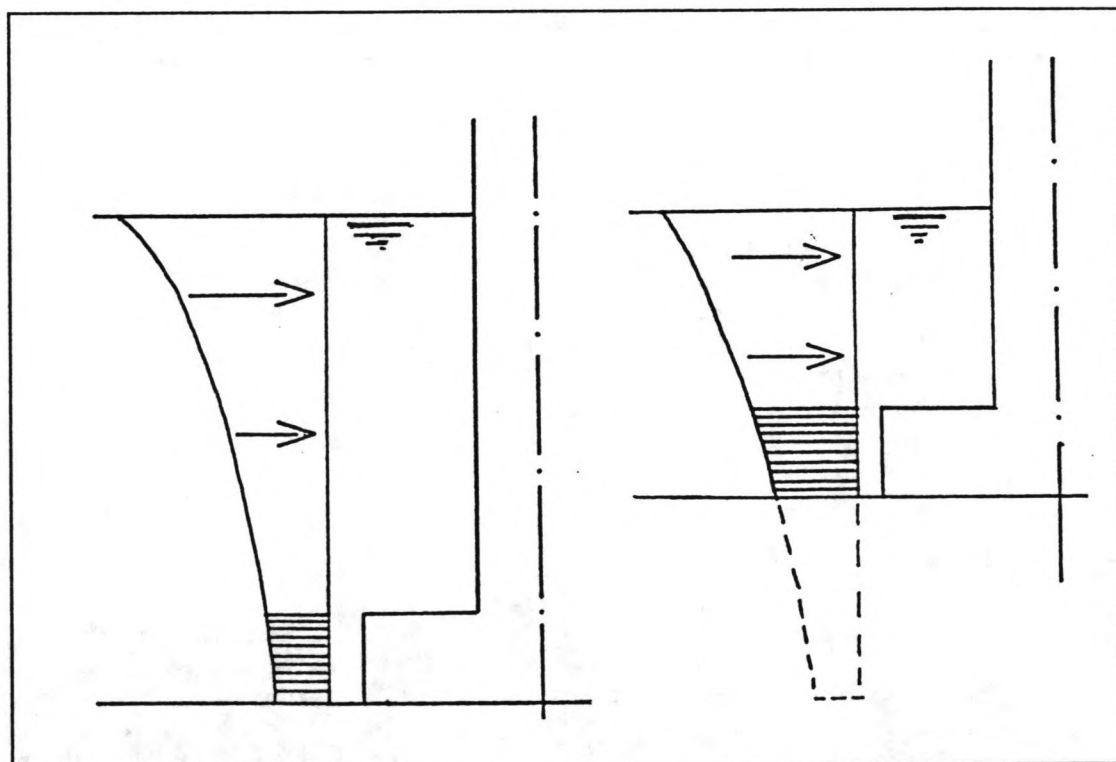
Het dekgewicht heeft geen invloed op de afmetingen. Als het dekgewicht afneemt, kan dit gecompenseerd worden door extra ballast aan te brengen. Toename van het dekgewicht betekent een afname van de ballasthoeveelheid.

ad 3.

Het effect van kleinere golfhoogte- en periode resulteert in kleinere golfaanval op de constructie.



figuur 17.1 Schacht met 4 conductors



figuur 17.2 Effect van kleinere waterdiepte op de golfaanval

ad 4.

Een kleinere waterdiepte betekent allereerst een kortere schacht, en dus een lager OBW van de constructie. Omdat de onderbouw echter dichterbij het wateroppervlak komt (en dus meer in het invloedsgebied van de golfkrachten), neemt de golfbelasting minder af dan verwacht mag worden. Dit is in figuur 17.2 weergegeven.

ad 5.

Een variatie van de draagkracht levert een kleinere voetdiameter. Een invloed op de andere parameters is niet aanwezig. Verslechtering van de draagkracht is niet bekeken omdat een ϕ -waarde van 34° voor zand een minimum is. Op de Nederlandse Noordzee is sprake van zandbodems; kleibodems komen er niet voor. Dunne kleilaagjes aan het bodemoppervlak hebben geen invloed omdat het funderingsniveau op 1,5 m onder het oppervlak ligt. Met dieper gelegen kleilagen wordt geen rekening gehouden.

17.2 Invloed op de afmetingen en ballast

De invloed van de, in de vorige paragraaf genoemde, condities wordt bepaald uitgaande van de oorspronkelijke situatie. Ze worden ieder afzonderlijk gevarieerd; de andere condities bleven dezelfde. Combinatie van veranderende condities is niet uitgevoerd.

Voor ieder geval is een schatting gemaakt van $F_{V,min}$ (het minimaal benodigde totaalgewicht van constructie, dek en ballast).

In tabel 17.1 is de $F_{V,min}$ aangegeven die nodig is in de verschillende gevallen, met daarnaast het benodigde ballastgewicht. Voor de volledigheid zijn ook ballastcapaciteit en hijsgewicht vermeld.

De berekeningen zijn uitgevoerd zoals ook in paragraaf 11.2 is gebeurd. Er is dus geen rekening gehouden met variërende ontwerpgegevens. Dit is de reden dat voor het basisgeval de verschillende waarden anders zijn dan berekend in paragraaf 11.5.

	$F_{V,min}$ (kN)	OBW constructie (kN)	Dek- gewicht (kN)	Ballast- gewicht (kN)	Ballast- capaciteit (kN)	Hijs- gewicht (kN)
basisgeval	76.511	34.617	14.700	27.194	31.275	46.444
kleinere schacht- diameter	51.218	30.583		5.935		39.800
kleinere golfhoog- te	55.361	34.617	14.700	6.044	31.275	46.444
kleinere water- diepte	65.321	31.621		19.000		41.051

tabel 17.1 Ballastgewichten voor verschillende omgevingscondities

Uitgaande van het oorspronkelijke dekgewicht neemt het benodigde ballastgewicht zowel bij kleinere schachtdiameter als bij kleinere golfhoogte fors af. Het blijkt mogelijk ander ballastmateriaal dan ijzererts te kiezen.

In tabel 17.2 is voor de drie gevallen aangegeven welke ballast in aanmerking komt. In de eerste kolom is het benodigde gewicht aangegeven. Vervolgens is voor ijzererts, olivijn en grind aangegeven hoeveel m^3 nodig is om dit gewicht te bereiken. De tussen haakjes vermelde waarden voldoen niet aan de eis (ze overschrijden de ballastcapaciteit).

	Ballast- gewicht (kN)	Benodigd ballastvolume (m ³)			Ballast- capaciteit (m ³)
		ijzererts ($\gamma'=25$)	olivijn ($\gamma'=16,5$)	grind ($\gamma'=9,6$)	
basisgeval	27.194	1088	(1648)	(2833)	1251
kleinere schachtdia- meter	5.935	237	360	618	1251
kleinere golfhoogte	6.044	242	366	630	
kleinere waterdiepte	19.000	760	1152	(1979)	

tabel 17.2 Ballastvolumes voor verschillende materialen

In alle drie gevallen kan olivijn worden toegepast. Zoals in hoofdstuk 11 al is besproken, betekent dit een aanzienlijk eenvoudiger ballastoperatie omdat de compartimenten open kunnen blijven (dit is met ijzererts niet het geval omdat dit het zeewater vervuult). In het geval van een kleinere waterdiepte neemt de hoeveelheid ballast minder af dan bij de andere twee gevallen.

17.3 Invloed op de kosten

Globaal is de invloed van de veranderende parameters op de materiaal- en ballastkosten berekend. Hierbij is voor de constructie een prijs per m³ bepaald, uitgaande van het oorspronkelijke ontwerp.

De materiaalkosten van de ontworpen driepoot bedragen 2,04 miljoen gulden (zie hoofdstuk 14). Het betonvolume is 2225 m³. Dit betekent een betonprijs per m³ van ongeveer f 920,-.

De aangehouden ballastkosten per m³ zijn (paragraaf 11.3.2):

- ijzererts f 200,-
- grind en olivijn f 100,-

De kostenreductie, als gevolg van gereduceerde ballasthoeveelheden, andere ballastkeuze en besparing van materiaal door andere schachtafmetingen, is in tabel 17.3 samengevat.

	Kostenreductie			Percentage
	beton	ballast (olivijn)	totaal	
basisgeval				f 8.700.000,-
kleinere schachtdia- meter	f 201.480,-	f 181.600,-	f 383.080,-	-4,4%
kleinere golfhoogte	f 0,-	f 181.000,-	f 181.000,-	-2,1%
kleinere waterdiepte	f 184.000,-	f 102.400,-	f 286.400,-	-3,3%

tabel 17.3 Kostenreductie voor verschillende omgevingscondities

17.4 Conclusies

Uit het voorgaande kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Het concept met de basisbreedte van 37 m is toepasbaar voor alle omgevingscondities en gebruikerseisen.
- Indien door veranderende condities de hoeveelheid ballast veel kan afnemen, kan gekozen worden voor een ander ballastmateriaal, wat de ballastoperatie aanzienlijk vereenvoudigt.
- Het is niet aantrekkelijk om bij gunstigere condities de basisbreedte te laten afnemen:
 1. De mogelijke afname van de basisbreedte is klein.
 2. Een kleinere basisbreedte vereist opnieuw ijzererts als ballastmateriaal, wat het voordeel van de eenvoudiger ballastoperatie teniet doet.
- De kostenbesparing bij andere locaties is beperkt: 2 tot 4,5%.

Hoofdstuk 18 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In deze studie is, na keuze uit een viertal alternatieven, een driepootconstructie ontworpen voor de ondiepe Noordzee. De belangrijkste conclusie is dat de driepoot een technisch haalbaar alternatief blijkt. De economische haalbaarheid (kosten van de driepoot tegenover bijvoorbeeld een stalen alternatief) is niet bepaald.

Wat de krachtswerking betreft kan het volgende worden opgemerkt:

- Aangezien de driepoot statisch bepaald is opgelegd, is de krachtswerking doorzichtig. Dit heeft de volgende voordelen:
 - Door de beperkte afmetingen van de voeten (een diameter van 11 m) zijn de grootte en plaats van de oplegreacties vrij nauwkeurig bekend. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld een plaatfundering waar over het hele oppervlak met piekspanningen rekening gehouden moet worden. Deze piekspanningen zijn een gevolg van het niet gelijkmatig dragen van de plaat op de bodem als gevolg van een ongelijke bodem.
 - De stabiliteit van de driepoot is ongevoelig voor hoogteverschillen van de bodem. Doordat de driepoot statisch bepaald is, kan deze eventuele optredende zettingen volgen, zonder verandering van krachtswerking binnen de constructie. Deze zettingen zijn echter niet ongelimiteerd. Om de conductors niet te beschadigen, mag de scheefstand van de conductors niet groter zijn dan $0,5^\circ$. Deze eis leidt tot een maximaal verschil in zetting onder de voeten van 21 cm.
 - De drie voeten staan altijd stabiel op de bodem, ongeacht de bodemconfiguratie en het eventuele verschil in draagkracht onder de poten (dit natuurlijk binnen bepaalde grenzen).
Voor deze stabiliteit is het wel nodig om de constructie te ballasten. Om gewicht tijdens transport en installatie te besparen wordt de hoeveelheid ballast offshore aangebracht.

Wat betreft de vormgeving:

- De vorm van de driepoot maakt een grote basis mogelijk, zonder veel materiaalverbruik.
- de kokerprofielen, benodigd voor de krachtsafdracht van de schacht naar de voeten, kunnen tevens als ballastruimte dienen. Deze combinatie van functies leidt tot grotere doelmatigheid en minder materiaal.

- de enkele schacht zorgt voor een minimale golfaanval. De basis echter vangt een aanzienlijk deel van de golven.
- de constructie bestaat uit een beperkt aantal herkenbare onderdelen. Dit maakt aanpassing van de afmetingen aan andere omgevingscondities uitvoerbaar, zonder het concept te veranderen. Te denken valt aan een kleinere basisbreedte, een kortere of slankere schacht en een kleiner draagvlak van de voeten.

Met betrekking tot bouw, transport en installatie:

- Het concept stelt weinig eisen aan de bouwplaats. Bouw kan op een bestaande kade of op een ponton plaatsvinden. Dure scheepsdokken of een speciale bouwput zijn niet vereist.
- De driepoot is niet zelfdrijvend. Er zijn hulpmiddelen nodig om de driepoot te kunnen transporteren en installeren.
- Dit betekent echter niet dat transport en installatie een probleem vormen. Het concept laat een aantal alternatieve methoden toe. Dit is gunstig als de beschikbaarheid van materieel een probleem wordt. In dat geval zijn er, zonder extreem hogere kosten, andere mogelijkheden om de constructie te vervoeren en installeren.

Voor transport en installatie is het gewicht van de constructie van groot belang. Het gewicht mag de capaciteit van het gebruikte materieel niet overschrijden in elke transport- en installatiefase. Wordt de constructie te zwaar dan neemt het aantal transport- en installatiealternatieven drastisch af. Gewichtscontrole tijdens de uitvoering is daarom belangrijk.

Aanbevelingen

Het ontwerp van de driepoot is zeer conservatief uitgevoerd, vanwege onbekendheid met de exacte grootte van sommige parameters. Hoewel een groot aantal aspecten van de driepoot is bekeken, is het ontwerp toch globaal. Nadere beschouwing van een aantal zaken kan een besparing op het ontwerp betekenen. Hierbij kan aan het volgende worden gedacht:

- **berekening met een eindige-elementenprogramma;** Over de krachtwerking in de koker-schachtverbinding valt moeilijk iets te zeggen. Daarom is het nodig deze verbinding te berekenen met een eindige-elementenprogramma. Ook voor de voeten wordt aanbevolen deze te berekenen met een eindige-elementen programma. Voor het dimensioneren van de voeten is het van belang te weten hoe de krachten vanuit de koker via de voet naar de bodem worden afgedragen.
- **een nauwkeurigere bepaling van de golfkrachten;** De krachten in deze studie zijn met een eenvoudig model bepaald. Nauwkeurige modellering van de driepoot was niet mogelijk. Ook de berekening met behulp van de Morisonformule is niet goed mogelijk. Met een betere golfmodellering (bijvoorbeeld de diffractietheorie) is een nauwkeurigere bepaling van de golfkrachten mogelijk.
- **een andere stabiliteitsbeschouwing;** De gehanteerde eis dat elke voet afzonderlijk stabiel moet zijn, is zeer conservatief. Een stabiliteitsbeschouwing uitgaande van mogelijke bezwijkmechanismen levert een lagere hoeveelheid ballast.

- plaatsing van de conductors buiten de schacht; Aangenomen is, dat de conductors in de schacht werden opgenomen. Hierdoor werd de diameter van de schacht bepaald. Overwogen kan worden de conductors buiten de schacht te plaatsen. Dit betekent een kleinere schachtdiameter en dus een kleinere golfaanval. Het is echter de vraag of de opdrachtgever een dergelijke oplossing accepteert.

Overige aanbevelingen:

- In de studie is geen aandacht besteed aan de installatievolgorde. Het is echter het overwegen waard het boren van de putten uit te voeren vóór plaatsing van de driepoot. Het voordeel hiervan is dat het boren van de putten en de bouw van de constructie kunnen dan gelijktijdig plaatsvinden, wat tijdswinst oplevert.
Een nadeel is echter dat de constructie aangepast moet worden en dat installatie over een zogenaamd template (raamwerk) ingewikkeld is.
- De transport- en installatiewijze is niet in detail uitgewerkt. Er is slechts een conceptoplossing aangegeven. Het is noodzakelijk een nadere studie te doen naar details van de totale transport en installatie (zeevasten, afzinken). Een belangrijk onderdeel hierbij is het dynamische gedrag van de driepoot in de takels van de Takliftkranen.
- Voor het alternatief waarbij de constructie drijvend wordt vervoerd en zelfstandig wordt afgezonken is om de driepoot tijdens afzinken stabiel te houden een stabilisatie constructie bedacht. In deze studie is de haalbaarheid van deze stabilisatieconstructie onderzocht. Het kan een eenvoudige oplossing zijn voor alle constructies, die tijdens transport of installatie instabiel zijn. De toepassing blijft dus niet beperkt tot de driepoot.
Aanbevolen wordt om deze constructie nader uit te werken. De exacte werking ervan moet worden getest met behulp van een model. Ook moeten vorm en afmetingen geoptimaliseerd worden.
- De erosiegevoeligheid van de driepoot en welke maatregelen hiertegen genomen dienen te worden moet nader onderzocht worden. De erosie is groot vanwege de vorm van de fundering. Het water kan namelijk tussen de voeten en onder de kokers van de driepoot doorstromen. Te grote uitschuring langs de voeten kan tot zettingen leiden. Dit kan tot beschadiging van de conductors leiden.

GERAADPLEEGDE LITERATUUR

1. Battjes, prof.dr.ir. J.A. (1982): *Windgolven (b78)*. Faculteit Civiele Techniek, TU Delft.
2. Battjes, prof.dr.ir. J.A. (1988): *Korte Golven (b76)*. Faculteit Civiele Techniek, TU Delft.
3. Bonebakker, ir. A.R. (1985): *Uitvoering Van Civiele Projecten (bb21)*. Faculteit Civiele Techniek, TU Delft.
4. Bouvy, ir. J.J.B.J.J. e.a. (1985): *Compendium van het Voorgespannen Beton*. Vereniging Nederlandse Cementindustrie, 's-Hertogenbosch.
5. Bouws, E. (1978): *Wind and Wave Climat in the Netherlands Sector of the North Sea Between 53° And 54° North Latitude*. KNMI, de Bilt.
6. Bruggeling, prof.dr.ir. A.S.G. : *Theorie en Praktijk van het Gewapend Beton*. Stichting Professor Bakkerfonds, Delft.
7. Chakrabarti, S.K. (1987): *Hydrodynamics of Offshore Structures*. Computational Mechanic Publications, Boston.
8. Gerwick, B.C. (1986): *Construction of Offshore Structures*. John Wiley & Sons, New York.
9. Jackson, J. en T.A. Bell: *The Design of the Ravenspurn North Concrete Gravity Substructure: An innovative Application of Conventional Technology*. Paper OTC 6394, Offshore Technology Conference 1990, Houston.
10. Journée, ir. J.M.J. (1987): *Hydromechanische Aspecten van Drijvende Offshore Constructies*. Faculteit Maritieme Techniek, TU Delft.
11. Massie, W.W. (red.) (1986): *Coastal Engineering (Volume I, Introduction) (f11A)*. Faculteit Civiele Techniek, TU Delft.
12. O'Riordan, N.J. en D.G. Clare: *Geotechnical Considerations for the Installation of Gravity Base Structures*. Paper OTC 6381, Offshore Technology Conference 1990, Houston.
13. Rijen, J.F.M. van (1987): *Een Betonnen Monopod als Draagconstructie voor een Offshoreplatform (afstudeerverslag). Fundering van een Betonnen Monopod (deelstudie)*. Faculteit Civiele Techniek, TU Delft.
14. Roberts, J. : *Innovation in Concrete Substructures: The Ravenspurn North Platform and Beyond*. Paper OTC 6347, Offshore Technology Conference 1990, Houston.

15. Sarpkaya, T. en M. Isaacson (1981): *Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures*. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
16. Smits, ir. F.P. (1980): *Geotechnical Design of Gravity Structures*. LGM mededelingen, Part XXI no. 4, October 1980.
17. Verruijt, prof.dr.ir. A. (1983): *Grondmechanica*. Delftse Uitgeversmaatschappij, Delft.
18. Verruijt, prof.dr.ir. A. (1988): *Offshore Soil Mechanics (x2-ct2.1)*. Faculteit Civiele techniek, TU Delft.
19. Vos, prof.ir. Ch.J. (1980): *Gravity Structures; Practical Design and Construction Aspects Regarding Foundation*. LGM mededelingen, Part XXI no. 4, October 1980.
20. Vos, prof.ir. Ch.J. (1988): *Uitvoeringstechnologie van Betonconstructies (g23B)*. Faculteit Civiele techniek, TU Delft.

21. *Getijtafels voor Nederland* (jaarlijkse uitgave). Rijkswaterstaat, 's-Gravenhage.
22. *North Sea Climate*. KNMI, de Bilt.
23. *Rules for The Design, Construction and Inspection of Offshore Structures* (1977). Det Norske Veritas, Oslo.
24. *Shore Protection Manual* (1984). U.S. Army Coastal Engineering Research Centre, Washington D.C.
25. *Voorschriften Beton 1974/1984 (NEN 3880)*. Nederlands Normalisatie Instituut, Delft.

VERKLARENDE WOORDENLIJST

Air-gap	- Vrije ruimte tussen de onderkant van het dek en de hoogste golftop.
CGS	- Concrete Gravity Structure (betonnen zwaartekrachtconstructie). Betonnen constructie die zijn krachten via een oppervlaktefundering op de ondergrond afdraagt.
Conductor	- Buis ter bescherming en geleiding van een put. De conductor loopt van het dek tot enkele meters in de zeebodem.
DNV	- Det Norske Veritas. Certificeringsbureau op het gebied van offshore constructies uit Noorwegen. Dit bureau geeft voorschriften uit op het gebied van ontwerp, bouw en inspectie van offshore constructies.
GBS	- Gravity Based Structure (zwaartekrachtconstructie). Een constructie (van staal of beton) die zijn krachten door een oppervlaktefundering op de ondergrond afdraagt.
Golfhoogte	
- maximale	- Golfhoogte die door 10% van alle golven in een storm wordt overschreden.
- significante	- Het gemiddelde van het hoogste derde deel van alle golfhoogten in een storm.
HAT	- Highest Astronomical Tide (maximale astronomische getijstand). De hoogste waterstand door het getij veroorzaakt (springtij).
Jack-up	- Drijvend platform met drie of meer poten, voor het boren en onderhouden van putten. Tijdens werkzaamheden heft het platform zich door middel van de poten op tot boven de waterlijn.
Jacket	- Stalen constructie opgebouwd uit buizen, gefundeerd op stalen palen.
LAT	- Lowest Astronomical Tide (minimale astronomische getijstand). De laagste waterstand door het getij veroorzaakt.
MWL	- Mean Water Level (gemiddelde waterdiepte).
OBW	- On Bottom Weight (gewicht op de bodem). Onder water gewicht van een constructie: eigen gewicht minus opwaartse kracht.

Put	- Buis waarmee gas of olie vanuit de bodem naar het dek wordt getransporteerd. Putten kunnen tot enkele kilometers in de bodem zijn geboord.
Riser	- Buis ter bescherming en geleiding van een gas- of olieleiding die van het platform naar de wal loopt. Een riser loopt van het dek tot op de zeebodem.
Skirt	- Stalen scherm ('schoort') onder een oppervlaktefundering dat in de bodem penetreert.
SSCV	- Semi-Submersible Crane Vessel (half-afzinkbaar kraanschip). Een kraanschip met twee drijflichamen. Tijdens werkzaamheden zinkt het vaartuig gedeeltelijk af, zodat de drijflichamen zich onder water bevinden. Dit geeft een grotere stabiliteit (minder golfaanval).
Suction	- Funderingsmethode, waarbij met behulp van onderdruk onder de constructie penetratie in de bodem wordt geforceerd.
SWL	- Still Water Level. Optredende waterdiepte (nuldoorgang van de golven). In deze waterdiepte is het effect van opwaaiing en getij ten opzichte van MWL verwerkt.

