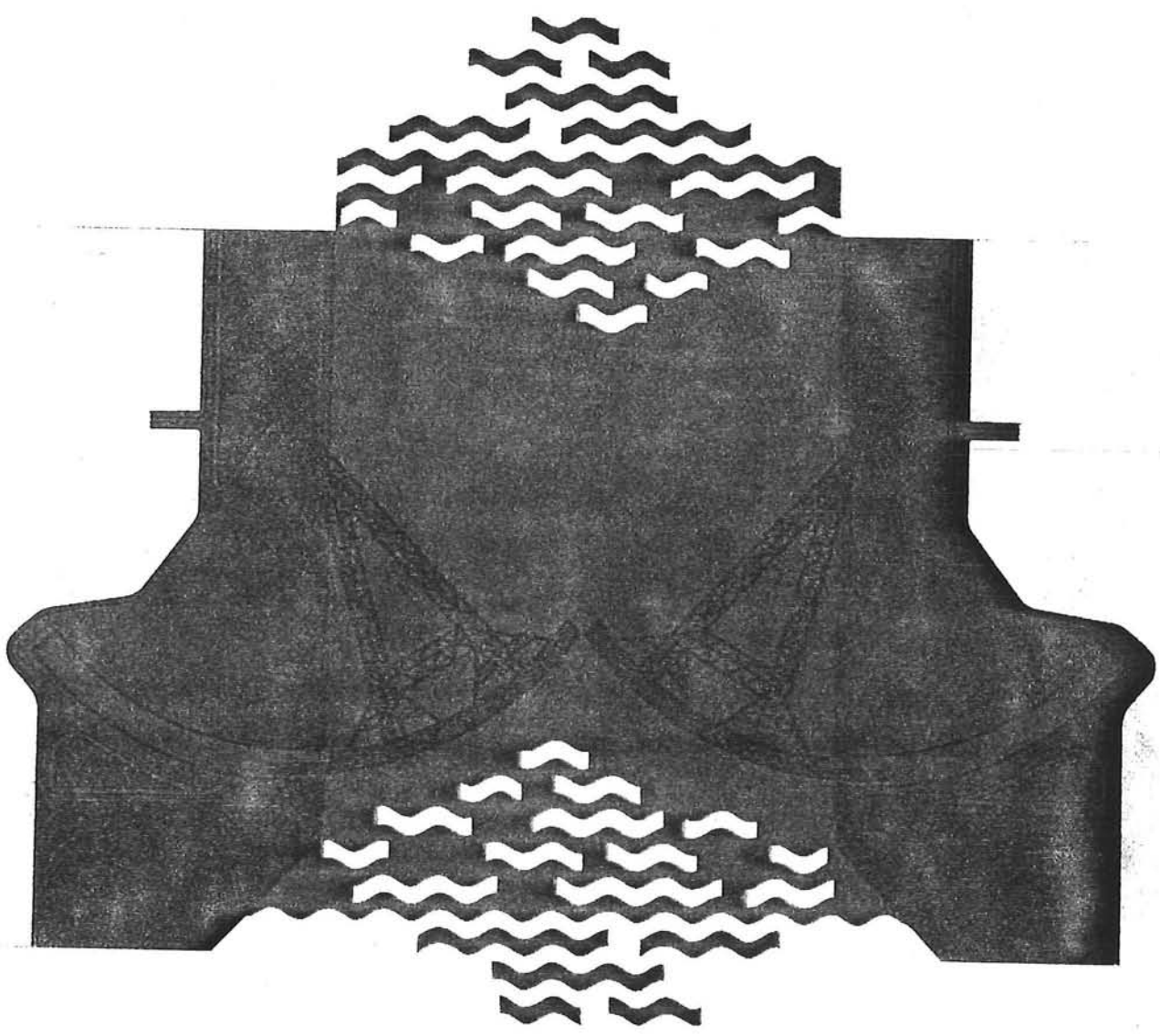


STORMVLOEDKERING



NIEUWE WATERWEG

Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Student: P.J. Turnhout
Studienr.: 845228

Afstudeercommissie: K.G. Bezuyen
T. Glerum
A.F. Groeneweg
A. Pruijssers

T.U. Delft

Voorwoord

Dit rapport is tot stand gekomen in het kader van mijn afstudeerproject. De opdracht voor dit project is afkomstig van mensen binnen de B.M.K. (Bouwkombinatie Maeslant Kering), en is ontstaan vanuit persoonlijke interesse van deze mensen.

Dit rapport verschaft een overzicht van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en moest in eerste instantie vooral mijzelf meer inzicht verschaffen in de verschillende onderdelen van de stormvloedkering, bij het zoeken naar een geschikt onderwerp voor mijn afstuderen. Dit rapport wordt aangeraden om te lezen aan een ieder die mijn afstudeerwerk met wat achtergrondinformatie wil bestuderen.

Waarom zoeken naar een geschikt onderwerp bij de stormvloedkering en niet een voorhanden zijnd onderwerp gekozen. Dit antwoord is meer een kwestie van het hart dan van het verstand. Zoals een beetje civiel gaat ook mijn civiel-hart sneller kloppen bij alles wat groot is, beweegt en met water te maken heeft.

Via deze weg wil ik graag de leden van mijn afstudeer commissie, met name dhr K.G. Bezuyen dhr. A.F. Groeneweg en dhr. A. Pruijssers, bedanken voor de mogelijkheid die ze mij hebben geboden om naar een onderwerp te zoeken voor mijn afstudeerwerk. Tevens wil ik ze bedanken voor de tijd en adviezen die ze mij hebben gegeven.

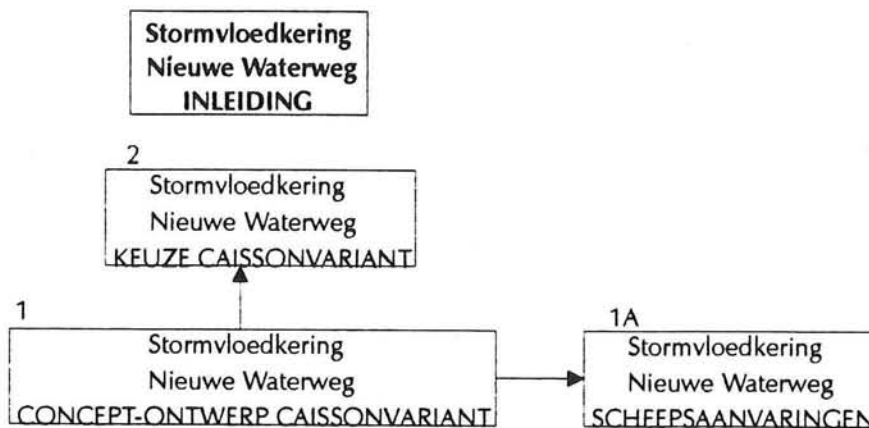
Overzicht rapporten

In onderstaand schema treft u een overzicht aan van de in het kader van dit afstudeerwerk verschenen rapporten.

De cijfers geven aan in welke volgorde de rapporten 'moeten' worden gelezen.

Het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (inleiding)', geeft een overzicht van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen daarvan. Dit rapport is bedoeld voor degenen die geen of onvoldoende inzicht hebben in het ontwerp van de stormvloedkering. Voor een beschrijving van de onderdelen, voortkomend uit dit ontwerp, welke worden genoemd in de overige rapporten wordt dan ook verwezen naar dit inleidende rapport.

Het rapport wat u op dit moment voor zich heeft staat in onderstaand schema dik gedrukt.



Inhoudsopgave

Hoofdstuk	1	Inleiding	4
	1.1	Deltawet	4
	1.2	Programma van eisen	6
	1.3	Faalkansen	9
Hoofdstuk	2	Hoofdonderdelen stormvloedkering	10
	2.1	Inleiding	10
	2.2	Sektordeur	11
	2.3	Vakwerkarmen	12
	2.4	Bolscharnier	13
	2.5	Lokomobiel	13
	2.6	Geleidetoren	14
	2.7	Drempel vaarweg/ bodembescherming	15
	2.8	Parkeerdok	16
	2.9	Grondkerende constructie	16
	2.10	Kistdam	17
	2.11	Dokdeur	18
	2.12	Hoogteligging terreinen	19
Literatuurlijst			20

Hoofdstuk 1 Inleiding

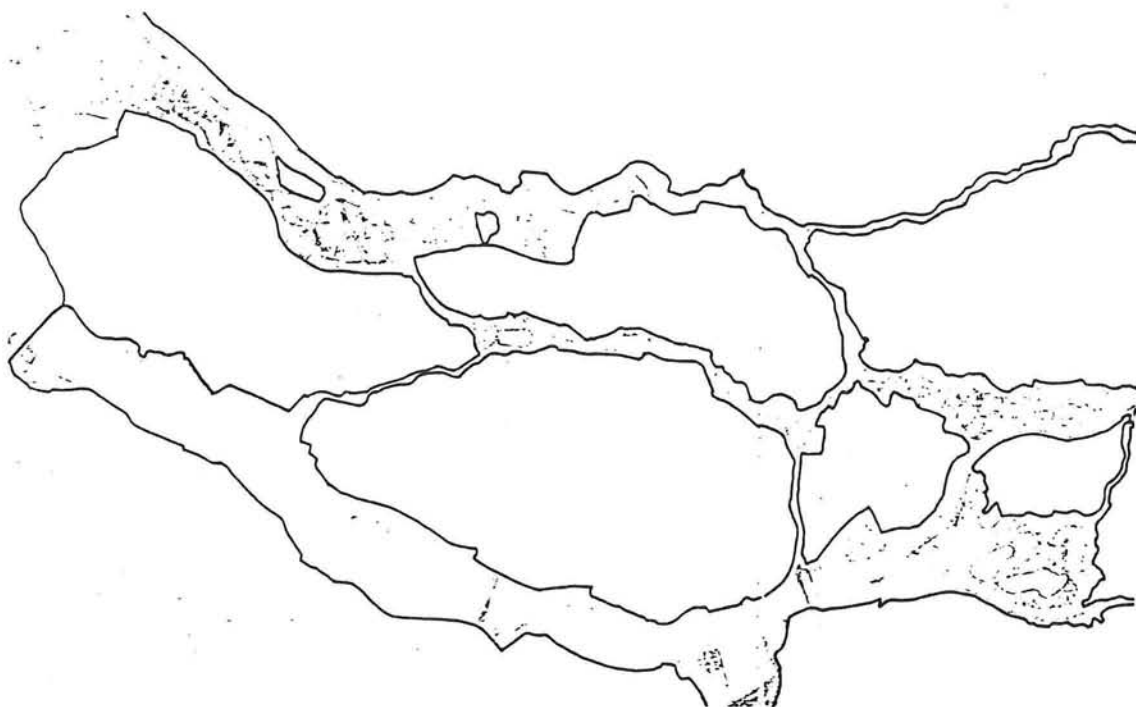
Bij het bespreken van het onderwerp van mijn afstuderen bleek al snel dat een overzicht van de stormvloedkering kan bijdragen tot meer duidelijkheid in de gesprekken en ook in de afbakening van het afstudeerwerk. Het doel van dit rapport is dan ook om de lezer, meer, inzicht te verschaffen in het ontwerp van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.

Naast een uiteenzetting, in dit hoofdstuk, van de redenen om te kiezen voor een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en een beschrijving van de totale stormvloedkering, zal in de volgende hoofdstukken in meer detail worden ingegaan op enkele hoofdonderdelen van de stormvloedkering.

Dit rapport moet worden gezien als een opzichzelf staand werk binnen het afstuderen.

1.1 Deltawet

De Deltawet van 1958 voorziet, op grond van door de politiek vastgestelde veiligheidsnormen, in de versterking van een groot aantal Nederlandse hoogwaterkeringen. Oorspronkelijk voorzag het plan in het openhouden van de Nieuwe Waterweg, in het belang van de scheepvaart. De totale lengte van de waterkeringen in het te beschermen gebied is ongeveer 350 km (zie afbeelding 1.1, pag 5).



Afbeelding 1.1 Hoogwaterkeringen, totale lengte 350 km

Bij reeds in uitvoering genomen en een aantal geplande dijkversterkingsprogramma's rezen in toenemende maten problemen. Deze problemen waren het gevolg van:

- Direkte schade aan karakteristieke en historische bebouwing en aan infrastructuur;
- Indirekte schade door de maatschappelijke verstoring in de dicht bebouwde stedelijke gebieden (zoals die van Rotterdam en Dordrecht).

Toen tevens bleek dat o.a. 44 km kering in het Rotterdamse stadsgebied opnieuw moest worden versterkt, t.g.v. bijgestelde voorspellingen van de Maatgevende Hoogwaters, werd een alternatief in de vorm van een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg weer aktueel (een dergelijk alternatief was ook in de vijftiger jaren reeds overwogen, maar in het licht van de toenmalige stand van techniek niet verder uitgewerkt). Door het toepassen van een stormvloedkering zullen een groot deel van de dijkversterkingsprogramma's niet ten uitvoer hoeven te worden gebracht en zullen bovenstaande problemen dus niet optreden, bovendien zal op veel kortere termijn t.o.v. het versterken van bestaande hoogwaterkeringen het vereiste veiligheidsniveau worden bereikt.

Na een uiteindelijke beoordeling van de verschillende alternatieven voor een stormvloedkering gaf de minister van Verkeer en Waterstaat op 27 oktober 1989, de Bouwkombinatie Maeslant Kering (BMK) opdracht tot ontwerp, bouw en (vijfjarig) onderhoud van de kering.

1.2 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Voor een situatie schets wordt verwezen naar afbeelding 1.2.



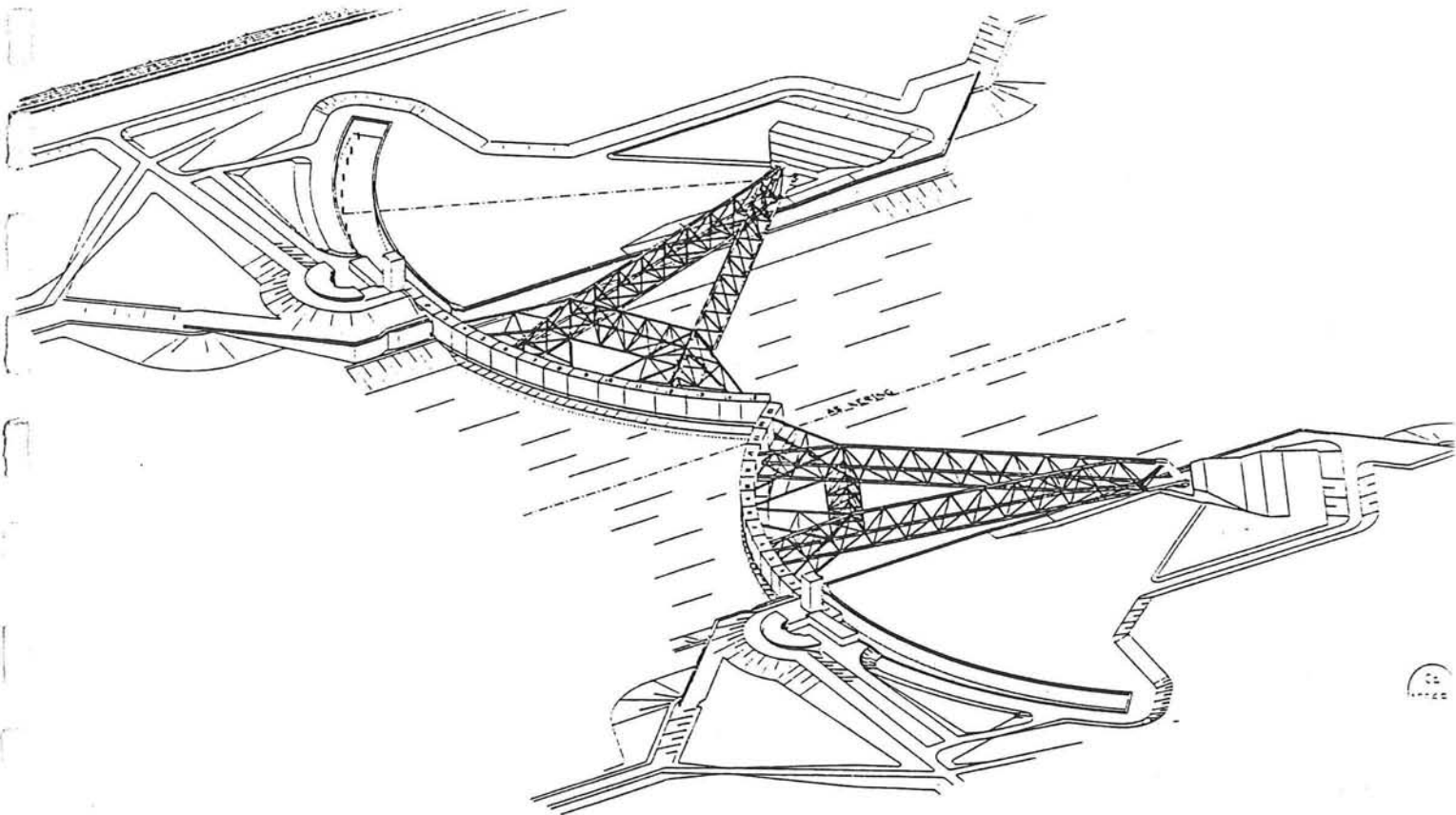
Afbeelding 1.2 Lokatie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Het ontwerp van de stormvloedkering volgens het BMK-concept is gebaseerd op de maximale opening (minimale verval belasting) waarbij nog wordt voldaan aan de gewenste verlaging van de MHW-standen binnen de kering. De kering is dus een reductor en geen hermetisch gesloten constructie. De kering moet naast de gewenste MHW-reductie voldoen aan o.a de volgende functionele eisen:

- Vrije breedte, tussen de landhoofden, van 360 m (= iets meer dan de breedte tussen de huidige kribkoppen);
- Een drempel beneden N.A.P. -17 m. Geen restricties in de hoogte;
- Minimale obstructie voor de scheepvaart tijdens de bouw en in de operationele fase een sluitingsfrequentie van maximaal 1 maal in de 10 jaar (zonder zeespiegelrijzing) tot 1 maal in de 5 jaar (met zeespiegelrijzing), alsmede maximaal 1 maal per jaar wegens onderhoud;
- Maximale translatiegolven door het afsluiten, van 0,4 m in de rivier en 0,1 m in de havens.
- Uiteindelijk te keren hoogte N.A.P. + 5,0 m;
- Permanente effectieve lekopening bij gesloten kering moet kleiner zijn dan 100 m²;
- Kering dient levensduur van 100 jaar te hebben;

Voor de eisen m.b.t. de geeiste faalkansen van de kering wordt verwezen naar paragraaf 1.3.

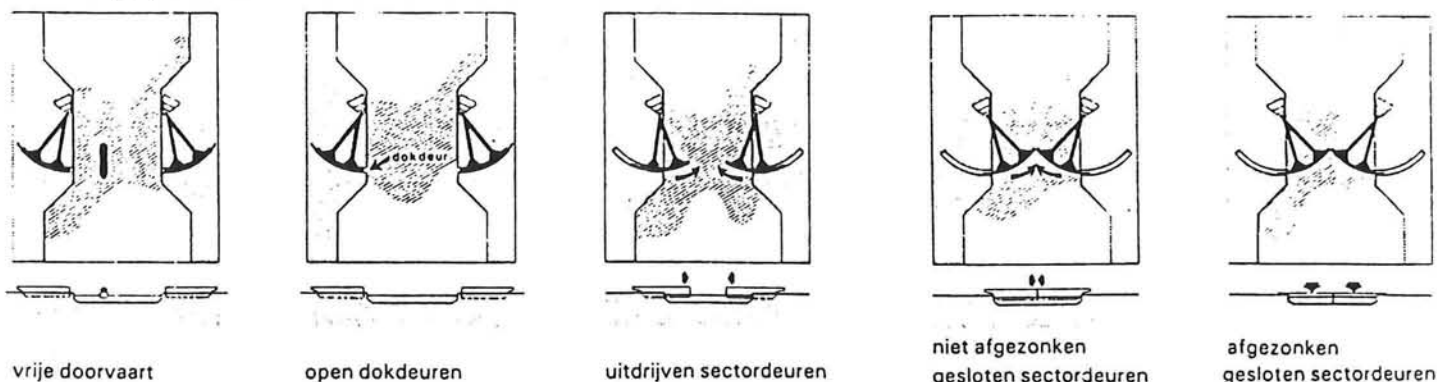
De stormvloedkering ontworpen én gebouwd door de BMK (primeur) bestaat uit twee cirkelvormige sektordeuren welke opgeslagen liggen op het landhoofd aan de noord- en zuidoever van de Nieuwe Waterweg. De sektordeuren bestaan uit een kerende wand welke via een vakwerkarm verbonden is aan een bolscharnier (zie afbeelding 1.3).



Afbeelding 1.3 Overzicht sektordeurkering (isometrisch aanzicht)

Bij een optredende storm waarbij gesloten moet worden zullen de deuren worden opgedreven en drijvend in de Waterweg worden gebracht, waarna ze kunnen worden afgezonken waarmee de afsluiting van de Nieuwe Waterweg een feit is. De sektordeuren rusten via fenders, bevestigd onderaan de deuren, op een betonnen drempel in de vaarweg (zie afbeelding 1.4, pag. 8).

Sluitingsprocedure



Afbeelding 1.4 Sluitingsprocedure sektordeurkering

Indien de condities zo zijn dat over kan worden gegaan tot het openen van de stormvloedkering, zal bovenstaand proces in omgekeerde volgorde plaatsvinden. De vakwerkarmen draaien daarbij boven een plateau en de kerende wand wordt opgeborgen in het parkeerdok. In het parkeerdok rusten de sektordeuren op oplegconsôles.

De stormvloedkering zal gemiddeld één keer in de 10 jaar gesloten moeten worden.

Om de sektordeur op te drijven danwel af te zinken kunnen de ballastcompartimenten die tevens de kerende wand vormen leeggepompt resp. volgepompt worden.

Het in en uit de Waterweg bewegen van de sektordeuren geschiedt d.m.v. een lokomobiel welke via een trek-/duwstang is verbonden met de geleidetoeren.

In bovenstaande inleiding zijn reeds een aantal hoofdonderdelen van de stormvloedkering ter sprake gekomen in het volgende hoofdstuk zullen de volgende onderdelen in meer detail worden besproken:

- Sektordeur
- Vakwerkarmen
- Bolscharnier
- Lokomobiel
- Geleidetoren
- Drempel vaarweg/ bodembescherming
- Parkeerdok
- Grondkerende constructie
- Dokdeur

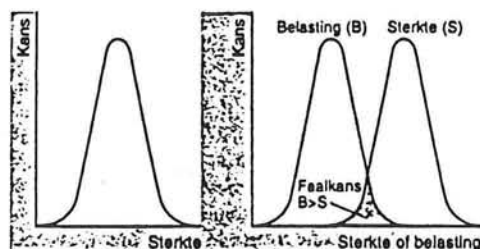
1.3 Faalkansen

De stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg is op probabilistische wijze ontworpen. D.w.z. dat aan een drietal hoofdgebeurtenissen, vanuit Rijkswaterstaat, eisen zijn gesteld m.b.t. de kans van optreden van die gebeurtenissen. de gedefinieerde gebeurtenissen met bijbehorende kans van optreden zijn:

- Bezwijken $P_r(\text{bezwijken}) \leq 1 \times 10^{-6}/\text{jaar}$
- Niet sluiten (terwijl gesloten zou moeten worden) $P_r(\text{niet sluiten}) \leq 1 \times 10^{-3}/\text{gebeurtenis}$
- Niet openen (terwijl geopend zou moeten worden) $P_r(\text{niet openen}) \leq 1 \times 10^{-4} /\text{gebeurtenis}$

De gehele kering wordt ontworpen op een zogenaamde 10^4 -storm. D.w.z. een storm met een Returnperiod van 10000 jaar.

Iedere hoofdgebeurtenis is opgedeeld in onderdelen waarbij elk onderdeel een stukje faalkans krijgt toebedeeld. Vervolgens wordt uit de statistische belasting via de toebedeelde faalkans, de vereiste sterkte afgeleid (zie afbeelding 1.5).

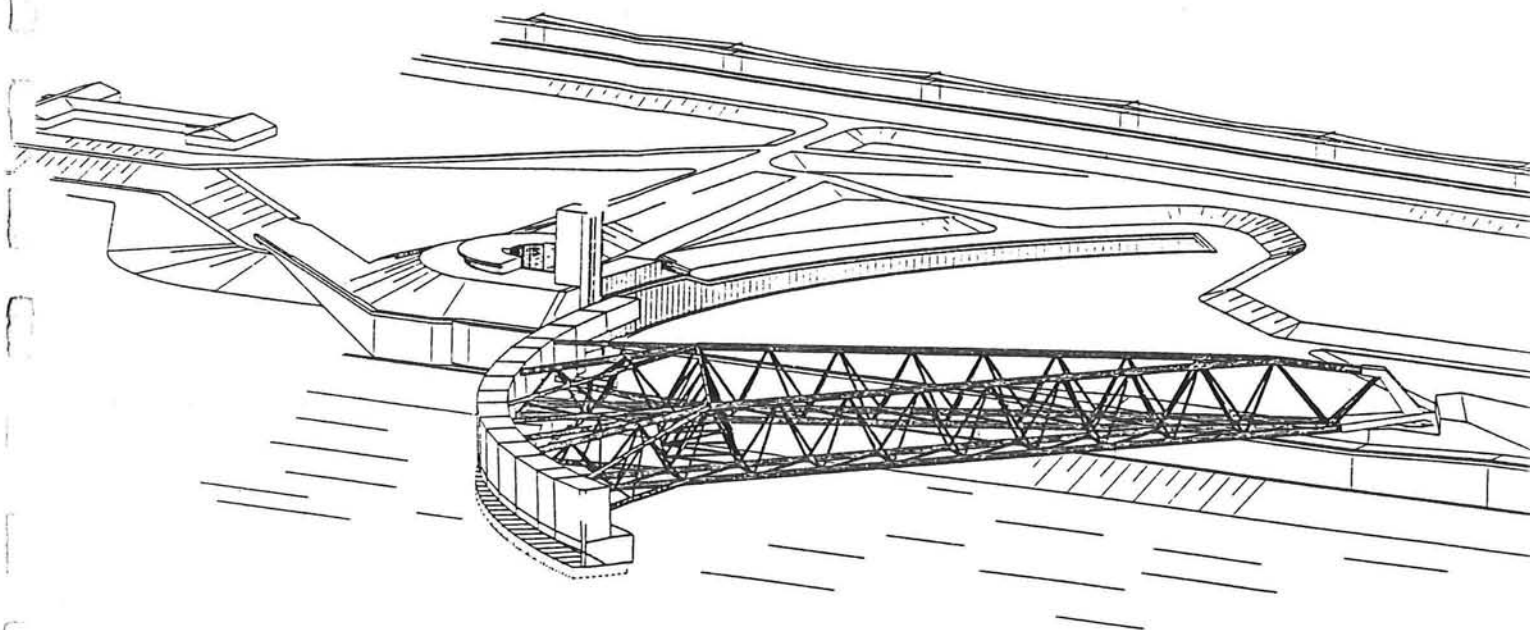


Afbeelding 1.5 Statistische belasting/vereiste sterkte

Hoofdstuk 2 Hoofdonderdelen stormvloedkering

2.1 Inleiding

Zoals vermeld in de inleiding zal in dit hoofdstuk een beschrijving worden gegeven van de hoofdonderdelen van de stormvloedkering. De onderdelen komen in onderstaande volgorde aan bod (zie afbeelding 2.1):

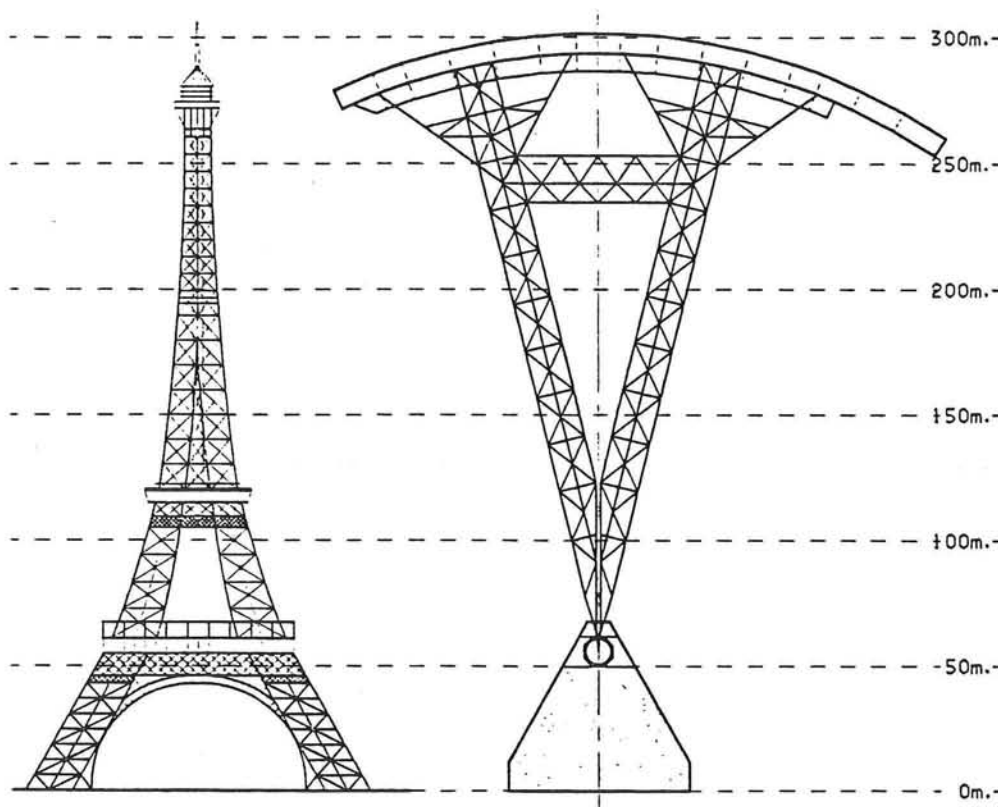


Afbeelding 2.1 Overzicht sektordeurkering

- | | | |
|---|-----------------------------------|-----|
| - | Sektordeur | [1] |
| - | Vakwerkarmen | [2] |
| - | Bolscharnier | [3] |
| - | Lokomobiel | [4] |
| - | Geleidetoren | [5] |
| - | Dremmel vaarweg/ bodembescherming | [6] |
| - | Parkeerdok | [7] |
| - | Grondkerende constructie | [8] |
| - | Dokdeur | [9] |

2.2 Sektordeur

De sektordeur bestaat uit een kerende wand welke verbonden is via een stalen vakwerkarm met het bolscharnier. Per sektordeur wordt net zoveel staal verwerkt als benodigd voor twee Eiffeltorens (≈ 15000 ton staal; zie afbeelding 2.2).



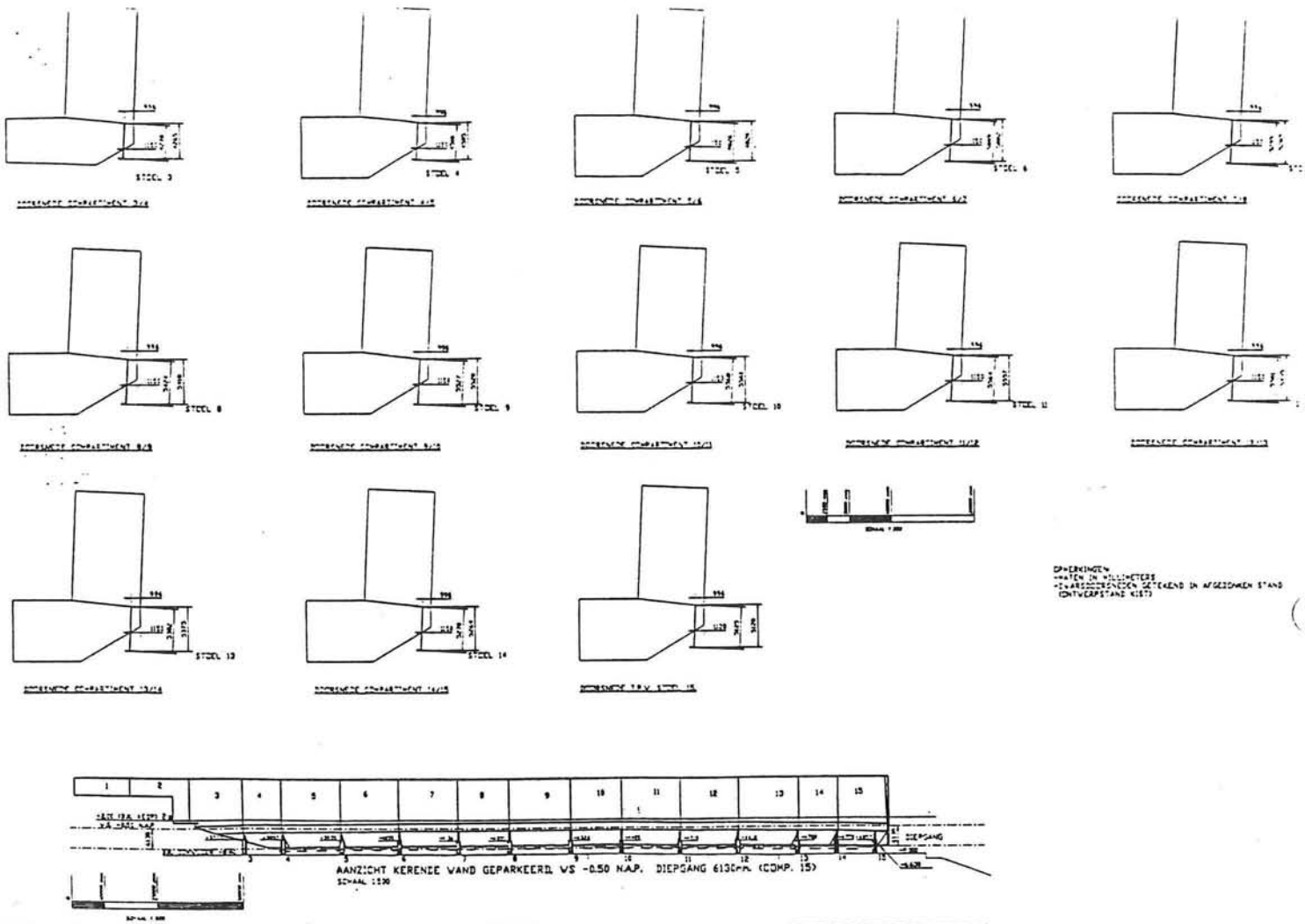
Afbeelding 2.2 Vergelijk sektordeur met Eiffeltoren

De kerende wand bestaat uit 15 compartimenten welke gevuld c.q. leeggepompt kunnen worden om de sektordeur af te zinken resp. op te drijven (zie afbeelding 2.3, pag. 12).

Afmetingen:

- Straal kerende wand = 246 m
- Booglengte = 214 m
- Hoogte = 22 m

De hydrodynamische belastingen zijn radiaal gericht. Tangentiële krachten onder andere veroorzaakt door de wind- en stroombelasting op het vakwerk tussen deur en scharnier zijn relatief beperkt.



OPMERKINGEN
 - WATEN IN WILKSTREKE
 - VERBODEN TOEGANG TOEGANG IN AFGESLUIPTEN STAN
 (ONTWERPSTANDE KEST)

Afbeelding 2.3 Aanzicht en doorsneden herende wand van de sektordeur

2.3 Vakwerkarmen

De vakwerkarmen vormen de verbinding tussen de kerende wand en het bolscharnier.

Afmetingen:

- Lengte vakwerkarm = 237 m
- Hoogte vakwerkarm = 18 m

2.4 Bolscharnier

Het bolscharnier is te vergelijken met een kogelgewricht. De sektordeur kan op deze manier zowel horizontale als verticale bewegingen ondergaan.

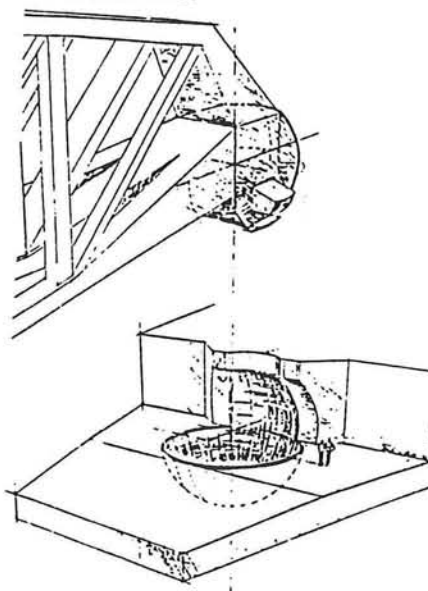
Afmetingen:

- Diameter bolscharnier = 10 m
- Massa = 400 ton

De kogel is van staal en beweegt in een betonnen kom. Deze laatste is opgenomen in een grote betonnen fundering ('taartpunt'; zie afbeelding 2.4).

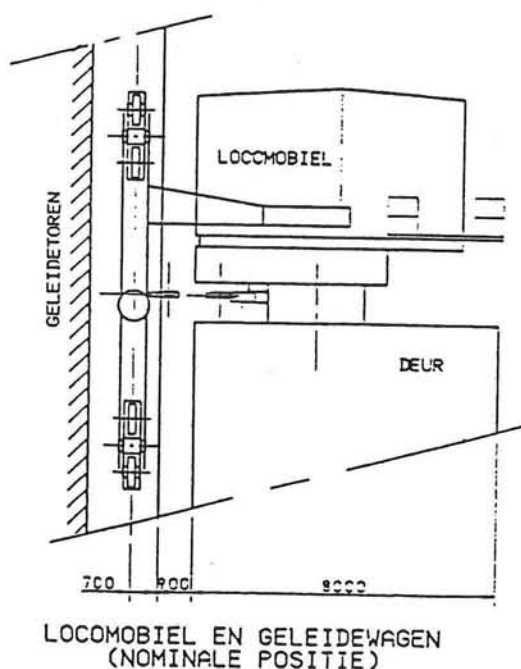
De diameter van de kogel volgt uit het toelaatbare spanningsniveau bij het contactvlak.

Bolscharnier



Afbeelding 2.4 Bolscharnier

2.5 Lokomobiel



De lokomobiel maakt onderdeel uit van het bewegingswerk van de stormvloedkering. De lokomobiel zorgt voor het vasthouden danwel voor het in en uit het parkeerdok bewegen van de sektordeur. Via een pennebaan drijft de lokomobiel de sektordeur aan, waarbij de lokomobiel zich via de trek-/duwstang afzet tegen de geleidetoeren. De lokomobiel blijft dus op dezelfde plek en duwt de sektordeur onder zich door (zie afbeelding 2.5).

Afbeelding 2.5 Lokomobiel en geleidewagen

2.6 Geleidetoren

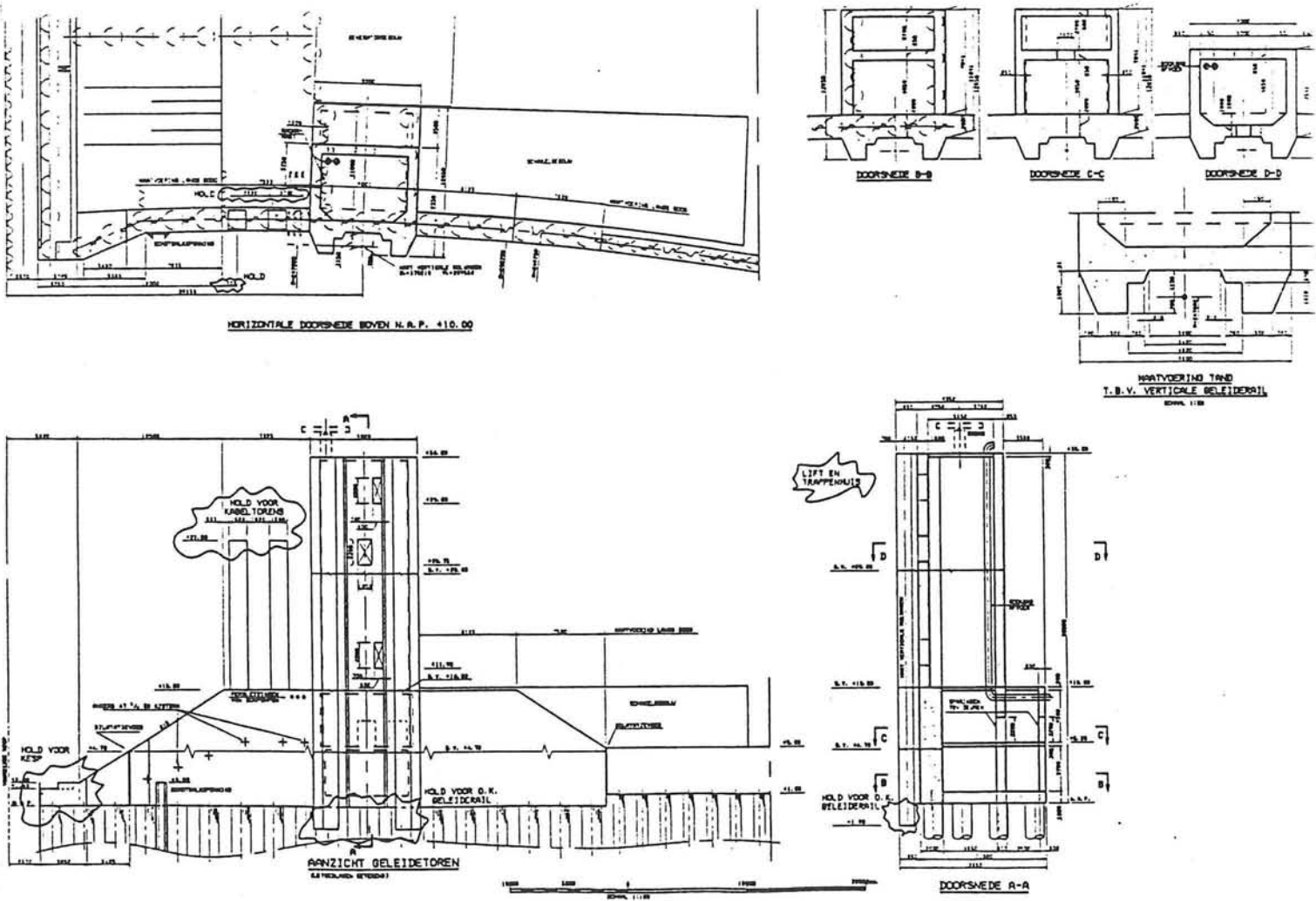
De geleidetoren dient als afzetspunt van het bewegingswerk van de sektordeur. Het bewegingswerk bestaat uit een lokomobiel welke via resp. een trek-/duwstang, een geleide wagen en een geleidebaan de kracht, benodigd om de sektordeur vast te houden of in of uit het parkeerdok te varen, overdraagt aan de geleidetoren.

Afmetingen:

- Breedte (b1) = 9,0 m (langs de parkeerdokwand)
- Breedte (b2) = 7,0 m (loodrecht op de parkeerdokwand)
- Hoogte = minimaal reikend tot N.A.P. + 25,0 m

Het hart van de geleidetoren komt op ongeveer 30 m vanuit de vaarweg.

Voor afdracht van de aandrijfkraften (vanuit de lokomobiel) wordt de geleidetoren gefundeerd op een doosvormige kelderconstructie van gewapend beton. De kelder bevindt zich tussen de niveau's: N.A.P. 0,0 m en N.A.P. + 10,0 m (zie afbeelding 2.6).



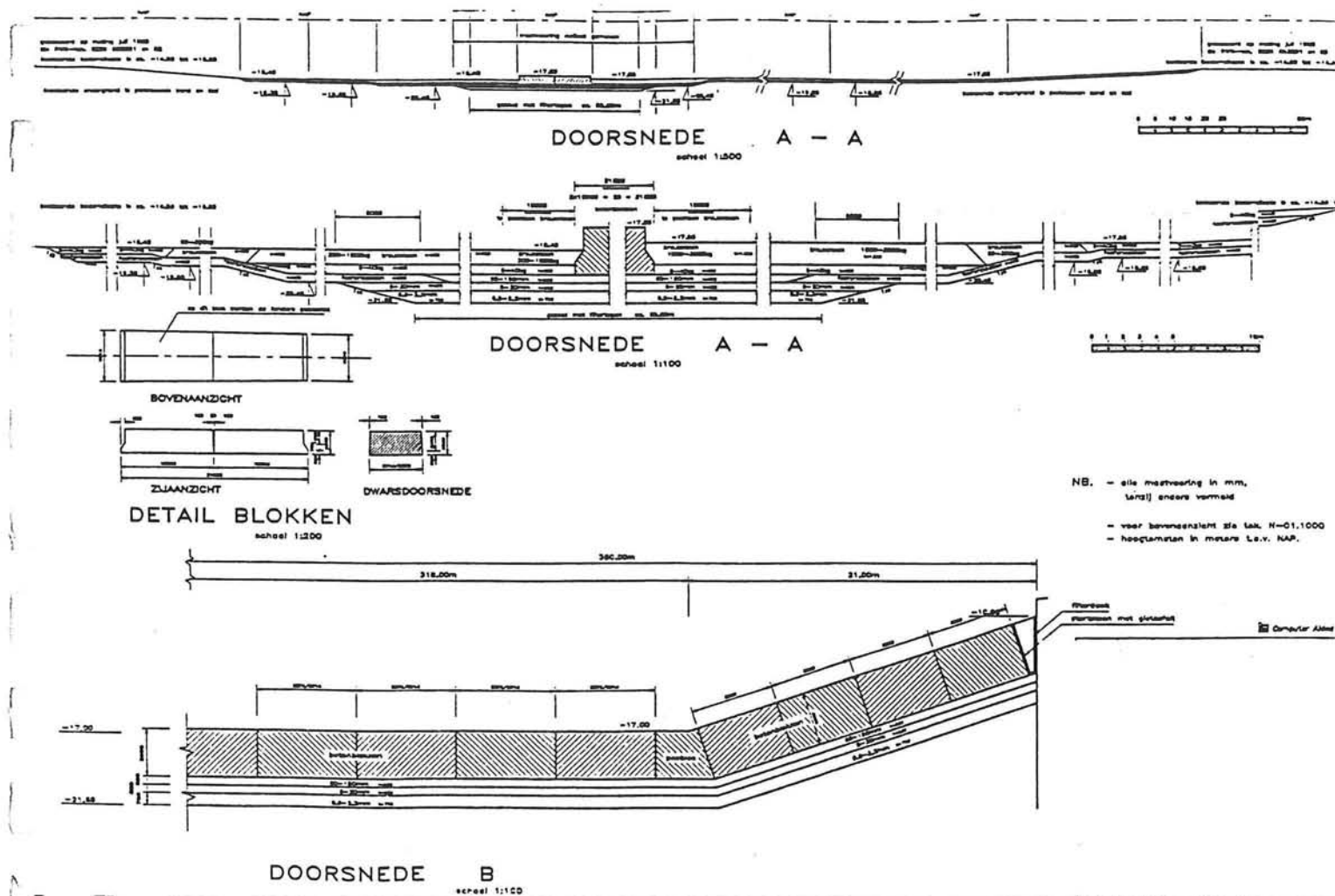
Afbeelding 2.6 Aanzicht en doorsneden geleidetoren

De geleidewagen kan vertikaal bewegen zodat de lokomobiel op ieder mogelijk oprijfniveau van de sektordeur zich kan afzetten tegen de geleidetoren.

2.7 Drempel vaarweg/ bodembescherming

In afgezonken situatie rust de sektordeur via fenders op een betonnendrempel in de Waterweg. De betondrempel wordt aangebracht over de gehele breedte van de Nieuwe Waterweg, zowel in de vaargeul als op de aansluitende taluds.

Om de overgang tussen betonnendrempel en bodemmateriaal te bewerkstelligen zal onder de drempel een drielaags geometrisch dicht filter worden toegepast (zie afbeelding 2.7).



Afbeelding 2.7 Doorsneden drempel met bodembescherming

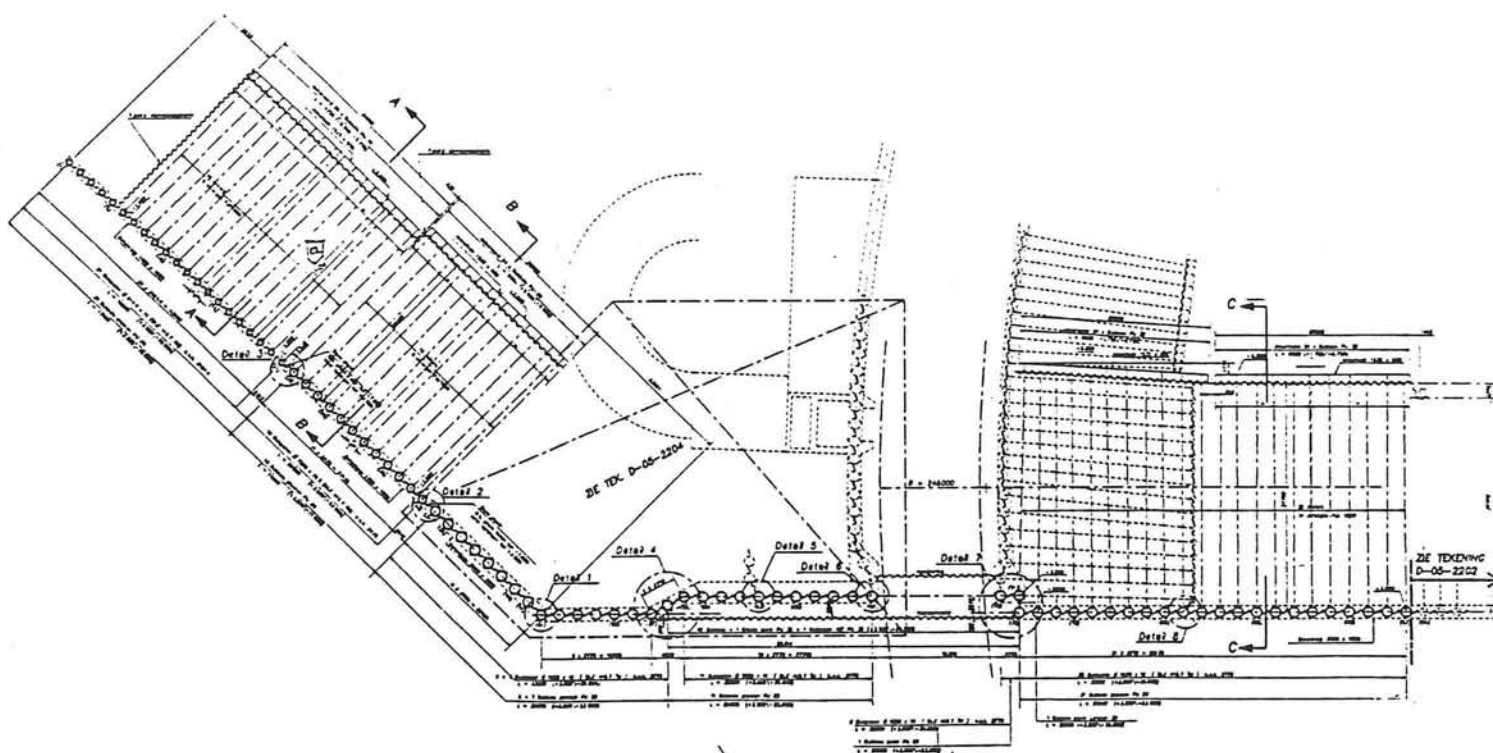
Ter bescherming van de drempel en de rivierbodem tegen de eroderende werking van de stroming, wordt een stortebed en bodembescherming t.p.v. de stormvloedkering aangebracht. Het stortebed vormt de bodembescherming in de buurt van de drempel. De bodembescherming dient het transport van toplaagmateriaal tegen te gaan.

2.8 Parkeerdok

Onder normale omstandigheden, geen alarmsituatie, zijn beide sektordeuren opgeborgen in een parkeerdok. De beide parkeerdokken zijn opgenomen in de landhoofden van de stormvloedkering. Het parkeerdok kan worden afgesloten van de Waterweg d.m.v. een dokdeur. Voor onderhoud en inspectie aan de sektordeur kan het parkeerdok worden drooggezet.

2.9 Grondkerende constructie

De grondkerende constructie van de landhoofden en ook van de beide parkeerdokken bestaat uit een combiwand. Dit is een wand van buispalen met daartussenin geheide damwandplanken. De grondkerende constructie van het parkeerdok moet waterdicht aansluiten op de betonnen vloer van het parkeerdok (zie afbeelding 2.8).

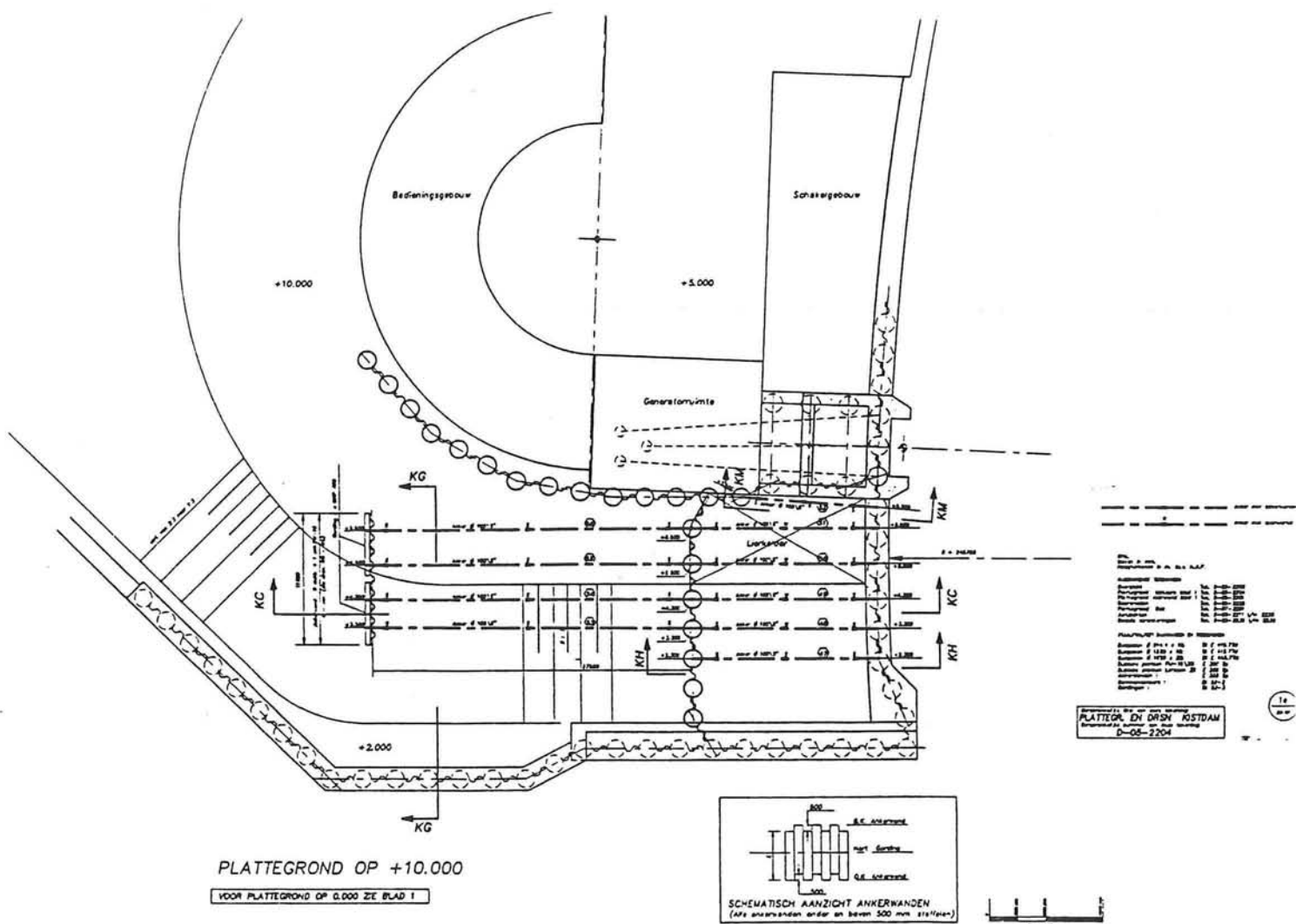


Afbeelding 2.8 Overzicht grondkerende constructie van het landhoofd

De bovenkant van de combiwand wordt afgedekt d.m.v. een betonnen kesp. De betonnen kesp op de wand van het landhoofd dient tevens als aanvaarconstructie. D.w.z. de kesp moet zorgen voor de geleiding van schepen die uit het roer zijn gelopen en het landhoofd schampen.

2.10 Kistdam

T.p.v. de dokingang wordt een kistdam gerealiseerd waarvan de buitenwanden bestaan uit een combiwand (zie afbeelding 2.9).

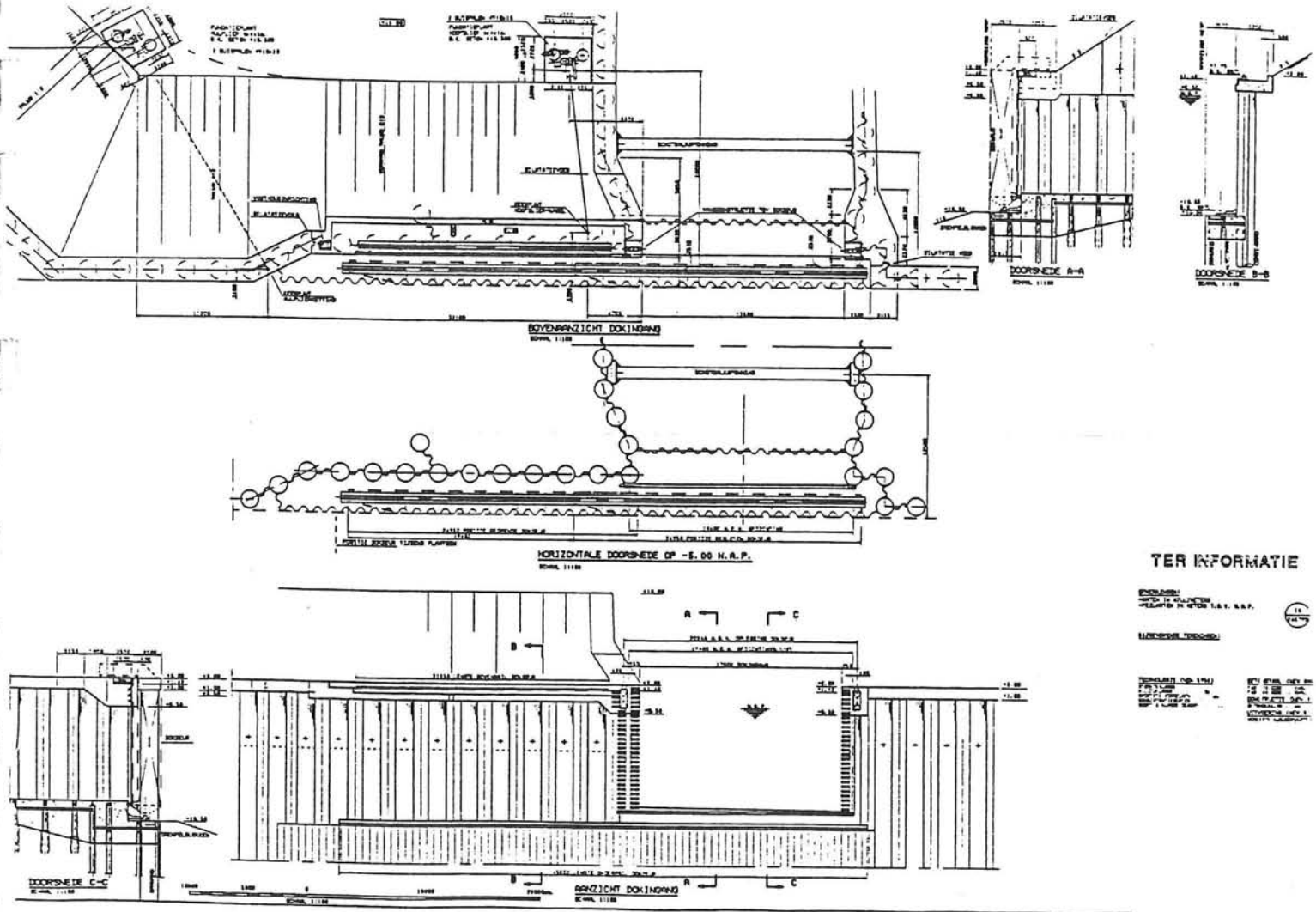


Afbeelding 2.9 Doorsnede kistdam

Bij een aanvaring rond de dokingang kan alleen de grond vanuit de kistdam wegstromen. Het overige deel van het landhoofd wordt veiliggesteld, met alles wat daarop en in is geplaatst. De kistdam functioneert dus als een buffer m.b.t. scheepsaanvaringen.

2.11 Dokdeur

Het parkeerdok kan worden afgesloten d.m.v. een dokdeur (= roldeur). D.m.v. lieren kan de dokdeur, in horizontale richting, voor de ingang worden geschoven danwel worden weggehaald. De geleiding van de dokdeur tijdens het openen of sluiten vindt plaats d.m.v. een onder- en een bovenrail (zie afbeelding 2.10).



TER INFORMATIE

PROJEKT:
 WED. J. H. VAN DER WOUDE B.V.
 HANDELSRECHT
 TEGENSTAAVEND NO. 100
 ROTTERDAM
 1980

Afbeelding 2.10 Aanzicht en doorsneden parkeerdok-ingang

In de dokdeur wordt een aanvaarbalk opgenomen om de sektordeur in het parkeerdok te beschermen tegen een scheepsaanvaring.

De volgende functionele eisen worden aan de dokdeur gesteld:

- Voorkomen van slibafzetting in het dok;
- Een lagere waterstand in het dok handhaven ten behoeve van parkeren van de sektordeur;
- Droogzetten van het dok t.b.v. onderhoud;
- Kerende hoogte N.A.P. + 2,0 m;
- Lozen van overtollig water, afkomstig van het aangrenzende terrein.

Uitgangspunten maatvoering:

- hart op hart aanslagen breedte parkeerdok 18 m
- Deurdikte op niveau onder de aanvaarbalk 2 m
- Vlakke dokdeur aan rivierzijde.

2.12 Hoogteligging terreinen

In deze paragraaf zal een overzicht worden gegeven van de verschillende niveau's waar de hoogte van het terrein van de stormvloedkering aan moet voldoen.

Het plateau waar de vakwerkarmen overheen bewegen heeft een hoogteligging welke varieert van N.A.P. + 2,0 m- N.A.P. + 2,75 m. Gemiddeld loopt een deel van dit terrein 5 x per jaar onder water.

De kruin van de kerende dijk (aan de westzijde van de stormvloedkering) direkt aansluitend op het landhoofd ligt op niveau N.A.P. + 10,0 m. T.p.v. de dokingang wordt het verschil tussen het niveau N.A.P. + 2,0 en N.A.P. + 10,0 m overbrugt d.m.v. een talud van 2:3.

De kerende dijk gaat geleidelijk over naar het niveau v/d hoogwaterkering. Aan de noordzijde is hiervoor een kruinhoogte aangehouden van N.A.P. + 7,9 m en aan zuidzijde N.A.P. + 7,5 m.

Literatuurlijst

Hjelde H., Ontwerpnota. 1990 BMK. Paragraaf 7.2 t/m 7.4.

Oorschot H. van, 'Cirkelvormige sectordeuren beschermen Zuid-Holland', Land + Water, jaargang: 30, 1990, 87-90

Pruijssers A., Ontwerpnota. 1990 BMK:

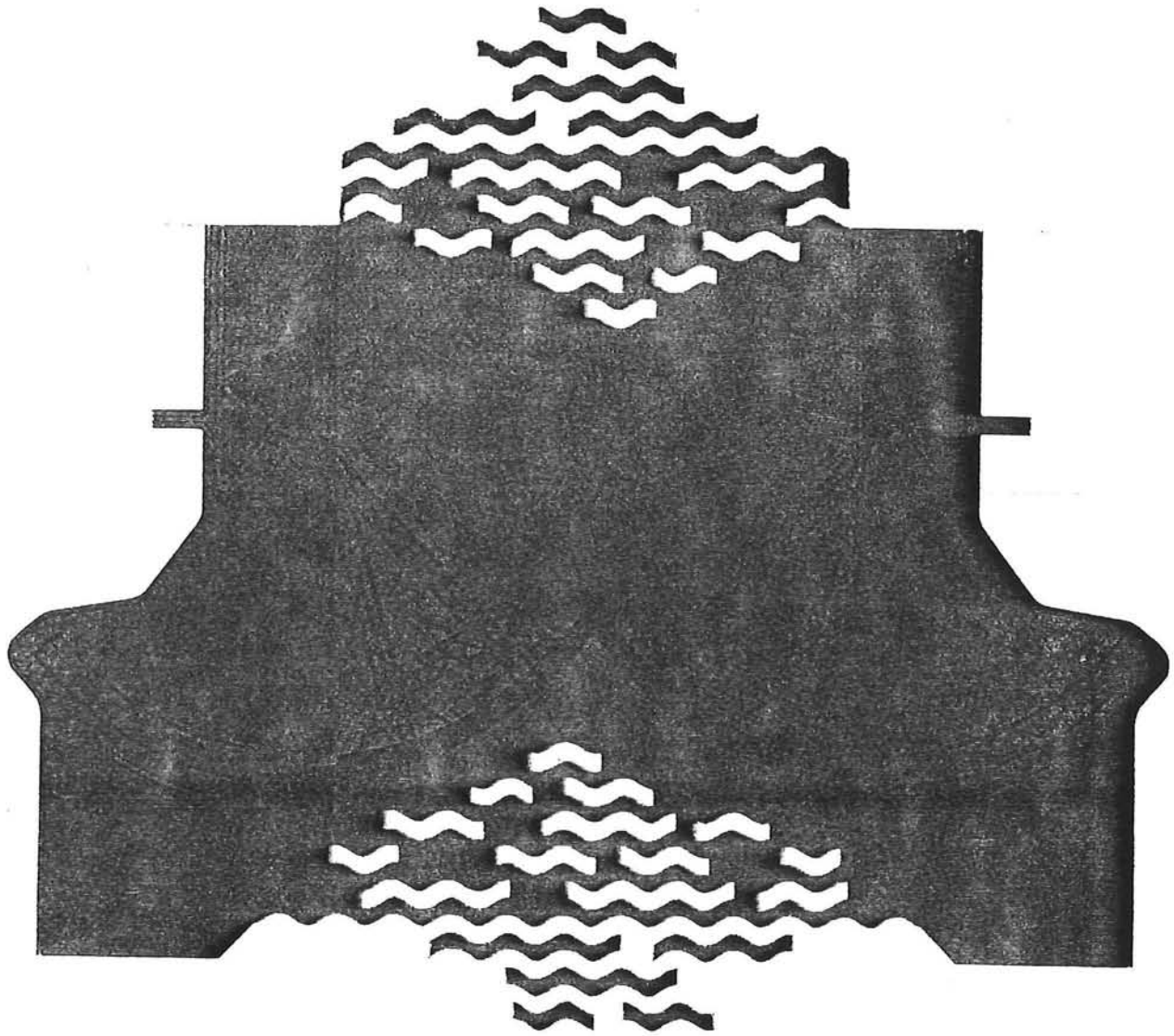
- Paragraaf 7.8, pag 3 van 11.
- Paragraaf 7.5.3.2.

Rohde A., 'Zuid-Holland en de zee, de sluitstukken van de deltawerken', Polytechnisch tijdschrift.

Ontwerpnota. 1990 BMK. Paragraaf 7.6, pag 5 t/mm 7 van 15.

Ontwerpnota. 1990 BMK. Paragraaf 7.10, pag 1 van 5.

STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG



KEUZE CAISSONVARIANT

Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Keuze caissonvariant

Student: P.J. Turnhout
Studienr.: 845228

Afstudeercommissie: K.G. Bezuyen
T. Glerum
A.F. Groeneweg
A. Pruijssers

T.U. Delft

Voorwoord

Dit rapport is tot stand gekomen in het kader van mijn afstudeerproject. De opdracht voor dit project is afkomstig van mensen binnen de B.M.K. (Bouwkombinatie Maeslant Kering), en is ontstaan vanuit persoonlijke interesse van deze mensen.

Na enkele gesprekken, tijdens het zoeken naar een geschikt onderwerp voor mijn afstuderen, werd ook mijn interesse gewekt m.b.t. het voorgestelde onderwerp. Het onderwerp bleek een aantal interessante facetten in zich te hebben wat leidt tot een afwisselend karakter van het afstuderen waarbij verschillende onderdelen aan bod komen. Dit spreekt mij altijd wel aan.

Via deze weg wil ik graag de leden van mijn afstudeer commissie bedanken voor de mogelijkheid die ze mij hebben geboden om naar een onderwerp te zoeken voor mijn afstudeerwerk. Met name:

- K.G. Bezuyen
- A.F. Groeneweg
- A. Pruijssers

Tevens wil ik ze bedanken voor de tijd aan mij besteed, en de adviezen die ze mij gegeven hebben.

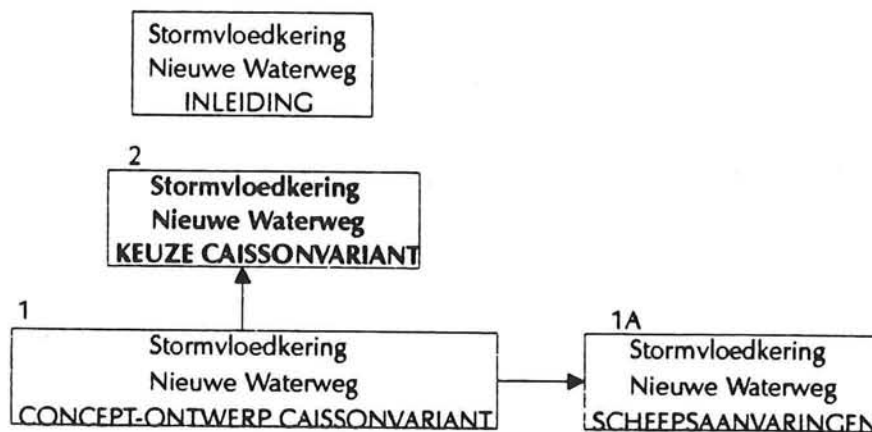
Overzicht rapporten

In onderstaand schema treft u een overzicht aan van de in het kader van dit afstudeerwerk verschenen rapporten.

De cijfers geven aan in welke volgorde de rapporten 'moeten' worden gelezen.

Het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (inleiding)', geeft een overzicht van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen daarvan. Dit rapport is bedoeld voor degenen die geen of onvoldoende inzicht hebben in het ontwerp van de stormvloedkering. Voor een beschrijving van de onderdelen, voortkomend uit dit ontwerp, welke worden genoemd in de overige rapporten wordt dan ook verwezen naar dit inleidende rapport.

Het rapport wat u op dit moment voor zich heeft staat in onderstaand schema dik gedrukt.



Inhoudsopgave

Samenvatting		4
Hoofdstuk 1	Inleiding	6
1.1	Caissonvariant	8
1.2	Beperkingen	8
1.2.1	Uitgangspunten	8
1.2.2	Randvoorwaarden	10
1.3	Programma van eisen	11
1.3.1	Functionele eisen	11
1.3.2	Algemene eisen	12
Hoofdstuk 2	Beschrijving caissonvarianten	13
2.1	Variant 1	14
2.1.1	Programma van eisen (1)	15
2.1.2	Positieve-/negatieve punten	18
2.2	Variant 2	19
2.2.1	Programma van eisen (2)	20
2.2.2	Positieve-/negatieve punten	21
2.3	Variant 3	22
2.3.1	Programma van eisen (3)	23
2.3.2	Positieve-/negatieve punten	25
Hoofdstuk 3	Afweging caissonvarianten	26
3.1	Toetsingscriteria	27
3.1.1	Toekenning gewichten	27
3.2	Toetsing caissonvarianten	29
Hoofdstuk 4	Conclusie	30

Samenvatting

Dit afstudeerwerk richt zich op de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, specifiek op de dokingang van de stormvloedkering.

Voor een overzicht van de stormvloedkering en de belangrijkste onderdelen wordt verwezen naar het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg'.

Op dit moment (mei 1994) wordt in Hoek van Holland de laatste stormvloedkering in het kader van de deltawet gerealiseerd. De realisatie vindt plaats door de Bouwkombinatie Maeslant Kering, een werkverband van verschillende aannemers.

Vanuit de B.M.K. is de vraag gekomen om een ontwerp te maken van een caisson welke kan worden ingepast in het huidige ontwerp van de dokingang (dit puur vanuit interesse).

De interesse voor een caissonvariant t.p.v. de dokingang is ontstaan vanuit het oogpunt dat deze een aantal voordelen biedt t.o.v. de huidige invulling van de dokingang (= combiwand voor grondkering en kistdam als bufferzone i.v.m. scheepsaanvaringen).

Dit rapport richt zich op een kwalitatieve keuze uit verschillende caissonvarianten. Om tot een snelle afweging te kunnen komen zijn vanuit de B.M.K. drie caissonvarianten voorgesteld waartoe de afweging en keuze zich moest beperken. deze varianten zijn:

- Variant 1

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Afzinkbaar caisson wordt toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer vormt onderdeel van de caisson t.p.v. de dokingang.

- Variant 2

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.

Variant 3

Kenmerken:

- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang, waarbij de caisson aan de zijde van de geleidertoren tevens fungeert als fundering voor de geleidertoren.
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.
- Na plaatsing van de caissons zal de geleidertoren op de caisson aan de zeezijde worden gestort.

De varianten zijn getoets aan de volgende kwalitatieve criteria:

- Kans op gevolgschade
- Herstel schade
- Schade aan de caisson
- Uitvoering

Het hoofdcriterium 'Uitvoering' is opgedeeld in drie subcriteria:

- Transport
- Plaatsing
- Werkzaamheden na plaatsing

De criteria staan vermeld in orde van belangrijkheid, de subcriteria wegen allen even zwaar mee in de afweging.

Uit de scoretabel (en de bespreking van de drie varianten) blijkt een voordeel voor variant twee. De voordelen van caissonvariant twee t.o.v variant drie hebben betrekking op:

- Herstel schade na een aanvaring
- Schade aan de caisson na een aanvaring
- Transport
- Plaatsing

Gekozen wordt dus voor variant twee.

Hoofdstuk 1 Inleiding

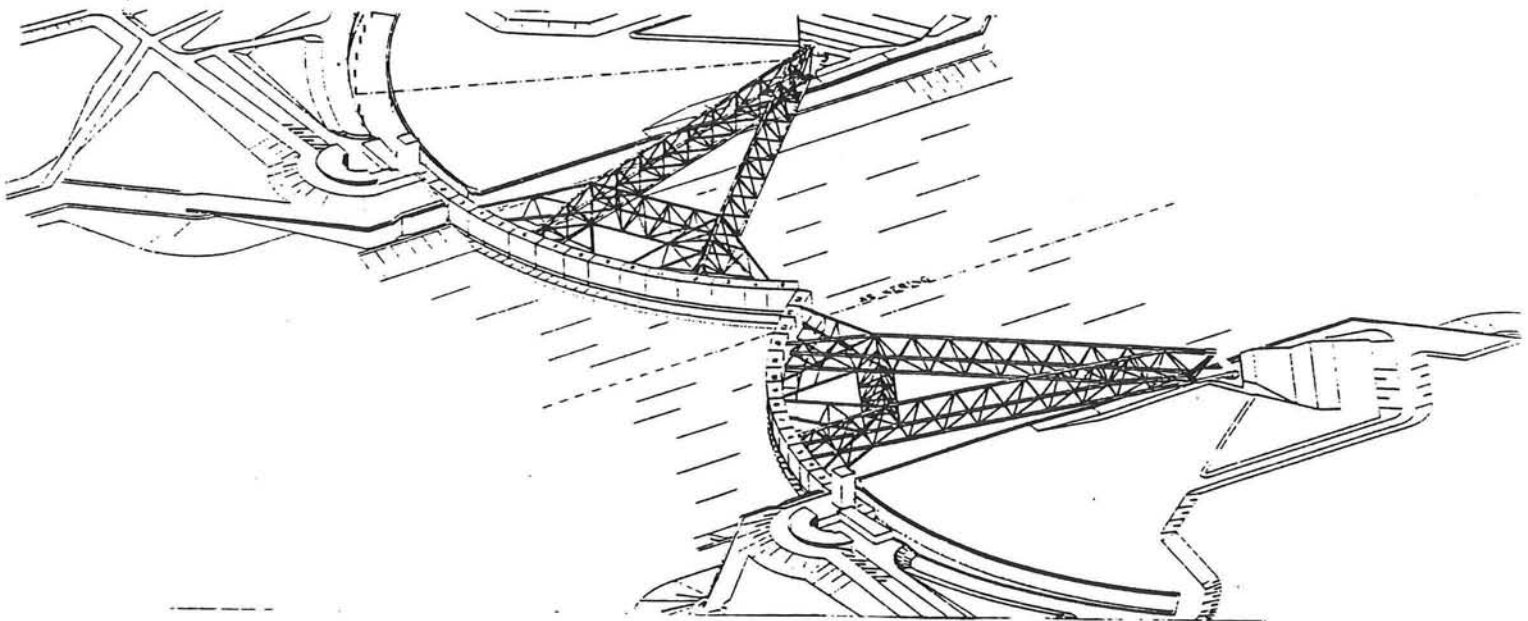
Op dit moment (mei 1994) wordt in Hoek van Holland de laatste stormvloedkering in het kader van de deltaxwet gerealiseerd. De realisatie vindt plaats door de Bouwkombinatie Maeslant Kering, een werkverband van verschillende aannemers.

Dit afstudeerwerk richt zich op de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. De stormvloedkering is gesitueerd ter hoogte van Hoek van Holland (zie afbeelding 1.1).



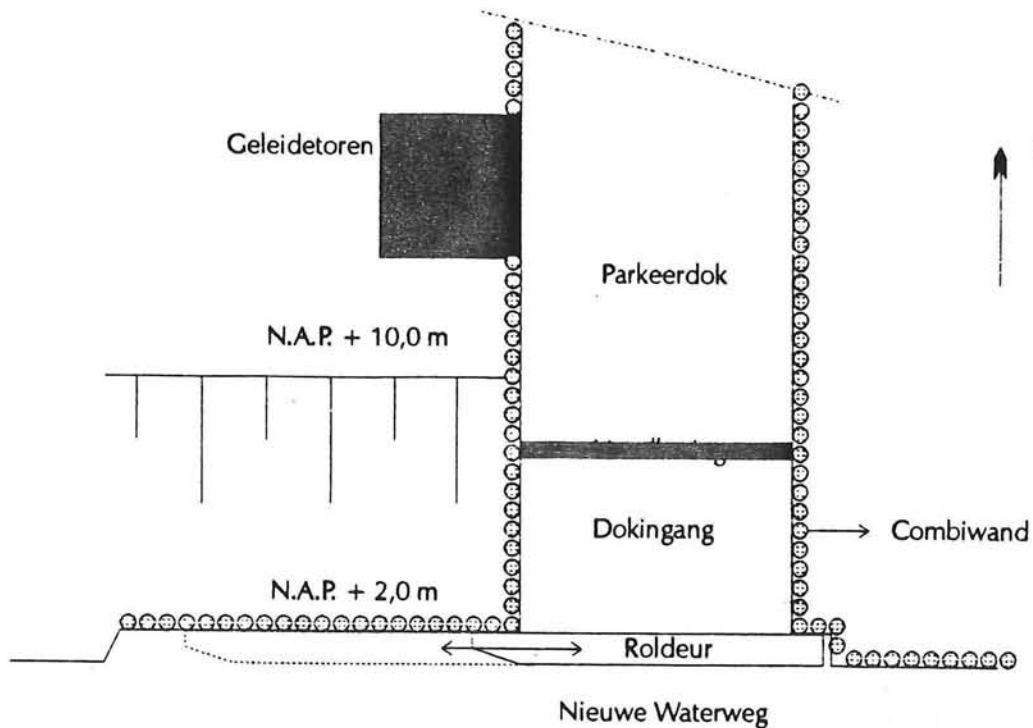
Afbeelding 1.1 Lokatie Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Voor een overzicht van de stormvloedkering en de belangrijkste onderdelen wordt verwezen naar afbeelding 1.2, voor aanvullende informatie wordt verwezen naar het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg'.



Afbeelding 1.2 Overzicht Stormvloedkering Nieuwe Waterweg

Het afstuderen richt zich specifiek op de dokingang van de stormvloedkering (zie afbeelding 1.3).



Afbeelding 1.3 Bovenaanzicht dokingang

Vanuit de B.M.K. is de vraag gekomen om een ontwerp te maken van een caisson welke kan worden ingepast in het huidig ontwerp van de dokingang (dit puur vanuit interesse). Kleine aanpassingen in de geometrie van de dokingang en omgeving zijn toegestaan, wel moeten in het nieuwe ontwerp dezelfde onderdelen terugkomen als in het huidige ontwerp, dit betreft:

- Geleidetoren
- Dokdeur (= roldeur)

Onderzocht dient te worden of een caissonvariant toegepast kan worden t.p.v. de dokingang. Daartoe zal eerst een kwalitatieve afweging plaats vinden van een aantal varianten waarna de gekozen variant wordt uitgewerkt tot op concept-ontwerp niveau.

1.1 Caissonvariant

De interesse voor een caissonvariant t.p.v. de dokingang is ontstaan vanuit het oogpunt dat deze een aantal voordelen biedt t.o.v. de huidige invulling van de dokingang (= combiwand voor grondkering en kistdam als bufferzone i.v.m. scheepsaanvaringen). Deze voordelen zijn:

- Bouw van de caisson vindt plaats in een dok zodat ter plaatse van de relatief kleine ruimte rond de dokingang geen/nauwelijks werkzaamheden hoeven plaats te vinden. De bouwomstandigheden in een dok zijn welhaast ideaal te noemen.
- Bij 'kleinere' aanvaringsschade (later te definiëren) kunnen herstelwerkzaamheden in den droge plaatsvinden (in een dok). De caisson(s) kan/kunnen worden uitgevaren naar een dok en de dokingang kan tijdelijk worden beschermd d.m.v. een duwbak, welke voor de dokingang kan worden gevaren.
- De caisson is een stijve constructie, dit biedt voordelen voor de beschrijving van het proces van krachtsoverdracht en vervormingen.

1.2 Beperkingen

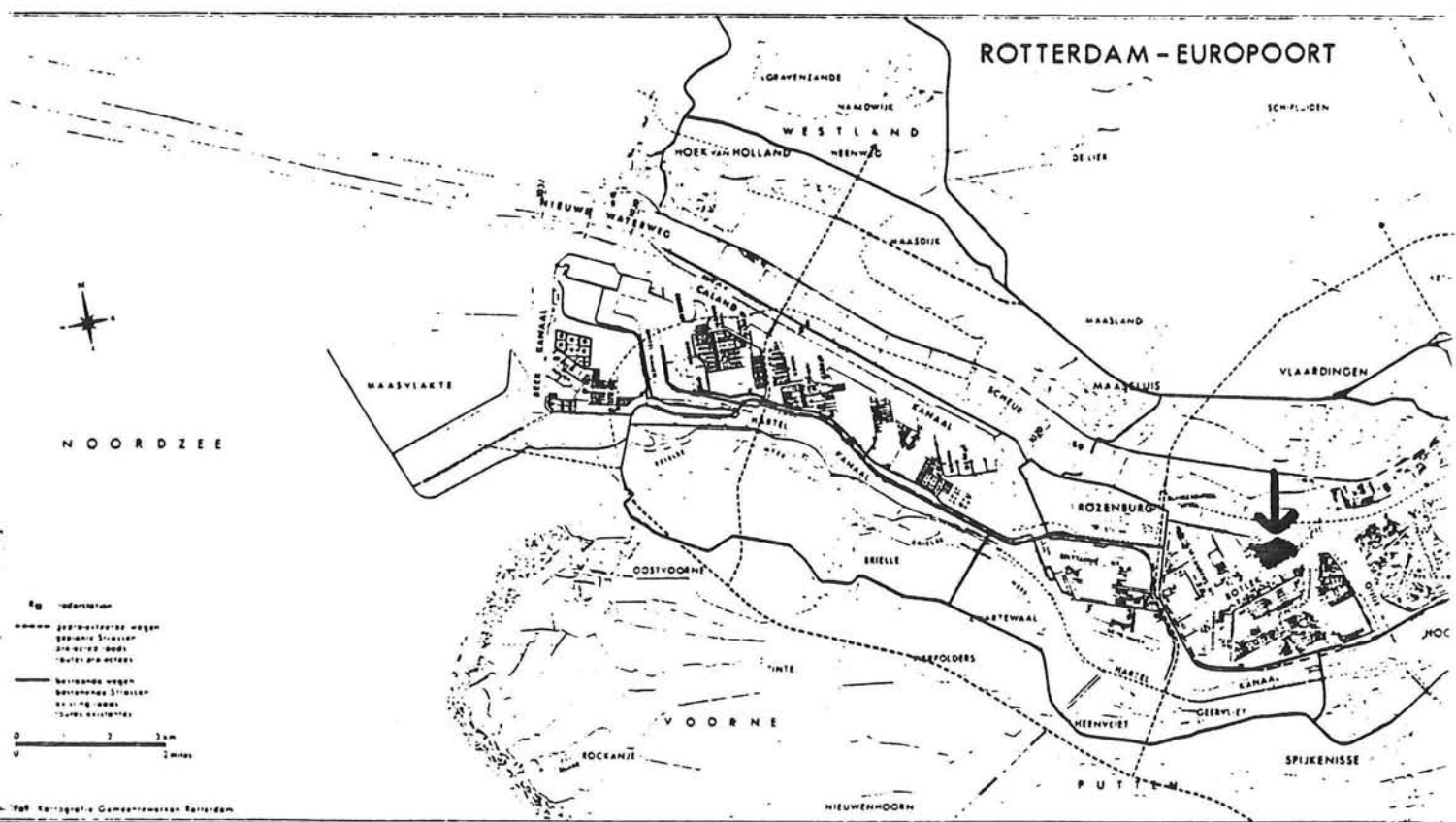
In deze paragraaf worden de beperkingen gegeven die algemeen gelden voor het caissonontwerp. Onder beperkingen wordt verstaan:

- Uitgangspunten
- Randvoorwaarden

1.2.1 Uitgangspunten

- Caissons kunnen na beperkte aanvaringsschade worden opgedreven en in het Verolmedok worden hersteld.
- De dokingang kan tijdelijk (gedurende het herstel van de caissons) worden beschermd d.m.v. een duwbak van het Europa I type.
Afmetingen: Lengte = 70,0 m; Breedte = 9,5 m.
- Aan de caisson(s) moet de dokdeurrail worden bevestigd.

Caissons kunnen worden vervaardigd in het Verolmedok (zie afbeelding 1.4). De bouw kan eventueel plaats vinden tegelijkertijd met het onderhoud of de bouw van een andere constructie.

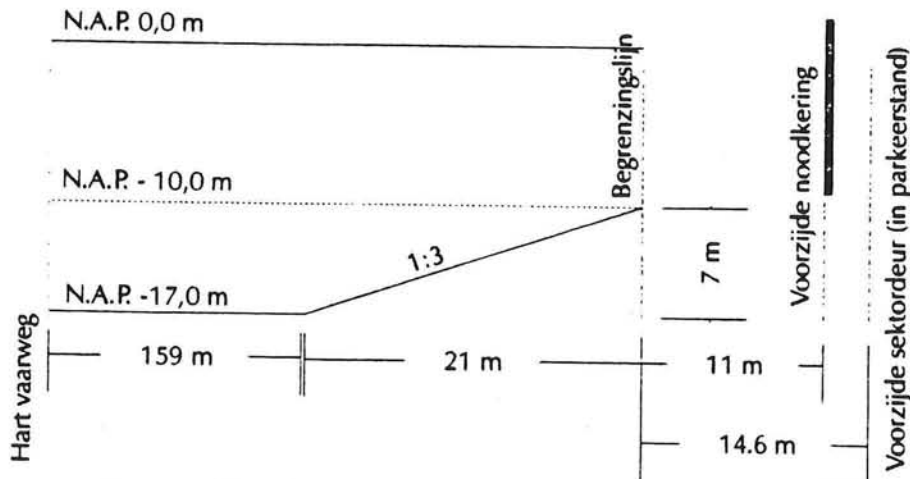


Afbeelding 1.4 Lokatie Verolmedok

1.2.2 Randvoorwaarden

- Breedte vaarweg:

- Boven N.A.P. - 10,0 m: ten minste 360 m;
- Onder N.A.P. - 10,0 m: ten minste 360 m op N.A.P. - 10,0 m; aan beide zijden gelijk verlopend tot ten minste 318 m op N.A.P. -17,0 m (zie afbeelding 1.5).



Afbeelding 1.5 Profiel van vrije ruimte

- Drempeldiepte:

- N.A.P. -17,0 m.

- Hoogteligging terreinen:

- Maaiveld t.p.v. geleidetoren op N.A.P. + 10,0 m; verlopend onder een helling van 1:1,5 tot N.A.P. + 2,0 m aan de Waterwegzijde;
- Maaiveld en dokrand aan de zijde van het scharnier op N.A.P. + 2,0 m.
- Noodkering in parkeerdok op 11 m vanuit de begrenzingslijn.
- Afmetingen en plaats geleidetoren en dokdeur, zie rapport 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg'.

1.3 Programma van eisen

In deze paragraaf wordt onderscheid gemaakt tussen functionele eisen en algemene eisen. Onder functionele eisen wordt verstaan die eisen waaraan een variant moet voldoen om in de selectie procedure te worden opgenomen. De algemene eisen zullen alleen betrekking hebben op de kwalitatieve eisen. De kwantitatieve eisen (= kosten) zullen buiten beschouwing worden gelaten.

1.3.1 Functionele eisen

Voortkomend vanuit de overige onderdelen welke t.p.v. de dokingang dienen te worden gerealiseerd (o.a. geleidatoren en dokdeur) kan de volgende functieomschrijving worden opgesteld voor de caisson:

- Vormen van fundering voor de geleidatoren, ofwel zorgen voor krachtoverdracht, van de op de geleidatoren (bovenbouw) werkende belastingen (zoals: trek-/duwstang belasting; eigengewicht; windbelasting).
- Krachtoverdracht van op de dokdeur werkende belastingen, voortkomend uit waterstandsverschil over de dokdeur.
- Krachtoverdracht van (aanvaar-) belasting werkend op de aanvaarbalk.
- Beschermen onderdelen geplaatst op en in het landhoofd (ook de sektordeur) tegen scheepsaanvaringen. Naast het opvangen van de klap van een scheepsaanvaring, moet de caisson functioneren als een soort buffer zodat niet het gehele landhoofd 'leegstroomt' na een scheepsaanvaring.

Opgemerkt wordt dat al deze functies niet binnen één caisson gerealiseerd hoeven te worden. Gedacht kan worden aan een functiesplitsing waarbij voor de verschillende functies verschillende caissons worden gebruikt.

- Bovenkant van de caisson op N.A.P. + 2,0 m (voortkomend uit de toegestane overstroomingskans van het landhoofd).
- Breedte dokingang moet gelijk zijn aan 17,5 m (voortkomend uit de toegestane lek bij gesloten kering).
- Bovenkant dokvloer op N.A.P. - 8,75 m (voortkomend uit toegestane lek bij gesloten kering en bewegingsvrijheid van de sektordeur, bij het in en uit het parkeerdok bewegen).
- Onderkant van de caisson minimaal op N.A.P. - 12,0 m (voortkomend uit het uitgangspunt dat de dokdeurrail aan de caisson moet worden bevestigd).

1.3.2 Algemene eisen

- Uitvoering:

- Het transport en de plaatsing van de caissons moet zo eenvoudig mogelijk blijven zonder al te veel aanvullende voorzieningen.
- Na plaatsing moeten ook zo min mogelijk werkzaamheden nodig zijn t.p.v. de dokingang. De benodigde werkzaamheden moeten uitgevoerd kunnen worden zonder al te ingrijpende voorzieningen.

- Schade aan de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring:

De schade welke optreedt aan de caisson na een scheepsaanvaring moet zo beperkt mogelijk blijven, dit om de omvang van de herstelwerkzaamheden te beperken. Dit laat zich direkt vertalen in een zo licht mogelijk caisson, waarbij de aanvaarenergie wordt gedissipeerd door een grote verplaatsing van de caisson.

- Gevolgschade, t.g.v. een scheepsaanvaring:

De caisson moet voldoende bufferwerking hebben m.b.t. scheepsaanvaringen om de schade aan overige constructies rond de dokingang te voorkomen/beperken. Bovendien moet de caisson voorkomen dat zand vanuit het landhoofd wegstroomt na een scheepsaanvaring. Om de schade aan achterliggende constructies te beperken zal gestreefd worden naar een zo zwaar mogelijk caisson.

- Herstel van aanvaringsschade:

Bij opgetreden schade zal het herstel zo eenvoudig mogelijk moeten zijn, zonder al te ingrijpende voorzieningen. Hierbij wordt voor de toetsing uitgegaan dat alle varianten het zelfde schadeniveau hebben.

Hoofdstuk 2 Beschrijving caissonvarianten

Als alternatief voor de dokingang t.p.v. de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg is vanuit de afstudeercommissie de opdracht gekomen om de mogelijkheid van een caissonvariant te onderzoeken. De afstudeercommissie heeft een drietal caissonvarianten voorgesteld, die allen aan de functionele eisen voldoen zoals vermeld in paragraaf 1.3.1, waarbinnen tot een keuze moet worden gekomen. De voorgestelde varianten zullen in de volgende paragrafen worden behandeld. Per variant komt aan bod:

- Kenmerken
- Programma van eisen
- Positieve-/negatieve punten

Hier volgt nog een tweetal opmerkingen:

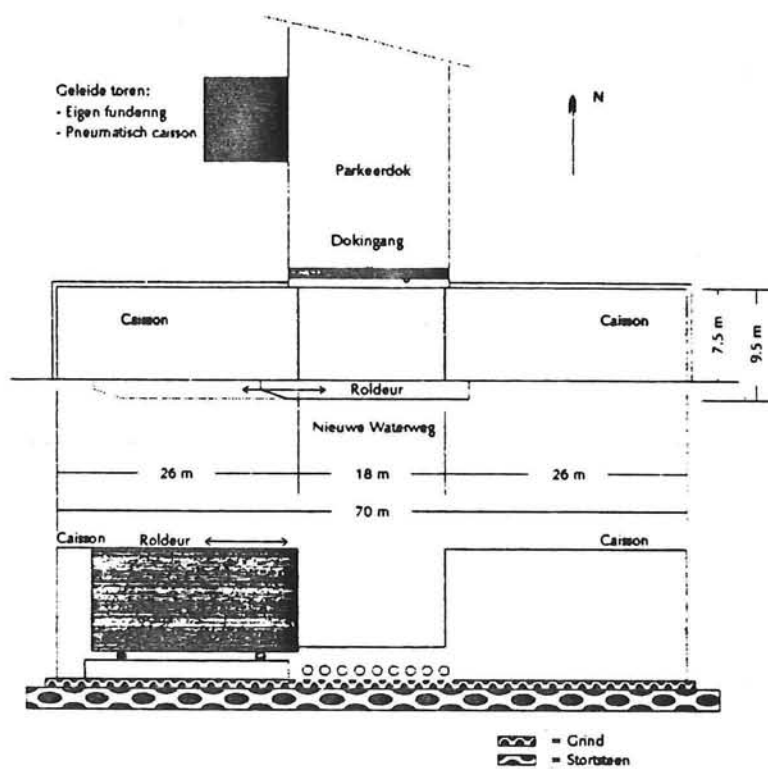
- Voor alle caissonvarianten geldt dat de caissons worden gefundeerd op stortsteen, wat wordt doorgezet vanuit de Nieuwe Waterweg. De stortstenen fundering wordt 'afgevlakt' d.m.v. een grindbed.
- De afmetingen welke in de afbeeldingen staan vermeld geven de orde van grootte van de uiteindelijke afmetingen aan.

2.1 Variant 1

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Afzinkbaar caisson wordt toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer vormt onderdeel van de caisson t.p.v. de dokingang.

Zie afbeelding 2.1.

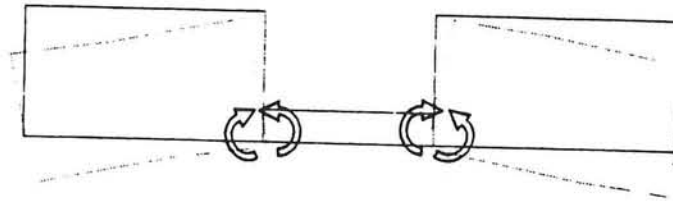


Afbeelding 2.1 Variant 1

2.1.1 Programma van eisen (1)

Uitvoering:

- De caisson t.p.v. de dokingang zal over water aangevoerd moeten worden (na de bouw in het Verolmedok). De opening t.b.v. de dokingang vormt een verzwakking van de doorsnede, o.i.v. golven zullen aanzienlijke krachten moeten worden overgedragen door de dokvloer (zie afbeelding 2.2).



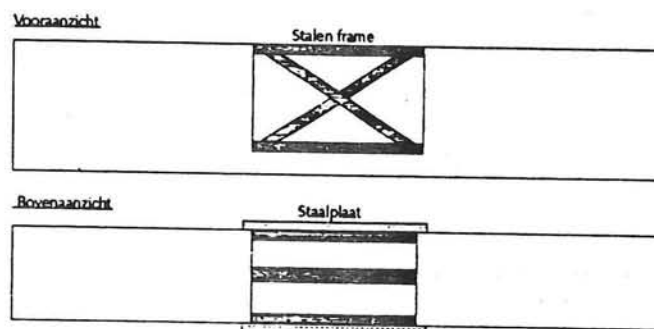
Afbeelding 2.2 Krachtswerking o.i.v. golven

Om doorbuiging danwel bezwijken van de dokvloer te voorkomen is een aanvullende voorziening nodig. Tevens zal de opening tijdens transport afgesloten moeten zijn.

De volgende aanvullende voorzieningen zijn nodig:

- Frame (staal) voor het opnemen van trek- en drukkrachten t.g.v. golven.
- Afdichting van de opening d.m.v. staalplaten.

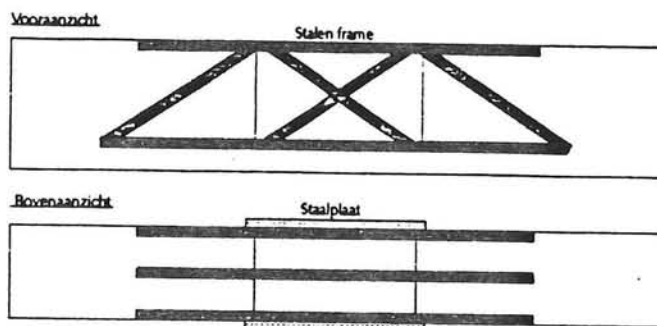
Zie afbeelding 2.3.



Afbeelding 2.3 Frame t.b.v. versterking caisson

Het opnemen van de trekkrachten verdient speciale aandacht. Om de trekkracht over te brengen op het stalen frame wordt hier een tweetal mogelijkheden geschetst:

- Opnemen van staalprofiel in het beton waarbij het frame op dit profiel kan worden aangesloten;
- Via voorspankabels zorgen voor een 'trek-vrije' verbinding (zie afbeelding 2.4).



Afbeelding 2.4 Staalconstructie t.b.v. versteviging van de caisson

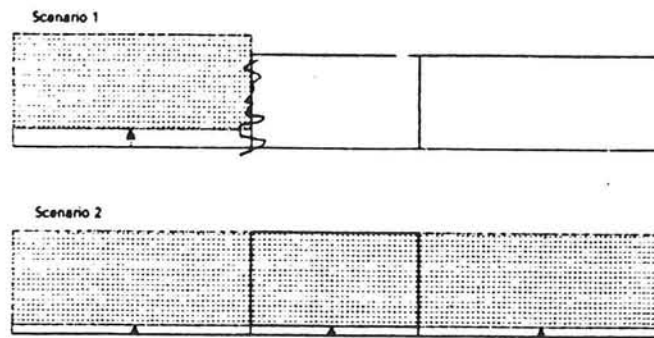
- Na plaatsing zullen dus nog enkele werkzaamheden moeten worden verricht t.p.v. de dokingang. Het betreft hier:
 - Verwijdering stalen frame uit dokingang;
 - Verwijdering staalplaten.

De werkzaamheden zullen echter uitgevoerd kunnen worden zonder al te ingrijpende voorzieningen.

Schade aan de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring:

- Bij een aanvaring van één caisson-deel kunnen de volgende twee scenario's optreden:
 - Sterkte van de overgang caisson-deel op de dokvloer < Aanvaarkracht < Kracht benodigd om caisson te verplaatsen;
 - Kracht benodigd om caisson te verplaatsen < Aanvaarkracht < Sterkte van de overgang caisson-deel op de dokvloer;

Zie afbeelding 2.5 (pag. 17).



Afbeelding 2.5 Aanvaar scenario's

Bij het eerste scenario zal een caisson-deel worden 'losgevaren' van de overige constructie. Bij het tweede scenario zal een schip een behoorlijke indringing in de caisson krijgen alvorens het gehele caisson zal verplaatsen (gezien de grootte van de constructie).

In beide gevallen zal de schade t.g.v. een aanvaring aanzienlijk zijn waarbij scenario 1 kan worden gezien als de meest ongunstige situatie. Om scenario 1 te voorkomen zal de vloer voldoende dik moeten zijn om, in ieder geval een deel van, de maximale bodemwrijving over te kunnen brengen op de rest van de funderingsbodem van de caisson.

Gevolgschade, t.g.v. een scheepsaanvaring:

- De verwachting is dat schade aan achterliggende constructies beperkt zal blijven voor deze caisson variant. Voordat de caisson zal verplaatsen zal een deel van de aanvaar-energie reeds gedissipeerd zijn t.g.v. vervorming van het aanvarende schip en de indringing van het schip in de caisson.

Herstel van aanvaringsschade:

- Bij 'kleinere' aanvaringsschade is het uitgangspunt dat de caisson kan worden opgedreven en in het Verolmedok kan worden hersteld. Bij dit caisson zal dan dus het stalenframe moeten worden aangebracht en de staalplaten om de opening af te dichten.

Het feit of deze werkzaamheden plaats kunnen vinden zonder al te ingrijpende voorzieningen hangt af van de plaats waar de schade is opgetreden. Zo is het mogelijk dat de constructie benodigd voor het overbrengen van de trekkracht van het beton op het stalen frame is beschadigd t.g.v. de aanvaring. Het frame kan dan alleen nog geplaatst worden onder ingrijpende voorzieningen welke uitgevoerd dienen te worden alvorens de caisson kan worden vervoerd.

- Bij aanvaringsschade met een omvang waarbij herstel niet economisch haalbaar is (total loss), zal het gehele caisson moeten worden vervangen.

2.1.2 Positieve-/negatieve punten

Positieve punten:

- Werkzaamheden na plaatsing van de caisson zonder ingrijpende voorzieningen uit te voeren;
- Gevolgschade t.g.v. een scheepsaanvaring beperkt.

Negatieve punten:

- Aanvullende voorzieningen zijn nodig voor het transport van de caisson;
 - Groot deel van aanvaringsenergie wordt gedissipeerd door:
 - Indringing van het schip in de caisson
 - Vervorming van het schip
- Dit leidt tot aanzienlijke schade van de caisson t.g.v. een aanvaring;
- Bij schade aan één caisson-deel waarbij herstel economisch niet haalbaar is, zal de totale caisson moeten worden vervangen, dus ook het niet beschadigde deel.

2.2.2 Positieve-/negatieve punten

Positieve punten:

- Transport en plaatsing van de caissons kan zonder aanvullende voorzieningen plaatsvinden;
- Schade aan de caisson t.g.v. een scheepsaanvaring zal beperkt zijn;
- Transport van beschadigd caisson kan zonder aanvullende voorzieningen plaats vinden;
- Bij total-loss verklaring van de caisson behoeft alleen de aangevaren caisson te worden vervangen.

Negatieve punten:

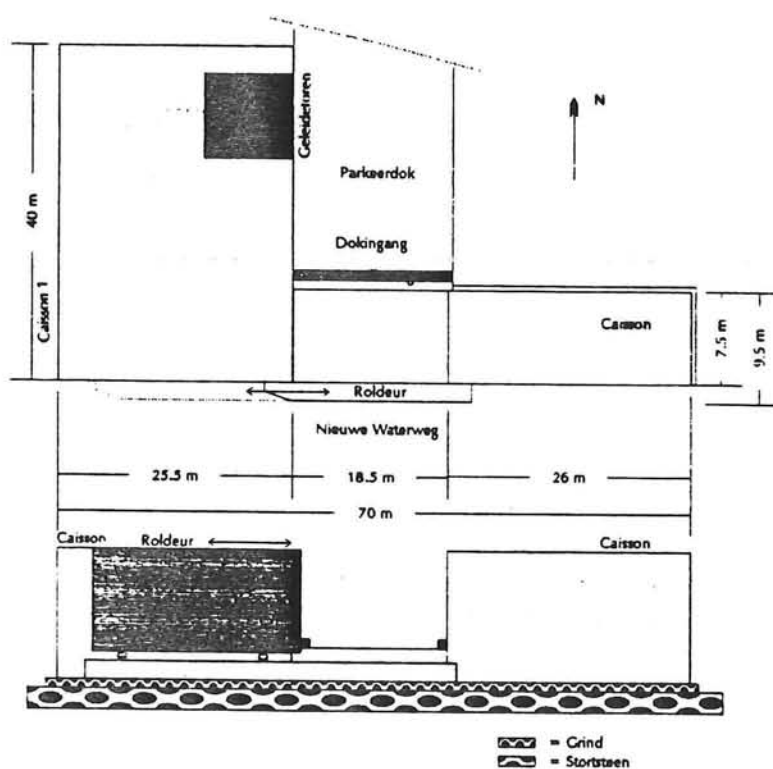
- Aanvullende werkzaamheden na plaatsing van de caisson zullen voor een deel in den droge moeten plaatsvinden;
- Het optreden van gevolgschade t.g.v. een aanvaring van de caisson is een mogelijkheid.

2.3 Variante 3

Kenmerken:

- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang, waarbij de caisson aan de zijde van de geleidertoren (= caisson 1) tevens fungeert als fundering voor de geleidertoren.
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.
- Na plaatsing van de caissons zal de geleidertoren op de caisson aan de zeezijde worden gestort.

Zie variant 2.7.

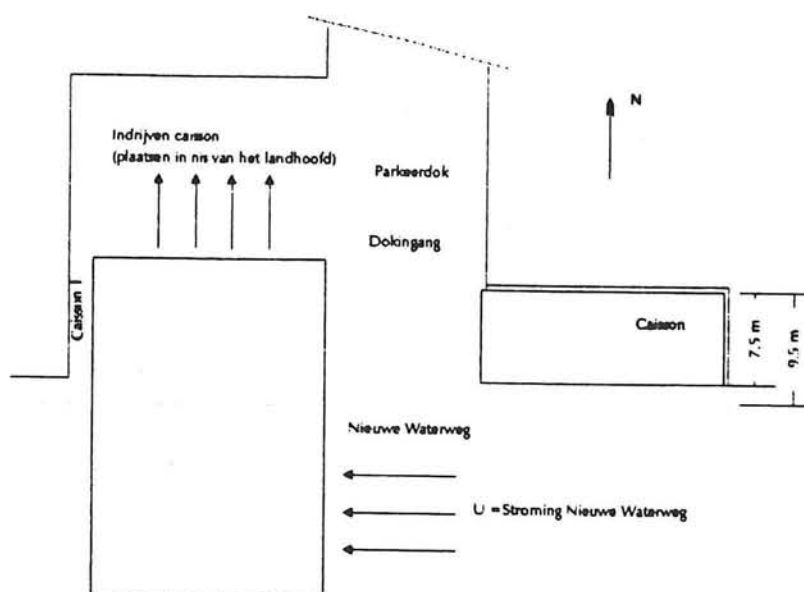


Afbeelding 2.7 Variante 3

2.3.1 Programma van eisen (3)

Uitvoering:

- De caissons zullen over water worden aangevoerd. Het plaatsen van de caisson waarop de geleidetoeren wordt gefundeerd zal de nodige problemen met zich meenemen:
 - Caisson moet dwars op stroomrichting (in Nieuwe Waterweg) worden gebracht;
 - Caisson moet in nis van het landhoofd worden gebracht waarbij naast de caisson geen ruimte is voor duwbotten (zie afbeelding 2.8).



Afbeelding 2.8 Plaatsing caisson (variant 3)

Bij plaatsing op bovenstaande wijze zullen dus de nodige aanvullende voorzieningen benodigd zijn.

- Na plaatsing van de caissons zullen de volgende werkzaamheden moeten worden uitgevoerd:
 - Plaatsing prefab dokvloer;
 - Aanbrengen consôles en rubbervoeg.

Deze laatste werkzaamheden zullen in den droge plaats moeten vinden. Een droge werkomgeving kan worden verkregen door gebruik te maken van een 'habitat'. De werkzaamheden kunnen dus worden uitgevoerd zonder ingrijpende voorzieningen.

Schade aan de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring:

- De verwachting is dat schade aan de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring, waarop de geleidetoeren is gefundeerd aanzienlijk zal zijn. Het geheel van caisson en geleidetoeren zal een grote bodemwrijving hebben, welke overwonnen moet worden alvorens de caisson verplaatst. In het meest extreme geval zal de aanvaringsenergie worden gedissipeerd t.g.v. indringing van het schip in de caisson en de vervorming van het aanvarende schip zelf, waarbij de caisson in het geheel niet verplaatst.

Gevolgschade, t.g.v. een scheepsaanvaring:

- Het optreden van gevolgschade is reël aanwezig. Hoewel het niet aannemenlijk is dat de caisson verplaatst t.g.v. een scheepsaanvaring, is het wel mogelijk dat de geleidetoeren gevolgschade oploopt t.g.v. de impact van de aanvaring.

Indien de caisson wel zal verplaatsen is het probleem nog groter omdat de geleidetoeren dan van zijn plek wijkt waarbij deze onbruikbaar wordt als geleidewerk. Er rest dan niets anders dan tot sloop over te gaan, aangezien de caisson niet meer opdrijfbaar is.

Herstel van aanvaringsschade:

- Het opdrijven van de caisson en elders de schade herstellen na een scheepsaanvaring is niet mogelijk voor caisson 1. De schade zal dus ter plekke hersteld moeten worden. Er zal dan een droge werkomgeving moeten worden gecreëerd waarna de stort van beton kan plaatsvinden. de werkzaamheden kunnen dus alleen plaatsvinden onder ingrijpende voorzieningen.
- Indien de caisson 1 verplaatst zal zondermeer tot sloop moeten worden overgegaan, indien de geleidetoeren teveel van zijn theoretische plaats afwijkt om nog te kunnen functioneren.
- Bij total-loss verklaring van de caisson 1 zal ook een nieuwe geleidetoeren moeten worden gebouwd.

2.3.2 Positieve-/negatieve punten

Negatieve punten:

- Moeilijke plaatsing van de caisson waarop de geleidetoeren wordt gefundeerd;
- Schade aan de caisson t.g.v. een scheepsaanvaring zal aanzienlijk zijn door het niet verplaatsen van de caisson;
- Onvoldoende ontkoppeling tussen de dokingang en de direkte omgeving. De mogelijkheid van het optreden van gevolgschade aan de geleidetoeren t.g.v. de impact van een aanvaring is zeer reël aanwezig;
- Schade aan de caisson t.g.v. een aanvaring dient ter plaatse hersteld te worden.

Aangezien deze caissonvariant geen uitgesproken positieve punten biedt t.o.v. de andere twee varianten maar wel zwaarwegende negatieve punten, zal caissonvariant drie niet verder worden meegenomen in de afweging.

Het punt wat hier het zwaarste weegt is het feit dat bij caisson variant drie onvoldoende ontkoppeling wordt gerealiseerd tussen de dokingang en de direkte omgeving, waarbij de kans op gevolgschade aan achterliggende constructies te groot is.

Hoofdstuk 3 Afweging caissonvarianten

Om te komen tot een alternatief ontwerp van de dokingang, zijn in eerste instantie drie caissonvarianten voorgesteld vanuit de afstudeercommissie, waaruit een keuze zou moeten worden gemaakt. In het vorige hoofdstuk is gebleken dat caissonvariant drie een aantal zwaarwegende negatieve punten had, waar tegenover geen uitgesproken positieve punten stonden t.o.v. de andere twee varianten. Op deze gronden is besloten om caissonvariant drie niet mee te nemen in de verdere afwegingsprocedure. Blijven over:

- **Caissonvariant 1:**

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Afzinkbaar caisson wordt toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer vormt onderdeel van de caisson t.p.v. de dokingang.

- **Caissonvariant 2:**

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.

Om een keuze te maken uit bovenstaande twee varianten, zullen deze worden getoetst aan een aantal toetsingscriteria.

In de volgende paragraaf zal een overzicht worden gegeven van de toe te passen toetsingscriteria. Via een matrix zal de orde van belangrijkheid worden bepaald. Wetende de orde van belangrijkheid kan aan de verschillende toetsingscriteria een gewicht worden toegekend welke de belangrijkheid van dat criterium uitdrukt.

In paragraaf 3.2 zal de toetsing van de beide caissonvarianten plaatsvinden, waaruit een keuze volgt.

3.1 Toetsingscriteria

De toetsingscriteria welke worden gehanteerd volgen uit het programma van eisen (zie paragraaf 1.3), deze zijn:

- Uitvoering:
 - Transport (subcriterium)
 - Plaatsing (subcriterium)
 - Werkzaamheden na plaatsing (subcriterium)
- Schade aan caisson (t.g.v. een scheepsaanvaring)
- Gevolgschade (aan achterliggende constructies t.g.v. een scheepsaanvaring van de caisson)
- Herstel van aanvaringsschade

3.1.1 Toekenning gewichten toetsingscriteria

Alvorens aan de verschillende toetscriteria een gewicht toe te kennen zal d.m.v de matrix methode de onderlinge verhouding van belangrijkheid van de verschillende, hoofdcriteria, worden bepaald.

Tabel 3.1 Matrixmethode

Kolom\ Rij	A	B	C	D	Totaal
A. Uitvoering	—	0	0	0	0
B. Schade aan caisson	1	—	1	0	2
C. Gevolgschade	1	1	—	1	3
D. Herstel schade	1	1	1	—	3

Intermezzo (uitleg matrixmethode):

Een 1 betekend kolom-criterium belangrijker dan het rij-criterium. Een 0 betekend kolom-criterium minder belangrijk dan het rij-criterium. Indien geen onderscheid kan worden gemaakt naar belangrijkheid wordt in beide gezamenlijke hokjes een 1 geplaatst.

De horizontale optelling geeft de orde van belangrijkheid van de criteria aan.

Einde intermezzo

De orde van belangrijkheid volgend uit de matrixmethode is:

- Gevolgschade (3,0);
- Herstel schade (3,0);
- Schade aan de caisson (2,5);
- Uitvoering (1,5);

Aan de toetsingscriteria zijn de gewichten toegekend zoals vermeld tussen haakjes. Het in totaal te verdelen aantal punten is gesteld op 10.

Het hoofdcriterium 'Uitvoering' is opgedeeld in drie subcriteria:

- Transport (3,3)
- Plaatsing (3,3)
- Werkzaamheden na plaatsing (3,3)

De toegekende gewichten staan vermeld tussen haakjes. Ook hier is het totaal aantal te verdelen punten gesteld op 10.

Alle drie subcriteria wegen even zwaar mee in de toetsing.

3.2 Toetsing caissonvarianten

Onderstaand vindt u een scoretabel waarin de waardering wordt uitgesproken voor caissonvariant 1 en 2. De toetsingscriteria staan aangeduid met een letter:

- Gevolgschade (A)
- Herstel schade (B)
- Schade aan de caisson (C)
- Uitvoering: (D)

- Transport (D1)
- Plaatsing (D2)
- Werkzaamheden na plaatsing (D3)

De mate waarin een variant voldoet aan een criterium wordt uitgedrukt via een voldoeningcijfer (V.d). De score van een variant wordt verkregen door het gewicht van een criterium te vermenigvuldigen met het voldoeningcijfer.

Tabel 3.2 Scoretabel caissonvariant

Hoofd-criteria	waardering (a)	Subcriteria	Waardering (b)	Gewicht (c = a × b)	Variant 1		Variant 2	
					V.d.	Score c × v.d	V.d.	Score c × v.d
A	3,0		10,0	30,0	7	210	6	180
B	3,0		10,0	30,0	6	180	7	210
C	2,5		10,0	25,0	6	150	7	175
D	1,5	D1	3,3	4,95	5	24,8	6	29,7
		D2	3,3	4,95	7	34,7	8	39,6
		D3	3,3	4,95	8	39,6	7	34,7
Σ c				100		639		669
Score/100						6,4		6,7

Uit de scoretabel blijkt een voordeel voor variant twee. Mede gezien de onzekerheden omtrend de gevolgen van een scheepsaanvaring m.b.t. variant 1 lijkt dit een verantwoorde keuze.

Opgemerkt wordt nog dat aan de absolute waarde van de voldoeningcijfers en gewichten niet teveel moet worden gehecht. Het gaat in deze afweging meer om de onderlinge verhoudingen.

Hoofdstuk 4 Conclusie

In de voorgaande hoofdstukken heeft een bespreking en afweging plaatsgevonden van een drietal caissonvarianten, toe te passen t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg.

De drie varianten zijn voorgesteld vanuit de B.M.K. Interesse voor een caissonvariant komt voort uit het oogpunt dat deze een aantal voordelen biedt t.o.v. het huidige ontwerp van de dokingang.

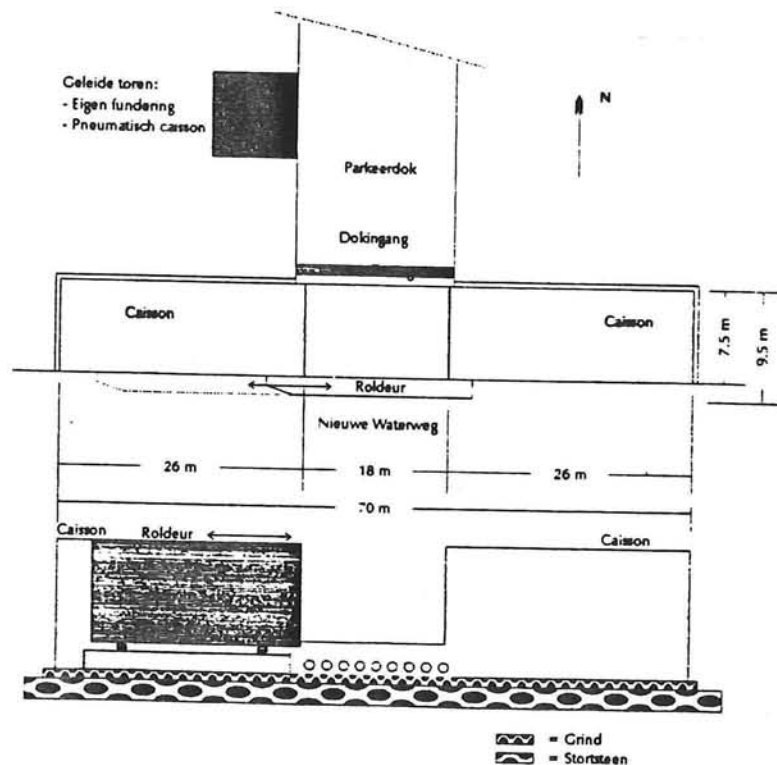
De drie varianten welke voorgesteld waren om een keuze uit te maken, zijn:

Variant 1

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Afzinkbaar caisson wordt toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer vormt onderdeel van de caisson t.p.v. de dokingang.

Zie afbeelding 4.1.

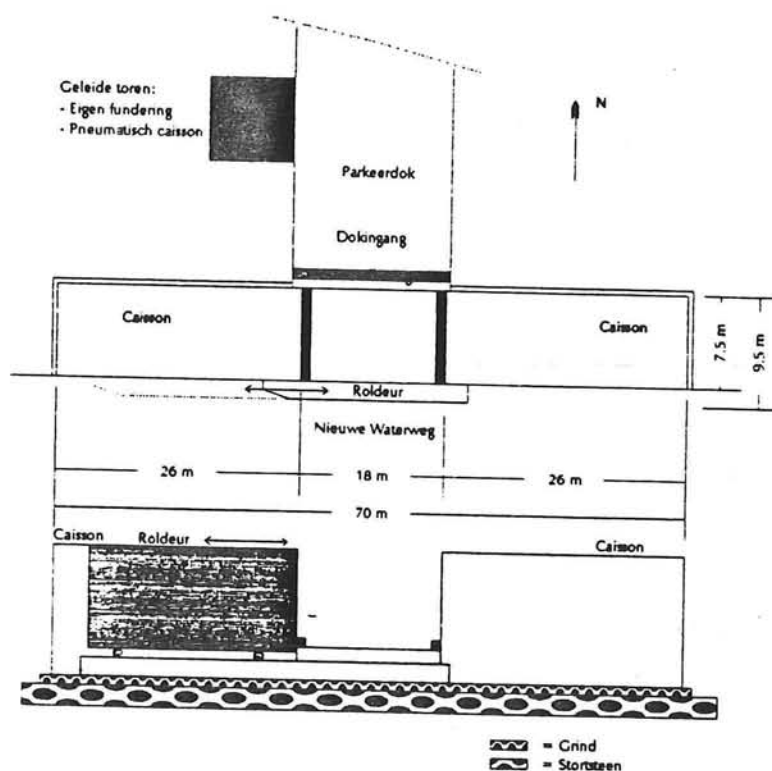


Afbeelding 4.1 Variant 1

Variante 2**Kenmerken:**

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoren;
- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consóles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.

Zie afbeelding 4.2.

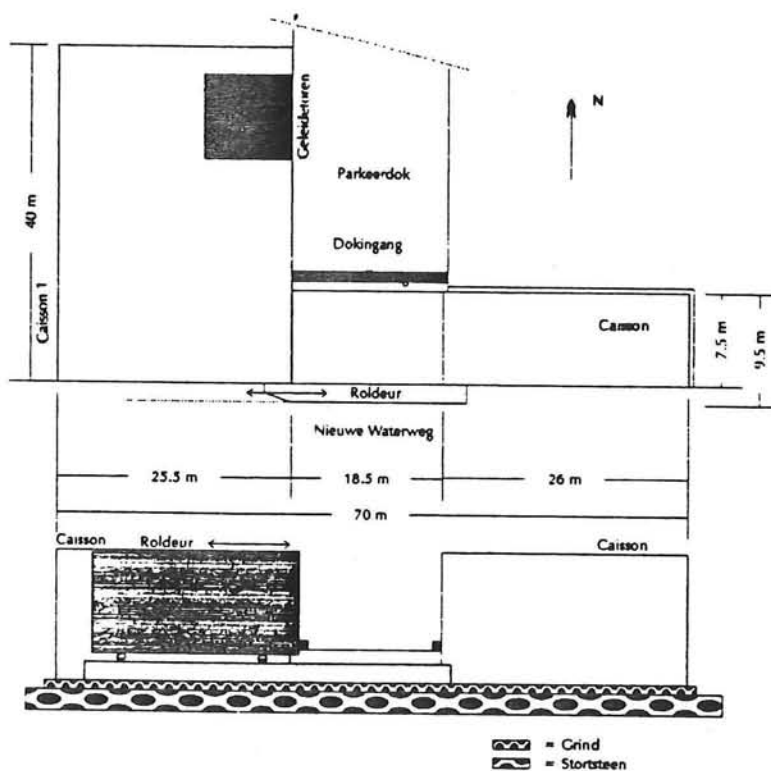


Afbeelding 4.2 Variante 2

Variant 3**Kenmerken:**

- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang, waarbij de caisson aan de zijde van de geleidertoren tevens fungeert als fundering voor de geleidertoren.
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.
- Na plaatsing van de caissons zal de geleidertoren op de caisson aan de zeezijde worden gestort.

Zie afbeelding 4.3.



Afbeelding 4.3 Variant 3

Uit een bespreking van de drie varianten is gebleken dat caissonvariant drie een aantal zwaarwegende negatieve punten heeft, waar tegenover geen uitgesproken positieve punten staan t.o.v. de andere twee varianten. Op deze gronden is besloten om caissonvariant drie niet mee te nemen in de verdere afwegingsprocedure.

De overige twee varianten zijn onderworpen aan een kwalitatieve afwegingsprocedure, waarbij de twee varianten getoetst zijn op de volgende criteria:

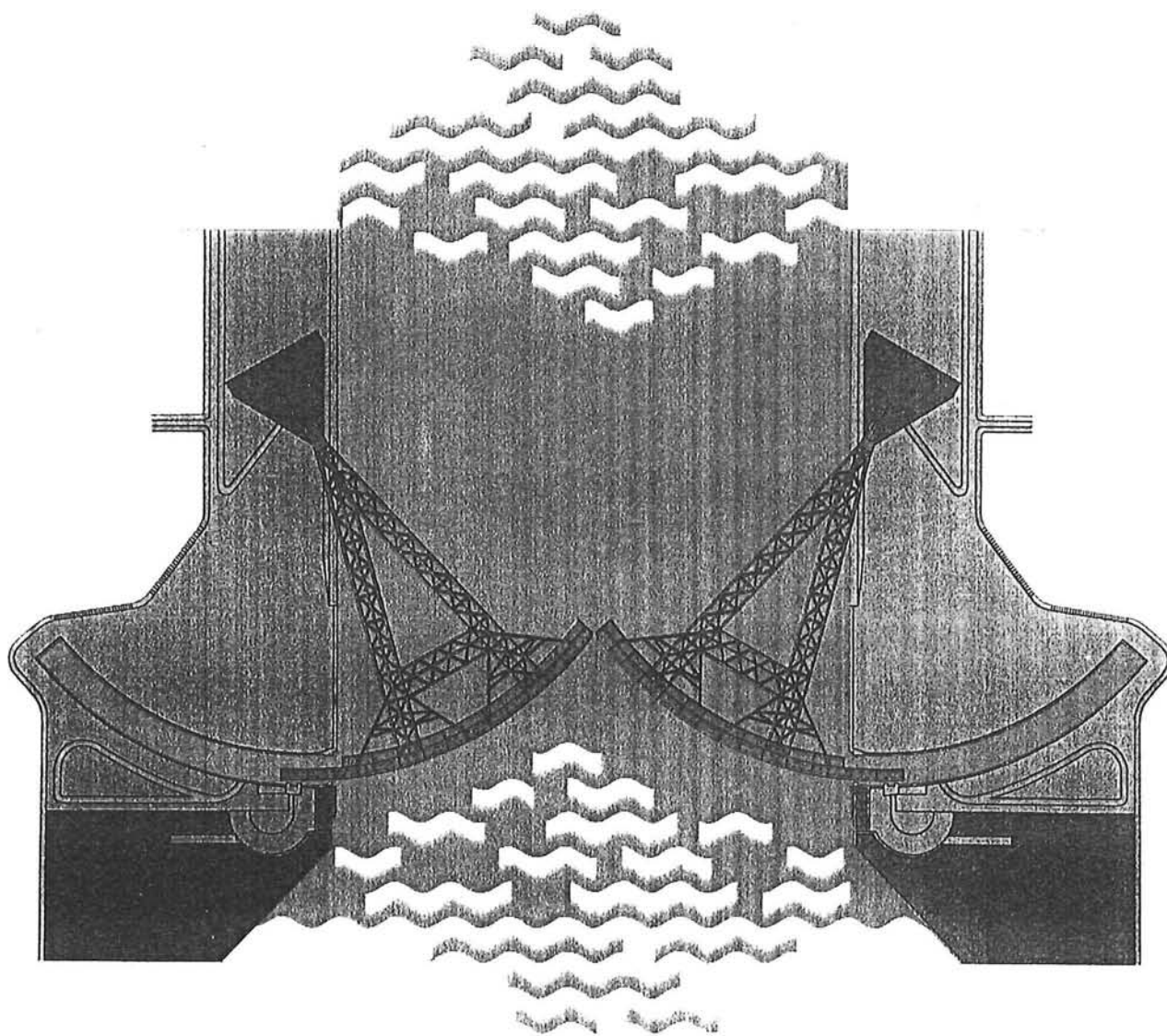
- Kans op gevolgschade (A)
- Herstel schade (B)
- Schade aan de caisson (C)
- Uitvoering: (D)
 - Transport (D1)
 - Plaatsing (D2)
 - Werkzaamheden (D3)
 - na plaatsing

Voor de toetsing wordt verwezen naar de scoretabel (tabel 3.2; paragraaf 3.2). Uit de scoretabel blijkt een voordeel voor caissonvariant twee. De voordelen van caissonvariant twee t.o.v variant drie hebben betrekking op:

- Herstel schade na een aanvaring
- Schade aan de caisson na een aanvaring
- Transport
- Plaatsing

Gekozen wordt dus voor variant twee (zie afbeelding 4.2). Het vervolg van het afstuderen zal zich nu richten op het uitwerken van caissonvariant twee tot op concept-ontwerp niveau.

STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG



CONCEPT-ONTWERP CAISSONVARIANT

Concept-ontwerp

Dokingang

Student: P.J. Turnhout
Studienr.: 845228

Afstudeercommissie: K.G. Bezuyen
T. Glerum
A.F. Groeneweg
A. Pruijssers

T.U. Delft

Voorwoord

Dit rapport is tot stand gekomen in het kader van mijn afstudeerproject. De opdracht voor dit project is afkomstig van mensen binnen de B.M.K. (Bouwkombinatie Maeslant Kering), en is ontstaan vanuit persoonlijke interesse van deze mensen.

Dit rapport is in eerste instantie bedoeld voor de direkt betrokkenen bij de realisatie van de stormvloedkering, maar tevens voor studenten civiele techniek wiens interesse naar dit project uitgaat.

Dit rapport is mede tot stand gekomen dankzij suggesties en aanwijzingen vanuit de afstudeercommissie, welke ik via deze weg wil bedanken voor hun steun.

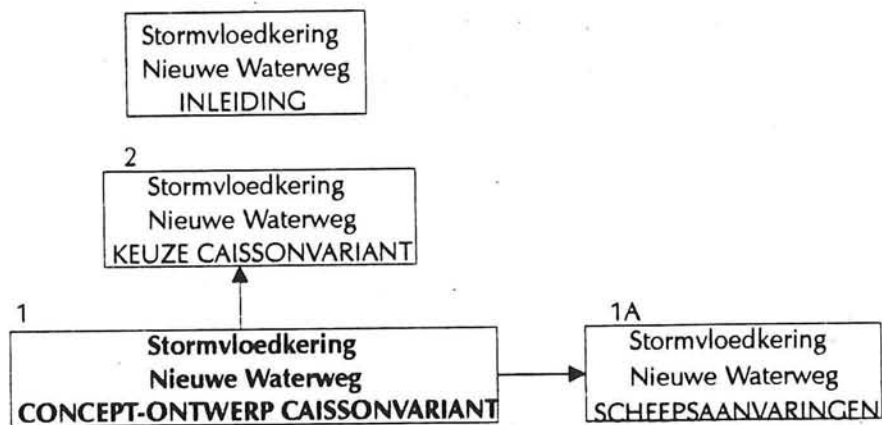
Overzicht rapporten

In onderstaand schema treft u een overzicht aan van de in het kader van dit afstudeerwerk verschenen rapporten.

De cijfers geven aan in welke volgorde de rapporten 'moeten' worden gelezen.

Het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (inleiding)', geeft een overzicht van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen daarvan. Dit rapport is bedoeld voor degenen die geen of onvoldoende inzicht hebben in het ontwerp van de stormvloedkering. Voor een beschrijving van de onderdelen, voortkomend uit dit ontwerp, welke worden genoemd in de overige rapporten wordt dan ook verwezen naar dit inleidende rapport.

Het rapport wat u op dit moment voor zich heeft staat in onderstaand schema dik gedrukt.



Inhoudsopgave

Samenvatting (Afstudeerwerk)	6
Samenvatting ('Keuze caissonvariant')	8
Samenvatting ('Scheepsaanvaringen')	10
Samenvatting ('Concept-ontwerp caissonvariant')	11
Hoofdstuk 1 Inleiding	12
1.1 Onderwerp	13
1.1.1 Haalbaarheidsstudie	14
1.2 Beperkingen	15
1.2.1 Uitgangspunten	16
1.2.2 Randvoorwaarden	17
1.3 Programma van eisen	19
Hoofdstuk 2 Concept beschrijving	23
2.1 Inleiding	23
2.2 Ontwerpproces van de caisson	23
2.3 Ontwikkeling caissonvorm	25
2.4 Ontwerp van de dokingang	28
2.4.1 Fundering caissons	30
2.4.2 Dokvloer	30
2.4.3 Dokdeur	31
2.5 Consôles dokdeurraai	32
2.5.1 Bevestiging consôles aan de caisson	32
2.6 Uitvoering	33
Hoofdstuk 3 Ontwerpproces van de caisson	34
Hoofdstuk 4 Eindfase	35
4.1 Inleiding	35
4.1.1 Uitgangspunten	35
4.2 Beschouwing stabiliteit eindfase	36
4.2.1 Extreme belastingsituatie	37
4.2.2 Deuvelwerking van de combiwand	38
4.3 Afschuiving	39
4.3.1 Vertikaal resulterende kracht	39
4.3.2 Horizontaal resulterende kracht	40
4.3.3 Toegestane horizontale kracht m.b.t. afschuiving	40
4.4 Resultante van H en V door de kern van het grondvlak	41
4.5 Dimensionering van de combiwand	42
4.5.1 Uitgangspunten	42
4.5.2 Werkwijze m.b.t. dimensionering van de combiwand	42a
4.6 Berekeningen m.b.t. de reducerende werking van de combiwand	42b
4.6.1 Verplaatsing van de caisson t.g.v. afschuiving	42b
4.6.2 Verplaatsing van de caisson t.g.v. kantelen	42b
4.6.3 Combinatie afschuiving en kantelen	42d
4.6.4 Schematisatie belasting op de combiwand	42d
4.6.5 Bepaling buigstijfheid van de combiwand (m.b.t. afschuiving)	42e
4.6.6 Bepaling buigstijfheid van de combiwand (m.b.t. kantelen)	42g
4.7 Conclusie/aanbeveling eindfase	42h

Hoofdstuk	5	Belasting	43
	5.1	Belasting t.g.v. een scheepsaanvaring	44
	5.2	Belastinggevallen	44
	5.2.1	Horizontale korrelspanning	46
Hoofdstuk	6	Sterkte berekening caisnonelementen	47
	6.1	Inleiding	47
	6.1.1	Uitgangspunten	47
	6.1.2	Compartimentgrootte I	49
	6.2	Uiterst opneembare schuifspanning (sterkte)	49
	6.2.1	Onder-/bovengrens van het betonvolume	51
	6.3	Dimensionering caisnonelementen	52
	6.3.1	Grenzen uiterst opneembare schuifspanning	52
	6.3.2	Bepaling volume beton	52
	6.4	Invloed schematisatie op betonvolume	55
	6.4.1	Overspanning (L_x) caisnonelementen	56
	6.4.2	Bepaling betonvolume	58
	6.4.3	Aanpassing berekening betonvolume	59
	6.4.4	Herberekening betonvolume uitgangs-caisson	59
Hoofdstuk	7	Drijffase	60
	7.1	Inleiding	60
	7.1.1	Uitgangspunten	60
	7.2	Contrôle diepgang	61
	7.3	Conclusie diepgang	62
	7.4	Ontwerpaanpassingen/Voorzieningen	63
	7.5	Ontwerpaanpassing: vermindering aantal tussenwanden	64
	7.5.1	Inleiding	64
	7.5.2	Halvering aantal compartimenten (24→12; wanden minimale dikte)	64
	7.5.3	Contrôle sterkte in drijffase	65
	7.5.4	Contrôle sterkte in eindfase	66
	7.5.5	Voorziening: tussenwanden voor de eindfase	68
	7.5.6	Uitvoering tussenwanden	71
	7.5.7	Conclusie ontwerpaanpassing: vermindering aantal tussenwanden	73
	7.6	Ontwerpaanpassing: cirkelvormige compartimenten	75
	7.6.1	Inleiding	75
	7.6.2	Layout van de caisson	75
	7.6.3	Berekening betonvolume	77
	7.6.4	Voorziening: Tussenwanden voor eindfase	77
	7.7	Ontwerpaanpassing: lager caisson	78
	7.7.1	Inleiding	78
	7.7.2	Benodigde verlaging van de caisson	79
	7.8	Keuze ontwerpaanpassing	81
	7.9	Statische stabiliteit	84
	7.9.1	Benodigde vloerdikte	84
	7.9.2	Scheefhang	86
	7.9.3	Voorziening: vaste ballast ter compensatie van de scheefhang	87
	7.10	Dynamische stabiliteit	89
Hoofdstuk	8	Herstelfase	90
	8.1	Scheefhang	90
	8.2	Compartimentgrootte II	92
Hoofdstuk	9	Terugkoppeling naar eindfase	93
	9.1	Herberekening stabiliteit eindfase	93

Hoofdstuk	10	Bevestiging consôles aan de caisson	95
	10.1	Inleiding	95
	10.2	Plaatsafwijkingen van de caisson	95
	10.3	Systeem om plaatsafwijkingen te compenseren	96
Hoofdstuk	11	Conclusie en aanbevelingen	98

Bijlagen

Bijlage I	Bepaling verticale krachten werkend op de caisson, in eindfase	iii
Bijlage II	Bepaling horizontale krachten werkend op de caisson, in eindfase	vii
Bijlage IIA	Bepaling verticale korrelspanningen onder de caisson	
Bijlage IIB	Bepaling buigstijfheid van de combiwand (T.a.v. caisson voldoende veiligheid tegen afschuiving)	
Bijlage IIC	Bepaling buigstijfheid van de combiwand (T.a.v. resultante van H en V door de kern van het grondvlak)	
Bijlage III	Belastinggevallen voor de elementen van de caisson	ix
Bijlage IV	Bepaling compartimentgrootte	xiv
Bijlage V	Onder-/bovengrens uiterst opneembare schuifspanning (uitgangs caisson)	xvii
Bijlage VI	Uitdrukkingen voor V_d (uitgangs caisson)	xx
Bijlage VII	Uitdrukkingen voor V_d (halvering overspanning met prefab wanden)	xxv
Bijlage VIII	Excel worksheet voor de bepaling van metacentrumhoogte, als functie van de vloerdikte van de caisson	xxviii
Bijlage IX	Berekening scheefhang	xxxii
Bijlage X	Bepaling benodigde hoeveelheid vaste ballast	xxxvi
Bijlage XI	Berekening scheefhang na een scheepsaanvaring	xxxviii

Samenvatting (Afstudeerwerk)

Het rapport wat u nu voor zich heeft vormt het hoofdrapport van mijn afstudeerwerk. Aangezien er meerdere rapportjes zijn geschreven zal hier een samenvatting worden gegeven van het totale afstudeerwerk en zal aangegeven worden wat de juiste volgorde van de verschenen rapportjes is.

Op dit moment (mei 1994) wordt in Hoek van Holland de laatste stormvloedkering in het kader van de deltawet gerealiseerd. De realisatie vindt plaats door de Bouwkombinatie Maeslant Kering (B.M.K.), een werkverband van verschillende aannemers.

Dit afstudeerwerk behelst een haalbaarheidsstudie m.b.t. een caissonvariant t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Onderzocht wordt of een caissonvariant toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering en onder welke omstandigheden deze toepassing kan plaats vinden. D.w.z. moeten er speciale voorzieningen en/of ontwerpaanpassingen worden toegepast om het idee van een caisson t.p.v. de dokingang te realiseren.

Deze haalbaarheidsstudie moet worden gezien binnen het kader van een uitgebreide afwegingsprocedure tussen het huidige ontwerp (zoals op het moment wordt gerealiseerd door de B.M.K.) deze caissonvariant en eventueel nog andere alternatieven.

Een eerste aanleiding voor deze haalbaarheidsstudie is de verwachting dat een caissonvariant enkele voordelen biedt t.o.v. het huidige ontwerp van de dokingang. De opdracht tot een haalbaarheidsstudie m.b.t. een caissonvariant is afkomstig vanuit de B.M.K., dit puur vanuit interesse.

De haalbaarheidsstudie omvat de volgende onderdelen:

- Keuze caissonvariant;
- Concept-ontwerp caissonvariant.

In eerste instantie zijn vanuit de afstudeercommissie een drietal caissonvarianten voorgesteld welke voor toepassing in aanmerking zouden komen. Deze varianten zijn onderworpen aan een kwalitatieve afweging, waaruit één variant naar voren is gekomen waarop het vervolgonderzoek zich heeft toegespitst.

Het vervolgonderzoek laat zich vertalen in een beschrijving van het concept-ontwerp van de caissonvariant. Deze beschrijving heeft als doel om na te gaan of een caissonvariant kan worden toegepast t.p.v. de dokingang en om in een vroegtijdig stadium eventuele problemen (knelpunten) te signaleren en om daar mogelijke oplossingen voor aan te dragen. Dit zijn de eerder bedoelde omstandigheden waaronder een caissonvariant toepassing kan vinden.

In het kader van dit afstudeerwerk zijn een viertal rapporten verschenen:

- Stormvloedkering Nieuwe Waterweg. Inleiding:

Overzicht van het ontwerp van de stormvloedkering en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen. Het rapport kan worden gezien als een op zichzelf staand rapport binnen het afstuderen en dient ertoe om de lezer meer inzicht te verschaffen in onderdelen van de stormvloedkering welke in andere rapporten aan bod komen.

Keuze caissonvariant:

Kwalitatieve afweging van drie caissonvarianten, keuze van één variant.

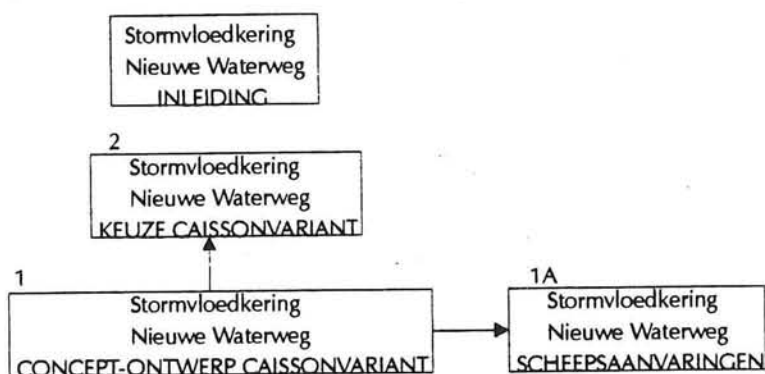
Concept-ontwerp caissonvariant:

Komen tot ruimtelijk ontwerp van de dokingang. Doorlopen van ontwerpproces van de caisson. Hier wordt gecontroleerd of de caisson voldoet aan de stabiliteitscriteria die gelden voor de eind-, drijf- en herstelfase.

Scheepsaanvaringen:

Berekening van spanningen op de caissonwanden t.g.v. een maatgevende scheepsaanvaring. Dit rapport is een technische bijlage bij het rapport 'Concept-ontwerp'.

In onderstaand schema zullen de rapporten worden weergegeven met hun onderlinge verband.



Het rapport 'Concept-ontwerp caissonvariant' kan worden gezien als het hoofdrapport. In de afbeelding wordt via pijltjes de terugverwijzingen aangegeven.

Samenvatting ('Keuze caissonvariant')

Dit rapport richt zich op een kwalitatieve keuze uit verschillende caissonvarianten. Om tot een snelle afweging te kunnen komen zijn vanuit de B.M.K. drie caissonvarianten voorgesteld waartoe de afweging en keuze zich moest beperken. deze varianten zijn:

- Variante 1

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoeren;
- Afzinkbaar caisson wordt toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer vormt onderdeel van de caisson t.p.v. de dokingang.

- Variante 2

Kenmerken:

- Pneumatisch caisson dient als fundering van de geleidetoeren;
- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang;
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.

- Variante 3

Kenmerken:

- Twee afzinkbare caissons worden toegepast t.p.v. de dokingang, waarbij de caisson aan de zijde van de geleidetoeren tevens functioneert als fundering voor de geleidetoeren.
- Dokvloer wordt als prefabvloer later aangebracht tussen beide caissons in.
- Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven, zal aan de caissons consôles worden bevestigd. In deze voeg zal een rubberprofiel worden opgenomen om een waterdichte aansluiting te krijgen tussen de dokvloer en de caisson.
- Na plaatsing van de caissons zal de geleidetoeren op de caisson aan de zeezijde worden gestort.

De varianten zijn getoets aan de volgende kwalitatieve criteria:

- Gevolgschade
- Herstel schade
- Schade aan de caisson
- Uitvoering

Het hoofdcriterium 'Uitvoering' is opgedeeld in drie subcriteria:

- Transport
- Plaatsing

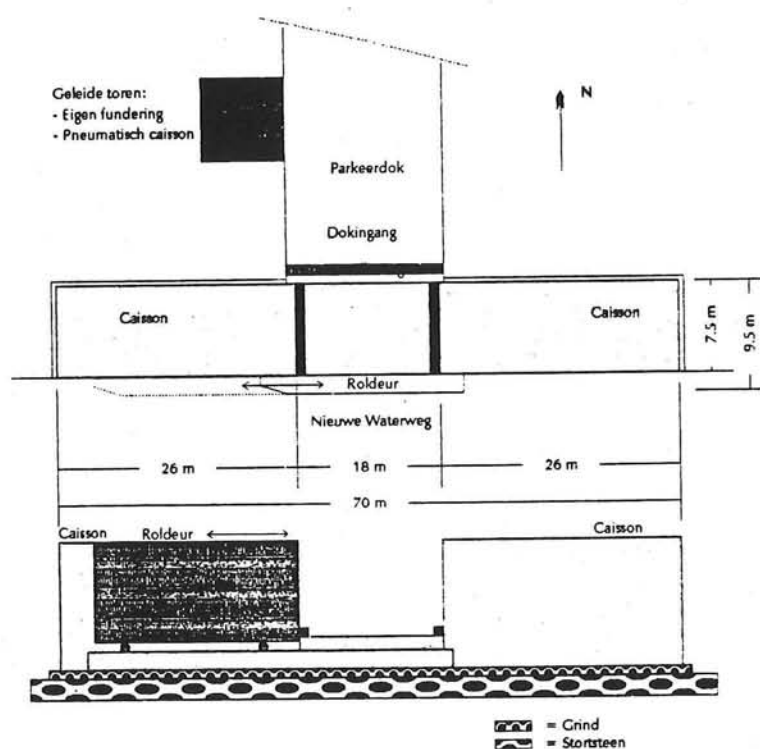
- Werkzaamheden na plaatsing

De criteria staan vermeld in orde van belangrijkheid, de subcriteria wegen allen even zwaar mee in de afweging.

Uit de scoretabel (en de bespreking van de drie varianten) blijkt een voordeel voor variant twee. De voordelen van caissonvariant twee t.o.v variant drie hebben betrekking op:

- Herstel schade na een aanvaring
- Schade aan de caisson na een aanvaring
- Transport
- Plaatsing

Gekozen wordt dus voor variant twee (zie onderstaande afbeelding).



Samenvatting ('Scheepsaanvaringen')

In dit rapport worden de spanningen berekend werkend op de zij- en achterwand (grenzend aan de grondaanvulling) van de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring. De berekende spanningen dienen als uitgangspunt voor een eerste dimensionering op sterkte van de caisson wanden.

Uitgaande van dit doel is een eenvoudig model opgesteld om de betreffende spanningen te berekenen. De berekende spanningen vormen, t.g.v. vele onzekerheden, een schatting van de bovengrens van de werkelijk optredende spanningen. De berekeningen zijn voor een deel met het spreadsheetprogramma 'Excel' en voor een deel met de hand uitgevoerd.

Voor de dimensionering van de bovengenoemde wanden geldt dat de optredende spanning in drijffase maatgevend is t.o.v de spanningen in de eindfase. In het rapport scheepsaanvaringen wordt onderzocht of de belasting t.g.v. scheepsaanvaringen maatgevend is t.o.v. de drijffase.

Aan de hand van de uitkomsten van het model kan worden geconcludeerd:

- Spanning op de zijwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is maatgevend boven de spanning optredend in de drijffase van de caisson.
- Spanning op de achterwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is bovenaan maatgevend. Onder aan de wand is de spanning in drijffase maatgevend.

Samenvatting ('Concept-ontwerp caissonvariant')

Op dit moment (maart 1994) wordt in Hoek van Holland de laatste stormvloedkering in het kader van de deltawet gerealiseerd. De realisatie vindt plaats door de Bouwkombinatie Maeslant Kering, een werkverband van verschillende aannemers.

Het onderwerp van dit afstudeerwerk is een haalbaarheidsstudie naar de toepassing van een caissonvariant t.p.v. de dokingang. Na de keuze van een caissonvariant (zie gelijknamige rapport) wordt onderzocht of deze variant toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering en onder welke omstandigheden deze toepassing plaats kan vinden.

In het kader van deze haalbaarheidsstudie dienen eventuele problemen (knelpunten) m.b.t. tot het ontwerp van de caissonvariant vroegtijdig te worden gesignaleerd. Daartoe komt in dit rapport aan bod:

- Ontwerp dokingang:

Afgezien van eisen gesteld aan de caisson m.b.t. de stabiliteit en sterkte moet in eerste instantie worden gecontroleerd of de caissonvariant kan worden ingepast in de dokomgeving. Daarbij wordt ook de uitvoering van het ontwerp beschouwd.

- Ontwerpproces van de caisson:

Voor de verschillende fasen waarin de caisson kan verkeren worden eisen gesteld m.b.t. de stabiliteit en sterkte van de caisson. Uit berekeningen moet blijken of de caisson wat dit betreft toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang of dat er speciale voorzieningen en/of ontwerpaanpassingen benodigd zijn (dit zijn de eerder bedoelde omstandigheden waaronder een caissonvariant toepassing kan vinden).

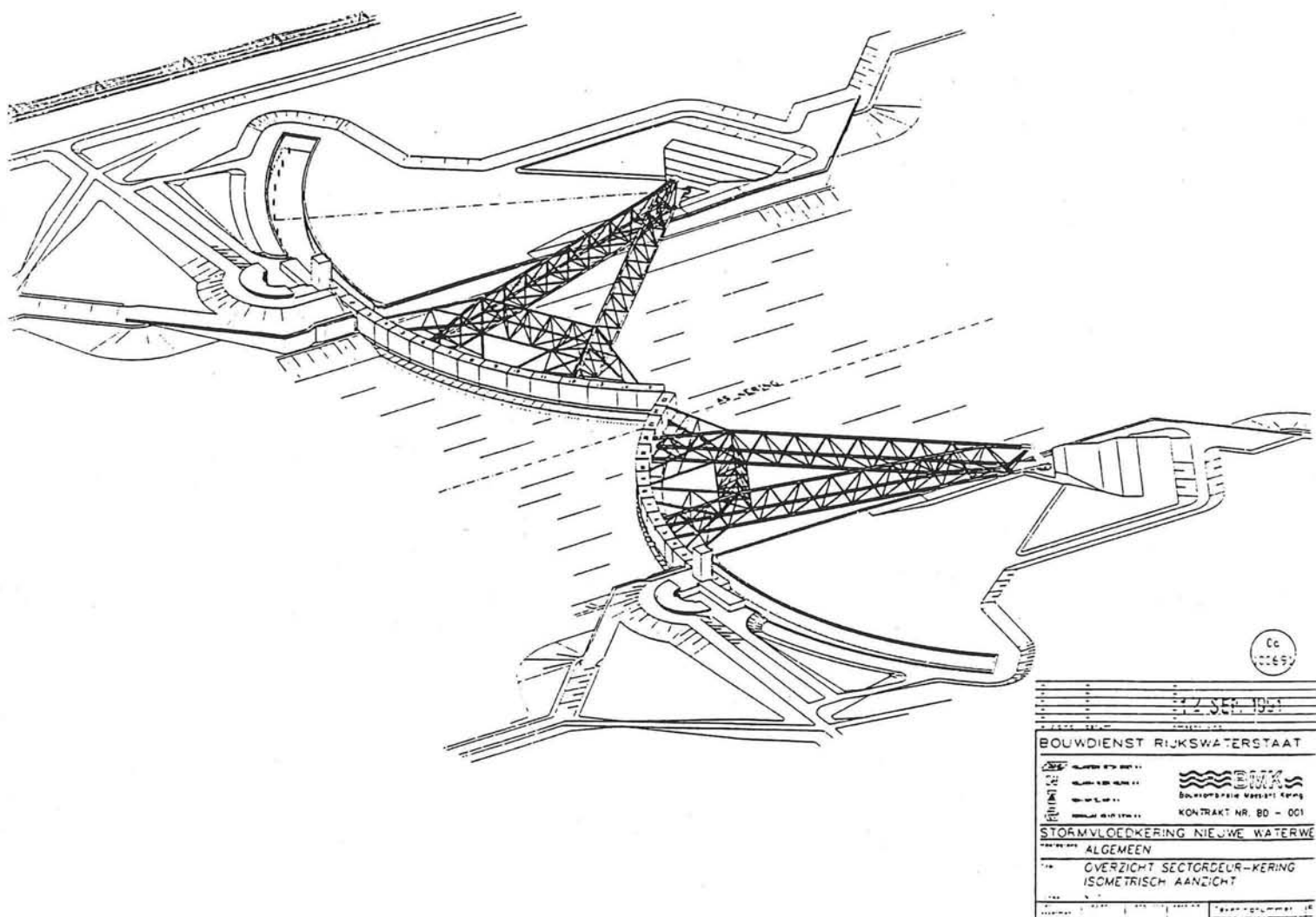
Tijdens het onderzoek dient bij wijziging van de uitwendige afmetingen een terugkoppeling op te treden tussen het ontwerpproces van de caisson en het ontwerp van de dokingang.

De vraag om een ontwerp te maken van een caisson welke kan worden ingepast in het huidige ontwerp van de dokingang, is afkomstig vanuit de B.M.K. (dit puur vanuit interesse).

Uit deze haalbaarheidsstudie blijkt dat er een ontwerp van de caisson mogelijk is waarbij de caisson voldoet aan de gestelde eisen. Tevens blijkt dat de caisson ingepast kan worden in het ontwerp van de totale dokingang. De verwachting is niet dat in een afwegings-procedure tussen deze caissonvariant en het huidige ontwerp van de dokingang de keuze zal vallen op de caissonvariant. Dit vanwege de benodigde aanpassingen en voorzieningen waaronder de caissonvariant toepassing kan vinden waardoor de voordelen van de caissonvariant t.o.v. het huidige ontwerp ten dele wegvallen.

Hoofdstuk 1 Inleiding

Op dit moment (mei 1994) wordt in Hoek van Holland de laatste stormvloedkering in het kader van de deltawet gerealiseerd (zie afbeelding 1.1). De realisatie vindt plaats door de Bouwcombinatie Maeslant Kering (B.M.K.), een werkverband van verschillende aannemers.

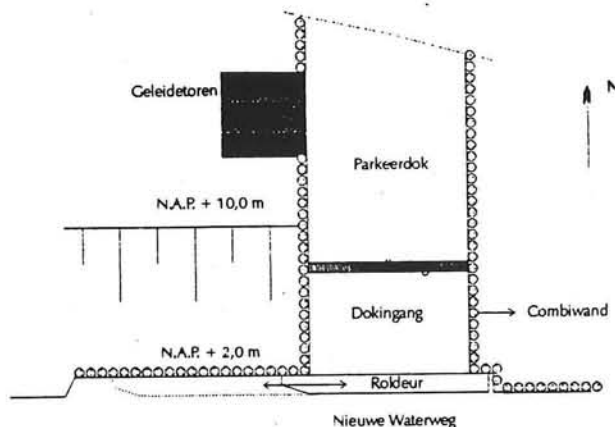


Afbeelding 1.1 Overzicht stormvloedkering (isometrisch aanzicht)

Voor een overzicht van de stormvloedkering en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen wordt verwezen naar het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg, Inleiding'. In dit rapport wordt verondersteld dat de lezer via bovenstaand rapport bekend is met het ontwerp van de stormvloedkering. In dit rapport zal dan ook geen aanvullende informatie worden verstrekt m.b.t. onderdelen afkomstig vanuit dit ontwerp.

1.1 Onderwerp

Dit afstudeerwerk behelst een haalbaarheidsstudie m.b.t. een caissonvariant t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg (zie afbeelding 1.2).



Afbeelding 1.2 Bovenaanzicht dokingang

Onderzocht wordt of een caissonvariant toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering en onder welke omstandigheden deze toepassing kan plaats vinden. D.w.z. moeten er speciale voorzieningen en/of ontwerpaanpassingen worden toegepast om het idee van een caisson t.p.v. de dokingang te realiseren.

Kleine aanpassingen in de geometrie van de dokingang en omgeving zijn toegestaan, wel moeten in het nieuwe ontwerp dezelfde onderdelen terugkomen als in het huidige ontwerp, dit betreft:

- Geleidetoren
- Dokdeur (= roldeur)

Deze haalbaarheidsstudie moet worden gezien binnen het kader van een uitgebreide afwegingsprocedure tussen het huidig ontwerp (zoals op het moment wordt gerealiseerd door de B.M.K.) deze caissonvariant en eventueel nog andere alternatieven.

De opdracht tot een haalbaarheidsstudie m.b.t. een caissonvariant is afkomstig vanuit de B.M.K., dit puur vanuit interesse.

Een eerste aanleiding voor deze haalbaarheidsstudie is de verwachting dat een caissonvariant enkele voordelen biedt t.o.v. het huidige ontwerp van de dokingang (= combiwand en kistdam):

- Bouw van de caisson vindt plaats in een bouwdok zodat ter plaatse van de relatief kleine ruimte rond de dokingang geen ingewikkelde werkzaamheden hoeven plaats te vinden.
- Bij 'kleinere' aanvaringsschade (later te definiëren) kunnen herstelwerkzaamheden in den droge plaatsvinden (in een dok).

Dit laatste voordeel komt voort vanuit de primaire functie van de caisson:

Een buffer te vormen voor de achterliggende constructies van de stormvloedkering bij een scheepsaanvaring.

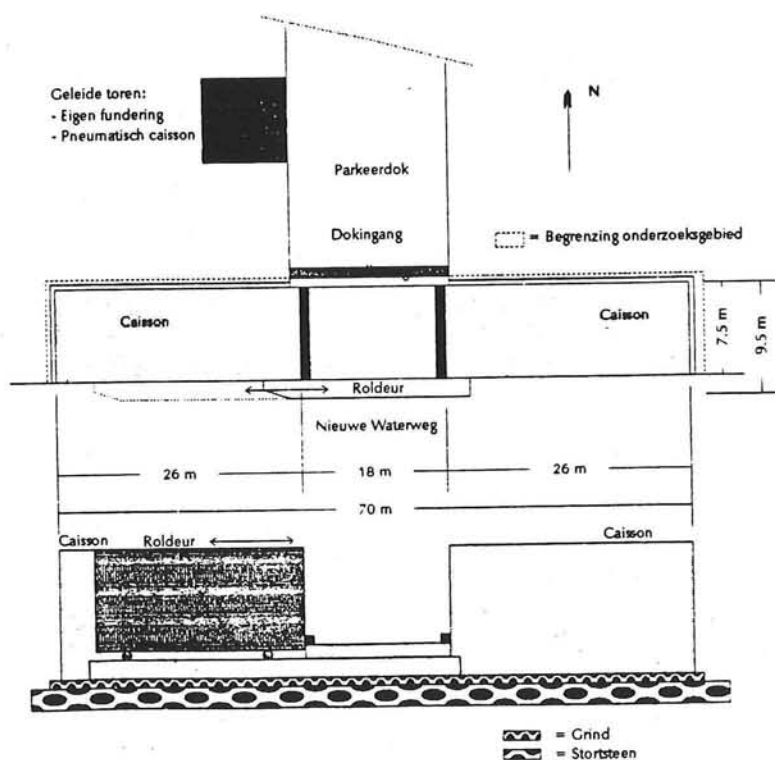
Om aanvaringsschade te herstellen in een bouwdok moet de caisson opdrijfbaar zijn en wordt er vanuitgegaan dat de dokingang tijdelijk kan worden beschermd d.m.v. een duwbak.

1.1.1 Haalbaarheidsstudie

De haalbaarheidsstudie omvat de volgende onderdelen:

- Keuze caissonvariant;
- Concept-ontwerp caissonvariant.

In eerste instantie zijn vanuit de afstudeercommissie een drietal caissonvarianten voorgesteld welke voor toepassing in aanmerking zouden komen. Deze varianten zijn onderworpen aan een kwalitatieve afweging, waaruit één variant naar voren is gekomen waarop het vervolgonderzoek zich zal toespitsen (zie (de samenvatting van) het rapport: 'Keuze caissonvariant' (, opgenomen voor in dit rapport)). Na deze keuze bepaling richt dit afstudeerwerk zich alleen nog op de directe omgeving van de dokingang en valt de geleidetoren buiten het ontwerp (zie afbeelding 1.3).



Afbeelding 1.3 Gekozen caissonvariant voor toepassing t.p.v. dokingang

Het vervolgonderzoek laat zich vertalen in een beschrijving van het concept-ontwerp van de caissonvariant, waarvan het rapport wat nu voor u ligt het resultaat is. Aan bod komen de volgende onderwerpen:

- Ontwerp dokingang:

Afgezien van eisen gesteld aan de caisson m.b.t. de stabiliteit en sterkte moet in eerste instantie worden gecontroleerd of de caissonvariant kan worden ingepast in de dokomgeving. Daarbij wordt ook de uitvoering van het ontwerp beschouwd.

- Ontwerpproces van de caisson:

Voor de verschillende fasen waarin de caisson kan verkeren worden eisen gesteld m.b.t. de stabiliteit en sterkte van de caisson. Uit berekeningen moet blijken of de caisson wat dit betreft toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang of dat er speciale voorzieningen en/of ontwerpaanpassingen benodigd zijn (dit zijn de eerder bedoelde omstandigheden waaronder een caissonvariant toepassing kan vinden).

Tijdens het onderzoek dient bij wijziging van de uitwendige afmetingen een terugkoppeling op te treden tussen het ontwerpproces van de caisson en het ontwerp van de dokingang.

1.2 Beperkingen

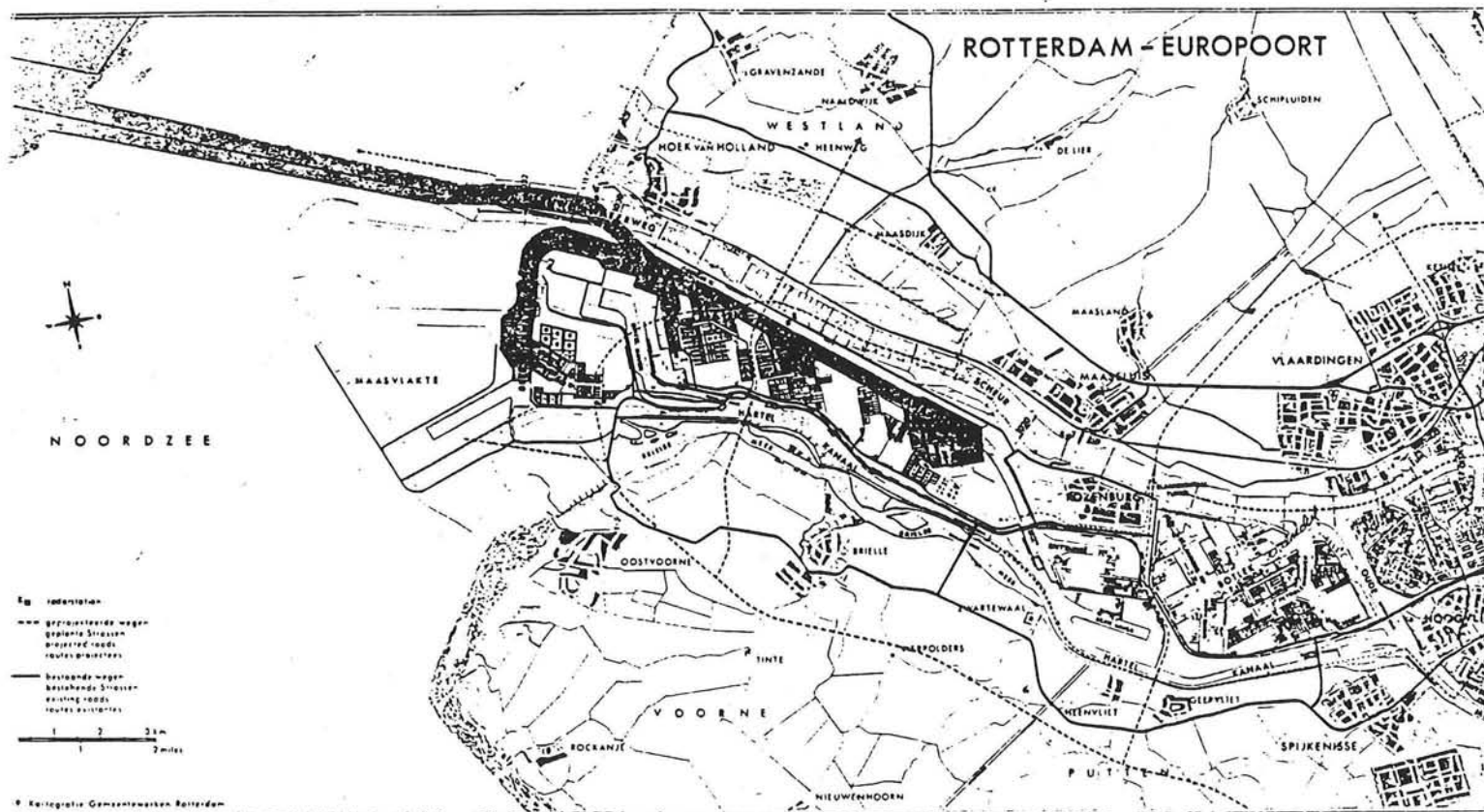
In deze paragraaf worden de beperkingen gegeven die algemeen gelden voor het caisson ontwerp. Onder beperkingen wordt verstaan:

- Uitgangspunten
- Randvoorwaarden

Waar nodig zullen aanvullende beperkingen worden gegeven.

1.2.1 Uitgangspunten

- Caissons worden gebouwd in Verolme bouwdok (zie voor de lokatie afbeelding 1.4).



Afbeelding 1.4 Lokatie Verolmedok

- Minimale waterniveau bij uitvaren van de caissons uit het Verolmedok: N.A.P. -0,5 m
- Minimale waterniveau bij plaatsing van de caissons: N.A.P. 0,0 m
- Caissons worden geplaatst in een nis van het landhoofd.
- De dokingang kan tijdelijk (gedurende het herstel van de caissons) worden beschermd d.m.v. een duwbak van het Europa I type.
Afmetingen: Lengte = 70,0 m; Breedte = 9,5 m.
- Caissons kunnen na beperkte aanvaringsschade worden opgedreven en in het Verolme dok worden hersteld.

- Minimale waterniveau bij invaren in het Verolmedok van beschadigd caisson: N.A.P. + 0,5 m. De diepgang van een beschadigd caisson mag dus 1 m groter zijn dan die van een onbeschadigd caisson.
- Aan de caissons moet de dokdeurrail kunnen worden bevestigd.

De gehanteerde waterstanden berusten allen op zelf aangenomen waarden, uitgaande van het feit dat er voldoende tijd moet zijn om de caissons in of uit het Verolmedok te kunnen varen, danwel om de caissons af te zinken.

1.2.2 Randvoorwaarden

Eindfase:

Breedte vaarweg:

360 m (boven niveau N.A.P. - 10,0 m). Aan beide zijden gelijk verlopend van 360 m naar 318 m op niveau N.A.P. - 17,0 m. Onder helling van 1:3 (zie afbeelding 1.5).

- 11 m vanuit de begrenzingslijn dient een noodkering te worden geplaatst (zie afbeelding 1.5).

N.B. met de begrenzingslijn wordt bedoeld de lijn die op 180 m vanuit het hart van de vaarweg loopt en, denkbeeldig, de begrenzing vormt tussen de vaarweg en het landhoofd.

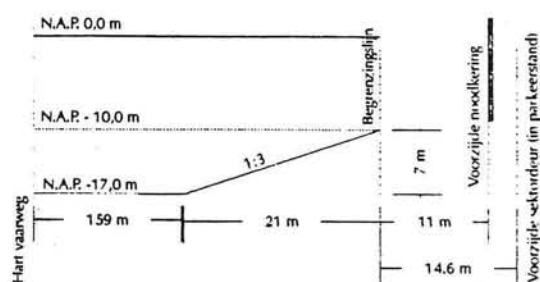
- Bovenkant dokdeurrail: N.A.P. - 10 m.

- Talud op de caisson: N.A.P. + 2,00 m - N.A.P. + 10,0 m, onder helling van 2:3 (Zie afbeelding 1.6).

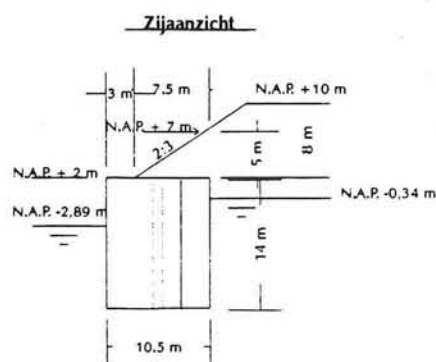
- Grond in en achter de caisson zal bestaan uit zand.

- Grondwaterstand: N.A.P. - 0,34 m⁽¹⁾.
- Buitenwaterstand: N.A.P. - 2,89 m.

(Zie afbeelding 1.6).



Afbeelding 1.5 Randvoorwaarden (eindfase)



Afbeelding 1.6 Randvoorwaarden (eindfase)

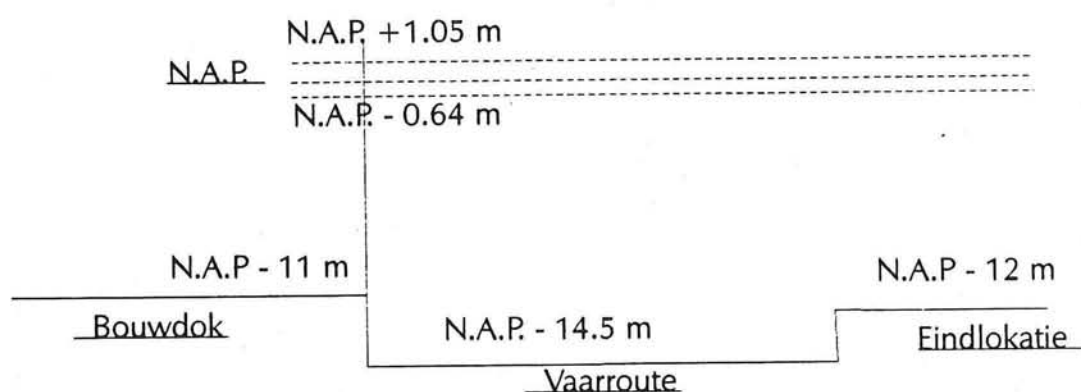
Drijffase:

- Gemiddeld hoogwater: N.A.P. + 1,05 m.
- Gemiddeld laagwater 1: N.A.P. - 0,64 m.

Gehanteerde waterstanden zijn bij een gemiddelde rivier afvoer en een normaal spuiprogramma van de Haringvlietsluizen¹.

- Bodem Verolme dok: N.A.P. - 11,0 m.
- Bodem vaarweg: Varieert van N.A.P. -14,5 m - N.A.P. -16,5 m⁽²⁾.

Zie voor bovenstaande randvoorwaarden afbeelding 1.7.



Afbeelding 1.7 Randvoorwaarden (drijffase)

¹ Bron: Bruyn L. de & TJO, Belastinggids (A-13-0013), Hoofdstuk 2, pag 4 van 28. Hoek van Holland. B.M.K.

² Niet de exacte bodem ligging, kan echter worden aangehouden en is niet maatgevend. Bron: Wit P. de, tekening 'Dieptelijnen vaargeul Nieuwe Waterweg...', A-15-1007-0. Hoek van Holland, 30-11-1990. BMK.

1.3 Programma van eisen

In deze paragraaf worden de eisen gegeven die algemeen gelden voor het caisson ontwerp. Waar nodig zullen aanvullende eisen worden gegeven.

Afmetingen:

- Afmetingen van alle 4 caissons (2 voor het noorderlijk- en 2 voor het zuiderlijk-landhoofd) dienen gelijk te zijn.

Bovenstaande wordt geeist met het oog op de uitvoering ('de stort') van de caissons.

Eindfase:

- Caisson grenst aan grondmassief:

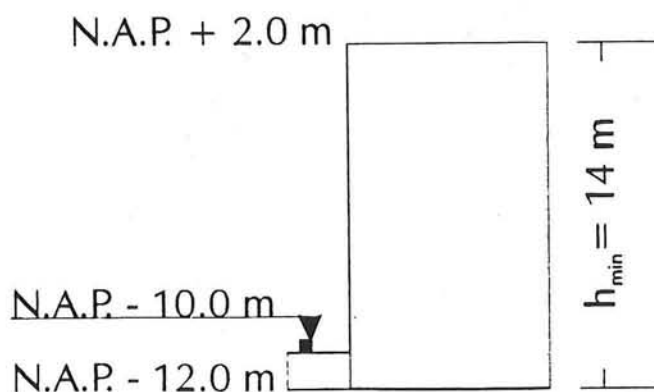
Deze eis komt voort vanuit de primaire functie van de caisson:

Een buffer te vormen voor de achterliggende constructies van de stormvloedkering bij een scheepsaanvaring.

Bij een scheepsaanvaring moet de caisson dan namelijk worden 'gesteund' door de achterliggende grondmassa, zodat de verplaatsingen van de caisson worden beperkt en het aanvarende schip tijdig tot stilstand kan worden gebracht. (Deze gedachte is vergelijkbaar met die achter een vangrail).

- Funderingsniveau van de caisson maximaal op niveau N.A.P. - 12,0 m:

Voortkomend vanuit het uitgangspunt dat de dokdeurrail aan de caisson moet kunnen worden bevestigd (zie afbeelding 1.8).



Afbeelding 1.8 Dokdeurrail bevestigd aan de caisson

- Bovenkant van de caisson op N.A.P. + 2.0 m:

Deze eis is afgeleid, door B.M.K., uit de eis die gesteld is aan de overstromingskans van het landhoofd. Het landhoofd mag gemiddeld 5 × per jaar overstroomd worden.

Samen met de vorige eis leidt dit tot de eis dat de hoogte van de caisson minimaal 14 m moet zijn ($h_{\text{caisson}} \geq 14$ m; zie afbeelding 1.8, pagina 19).

- Breedte dokingang moet gelijk zijn aan 17.5 m:

Deze eis komt voort uit de toegestane lek bij gesloten kering.

- Caisson moet waterdicht aansluiten op dokvloer:

Het parkeerdok moet namelijk drooggezet kunnen worden m.b.t. herstel-/onderhoudswerkzaamheden aan de sektordeur.

- Bovenkant dokvloer op N.A.P - 8.75 m:

Voortkomend uit toegestane lek en bewegingsvrijheid van de sektordeur, bij het in en uit bewegen van het parkeerdok.

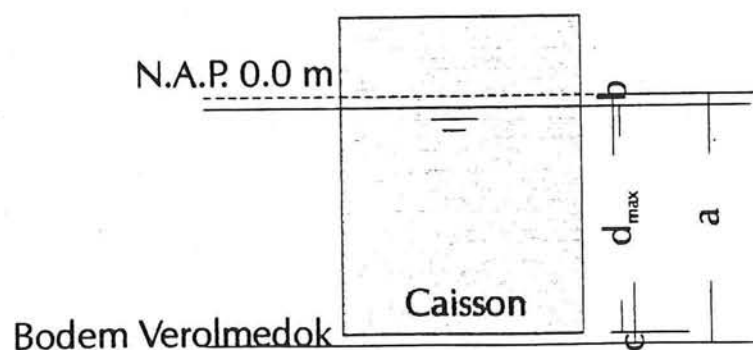
Drijffase:

- Keelclearance: 0,5 m.

Voor het bepalen van de maximale diepgang van de caisson (d_{max}) moeten twee situaties worden beschouwd, één daarvan is maatgevend:

- Uitvaren vanuit het Verolme dok, vanaf N.A.P. - 0.5 m:

$$d_{\text{max}} = a - b - c \quad (\text{Zie afbeelding 1.9}).$$

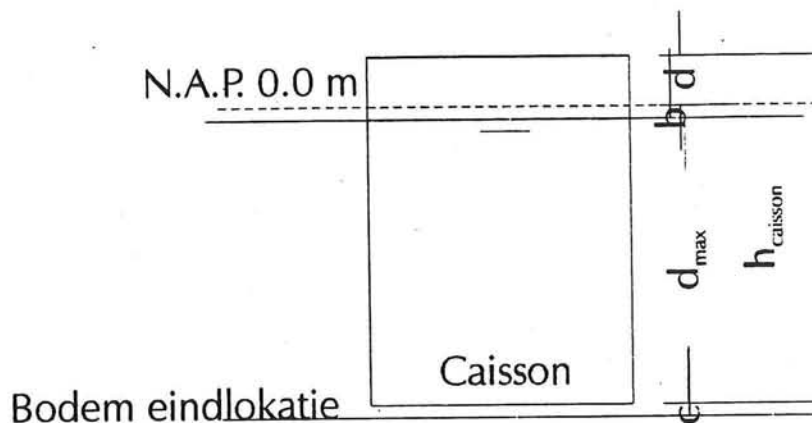


Afbeelding 1.9 Maximale diepgang (uitvaren Verolmedok)

- $d_{\text{max}} = 11,0 - 0,5 - 0,5 = 10,0$ m.

Plaatsing, vanaf N.A.P. 0.0 m:

$$d_{\max} = h_{\text{caisson}} - b - c - d \quad (\text{Zie afbeelding 1.10}).$$



Afbeelding 1.10 Maximale diepgang (plaatsing)

$$d_{\max} = 14 - 0,0 - 0,5 - 2,0 = 11,5 \text{ m.}$$

Maatgevend blijkt de maximale diepgang voor het uitvaren van het Verolmedok, $d_{\max} = 10,0 \text{ m}$. Deze eis is gebaseerd op het uitgangspunt dat de caissons het Verolmedok worden uitgevaren bij een waterstand van N.A.P. - 0,5 m. De eis is bindend zolang aan dit uitgangspunt wordt vastgehouden.

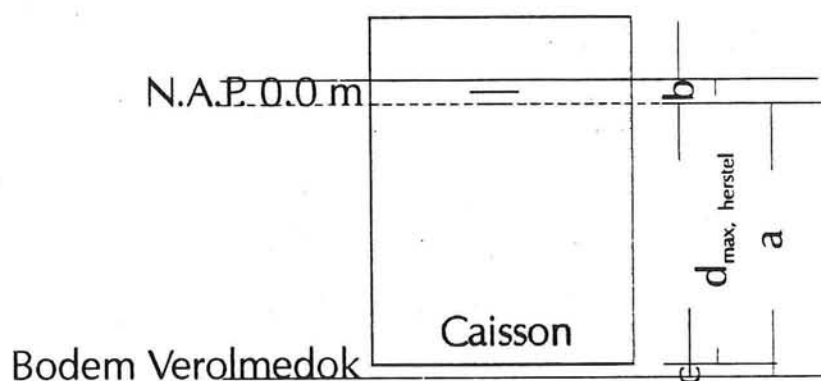
Herstelfase:

- Twee compartimenten stuk, caisson moet nog zelfdrijvend vervoerd kunnen worden.

Voor de maximale diepgang van een kapot gevaren caisson is de diepgang voor het Verolmedok maatgevend.

- Maximale diepgang stukgevaaren caisson ($d_{\max, \text{herstel}}$), invaren vanaf N.A.P. + 0,5 m:

$$d_{\max, \text{herstel}} = a + b - c \quad (\text{Zie afbeelding 1.11}).$$



Afbeelding 1.11 Maximale diepgang (herstelfase)

$$d_{\max, \text{herstel}} = 11 + 0.5 - 0.5 = 11 \text{ m}$$

- Na een scheepsaanvaring moet de dokingang water- en slibdichtdicht worden afgesloten via een noodkering (schotbalken). Tevens moet de dokingang worden beschermd voor scheepsaanvaringen (duwbak).

Hoofdstuk 2 Concept beschrijving

2.1 Inleiding

Dit hoofdstuk dient er toe om de lezer inzicht te verschaffen in de ontwikkeling van de afmetingen en vorm van de caisson na het ontwerpproces een aantal malen doorlopen te hebben. De berekeningen daarvan zijn niet opgenomen in een rapport. Bij de beschrijving van de ontwikkeling zal echter kort worden aangegeven waar de afmetingen op gebaseerd zijn. De berekeningen zullen worden gepresenteerd voor de caisson welke volgt uit deze eerste iteratieve ronden.

Allereerst zal in paragraaf 2.2 het ontwerpproces van de caisson worden uiteengezet. Vervolgens zal in paragraaf 2.3 worden aangegeven met welke afmetingen de berekeningen in eerste instantie zijn gestart en wat de ontwikkeling is geweest van de afmetingen en de vorm van de caisson. In paragraaf 2.4 zal, uitgaande van de aangepaste caissonvorm, het ontwerp van de dokingang worden beschreven.

2.2 Ontwerpproces van de caisson

Bij het ontwerpproces van de caisson worden de volgende fasen doorlopen, waarbij de caisson moet voldoen aan de vermelde eisen per fase:

- Eindfase, voldaan moet worden aan de volgende stabiliteitscriteria:

- Afschuiving ($n \times H \leq V \times \tan \phi$).
- Resultante van H en V binnen de kern van het caisson-grondvlak.
- Fundatie- (korrel-) drukken onder het caisson-grondvlak niet groter dan de toegestane waarden (glijcirkelberekening).

Symbolen:

- n = Veiligheidsfactor.
- H = Resultante van horizontale krachten werkend op de caisson.
- V = Resultante van verticale krachten werkend op de caisson.
- ϕ = Hoek van inwendige wrijving van de funderingsgrondslag.

- Drijffase, voldaan moet worden aan de volgende eisen:

- Diepgang \leq maximaal toelaatbare diepgang.
- Scheefhang, caisson dient o.a. met het oog op de statische stabiliteit recht te hangen.
- Statische stabiliteit (Metacentrumhoogte, h_m , moet positief zijn en groter dan een voorgeschreven waarde)
- Dynamische stabiliteit (Eigenperiode van het element dient groter te zijn dan die van de golven of deining).

- Herstelfase, voldaan moet worden aan de volgende eisen:

- Diepgang \leq maximaal toelaatbare diepgang.
- Scheefhang.

- Sterkte berekening:

De sterkteberekening is gebaseerd op het afschuifdragvermogen van de caissonelementen (= vloer en wanden):

$$V_d/bd \leq \tau_1$$

Symbolen:

- V_d = Rekenwaarde van de optredende dwarskracht.
- b = Breedte beschouwde doorsnede.
- d = Nuttige hoogte beschouwde doorsnede
- τ_1 = Uiterst opneembare schuifspanning.

Waar mogelijk zullen enkele globale berekeningen worden gemaakt ter controle van de eisen gesteld aan de caisson in de verschillende fasen.

2.3 Ontwikkeling caissonvorm

Zoals al vermeld in de inleiding van dit hoofdstuk is in het kader van de haalbaarheidsstudie naar de toepassing van de gekozen caissonvariant, de ontwerp-cyclus zoals vermeld in paragraaf 2.2 reeds een aantal malen doorlopen. Het uitgangspunt, m.b.t. de afmetingen van de caisson, voor deze berekeningen volgden uit de beperkingen en het programma van eisen opgesteld voor het caissonontwerp. Deze berekeningen worden hier niet gepresenteerd wel zal worden aangegeven waarop de berekeningen zijn gebaseerd en wat de ontwikkeling van de caissonafmetingen is geweest.

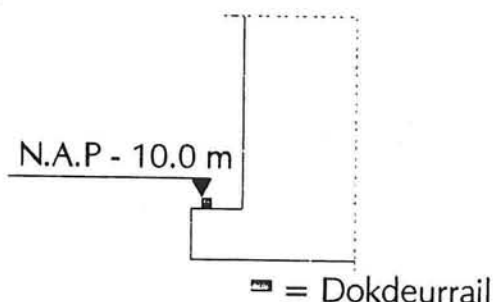
In eerste instantie zijn de afmetingen als volgt gekozen:

- Lengte = 26 m
- Breedte = 7,5 m
- Hoogte = 15 m

De lengte ligt vast en volgt uit de eis dat bij herstelwerkzaamheden aan de caisson in het Verolmedok, er een duwbak in de nis van het landhoofd moet kunnen worden geplaatst ter bescherming van de dokingang. De aangehouden breedte is een minimale breedte en is ook gebaseerd op bovenstaand uitgangspunt.

In eerste instantie werd er bij het ontwerp vanuitgegaan dat de dokdeurrail werd meegestort met de stort van de caisson (zie afbeelding 2.1). De totale breedte van de caisson incl. de dokdeurrail komt daarmee op 10 m.

De hoogte van de caisson volgde uit de randvoorwaarde dat de bovenkant van de dokdeurrail moet liggen op niveau N.A.P. - 10 m (zie afbeelding 2.1).



Afbeelding 2.1 Dokdeurrail

Uit berekeningen is gebleken dat de diepgang van de caisson te groot is. Bovendien voldeed deze caisson niet aan de stabiliteit in de eind- en drijfphase. Om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren is naast een bijstelling in de afmetingen gekomen tot een bijstelling m.b.t.:

- Bevestiging dokdeurrail
- Belasting
- Sterkte berekening

Uit de berekeningen bleek dat de dokdeurrail een zeer ongunstig effect had op de diepgang en scheefhang (t.g.v. ongelijke gewichtsverdeling) van de caisson. Daarom wordt er voor de vervolgberekeningen geëist dat de dokdeurrail aan de caisson kan worden bevestigd na plaatsing van de caisson.

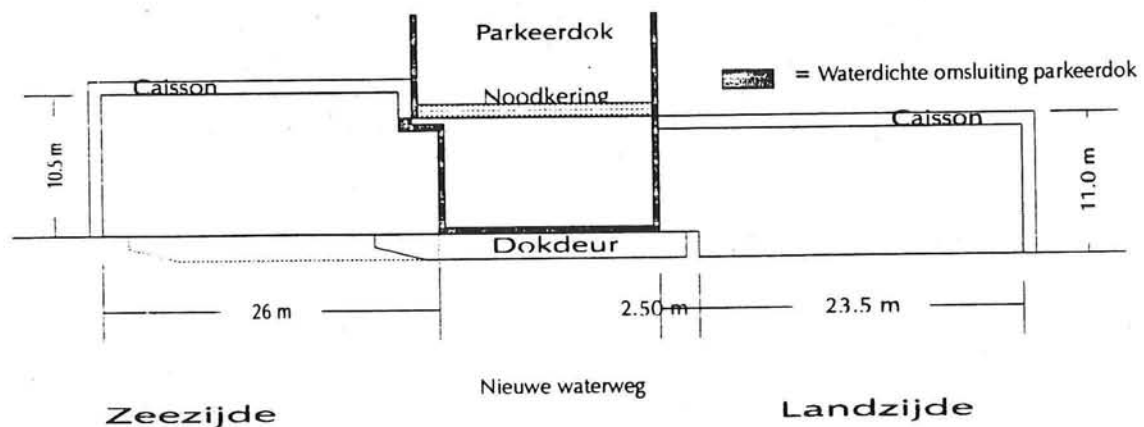
De belastingen waarvan werd uitgegaan m.b.t. de stabiliteit van de caisson in eindfase en de sterkte berekening van de elementen van de caisson zijn tevens bijgesteld. De bijstelling van de grond en waterspanning, t.g.v. bijstelling in aangehouden grond en (grond-) waterniveau's, zorgden voor een marginaal effect. Echter de bijstelling van de belastingen t.g.v. een scheepsaanvaing, waren ingrijpend (in positieve zin). In eerste instantie werd voor deze belasting de passieve gronddruk aangehouden, welke maximaal kan ontstaan doordat de caisson het grondmassief wordt ingedrukt. Uit een meer gedetailleerde berekening bleek echter dat deze belasting veel te hoog werd geschat.

Voor de sterkte berekening, waarbij de caissonvloer en -wanden op dwarskracht worden gedimensioneerd is in eerste instantie uitgegaan van de ondergrens van het afschuifdraagvermogen. Voor vervolgberekeningen is een aanpassing gemaakt door uit te gaan van het afschuifdraagvermogen volgens Rafla, wat inhoudt dat een groter draagvermogen in rekening mag worden gebracht t.g.v. een aantal gunstige effecten zoals bijv. een kleine verhouding van de elementdikte t.o.v. de overspanning. deze aanpassing in de berekening leidt ertoe dat kleinere elementdikten zijn benodigd onder dezelfde belasting (dus een besparing van het betonvolume).

Na verschillende rondes waarin, naast bovenstaande aanpassingen, de berekeningen op zich preciezer zijn gehanteerd is gekomen tot de volgende afmetingen van de caisson:

- Lengte = 26 m
- Breedte = 10,5 m
- Hoogte = 14 m

De geometrie van de dokingang komt er dan als volgt uit te zien (zie afbeelding 2.2).



Afbeelding 2.2 Geometrie dokingang (bovenaanzicht)

T.o.v. de afmetingen waar in eerste instantie vanuit werd gegaan zijn de veranderingen in afmetingen:

- Caisson verlaagd met 1 m (van 15 m naar 14 m):

Uit een nauwkeurigere beschouwing m.b.t. bevestiging van de dokdeurrail aan de caisson bleek dat de caisson 1 m lager mag zijn. Dit houdt in dat de caisson wordt gefundeerd op niveau N.A.P. - 12,0 m i.p.v. N.A.P. - 13,0 m.

Het beoogde doel is een gewichtsbesparing.

- Caisson verbreed met 3 m (van 7,5 m naar 10,5 m):

Deze verbreding bleek minimaal noodzakelijk m.b.t. de stabiliteit van de caisson in eindfase.

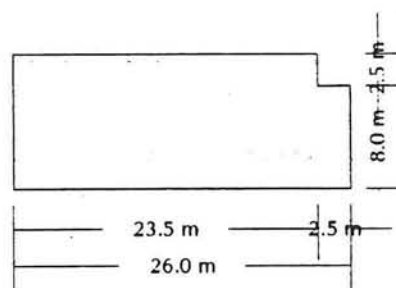
Dit aangepaste ontwerp kent een drietal voordelen t.o.v. het eerste ontwerp:

- Betonbesparing, door het niet meestorten van de dokdeurrail.
- Het nauwkeurig kunnen stellen van de dokdeurrail, waarbij plaatsingsnauwkeurigheden van de caisson kunnen worden gecompenseerd.
- Groter oprijvend vermogen door grotere afmetingen.

Onderstaand wordt een overzicht gegeven van de afmetingen van de caisson waarvan wordt uitgegaan voor de berekeningen welke worden gepresenteerd in dit rapport (vanaf hoofdstuk 3).

Afmetingen caisson:

- Lengte caisson, $l_{\text{caisson}} = 26 \text{ m}$
- Breedte caisson, $b_{\text{caisson}} = 10,5 \text{ m}$
- Hoogte caisson, $h_{\text{caisson}} = 14 \text{ m}$
- Oppervlak van de caissonvloer, $A_{\text{vloer}} = 266,75 \text{ m}^2$ (zie afbeelding 2.3).



Afbeelding 2.3 Oppervlak caisson (horizontaal)

De lengte van de caisson is gelijk aan de maximale afmetingen (randvoorwaarde), een afwijking van deze afmeting is toegestaan $O(+2 \text{ m})$.

De hoogte is gelijk aan de minimale hoogte (eis), i.v.m. bevestiging van de dokdeurrail aan de caissons.

Aan de breedte van de caisson wordt een maximale eis gesteld. Volgend uit de inpassing van de caissons in de dokomgeving. Uit een overweging m.b.t. de vorm van de caisson wordt gesteld dat de breedte van 10,5 m moet worden aangehouden als de maximale breedte.

In paragraaf 2.4 zal voor de caisson met bovenstaande afmetingen het gehele ontwerp in grote lijnen worden beschreven.

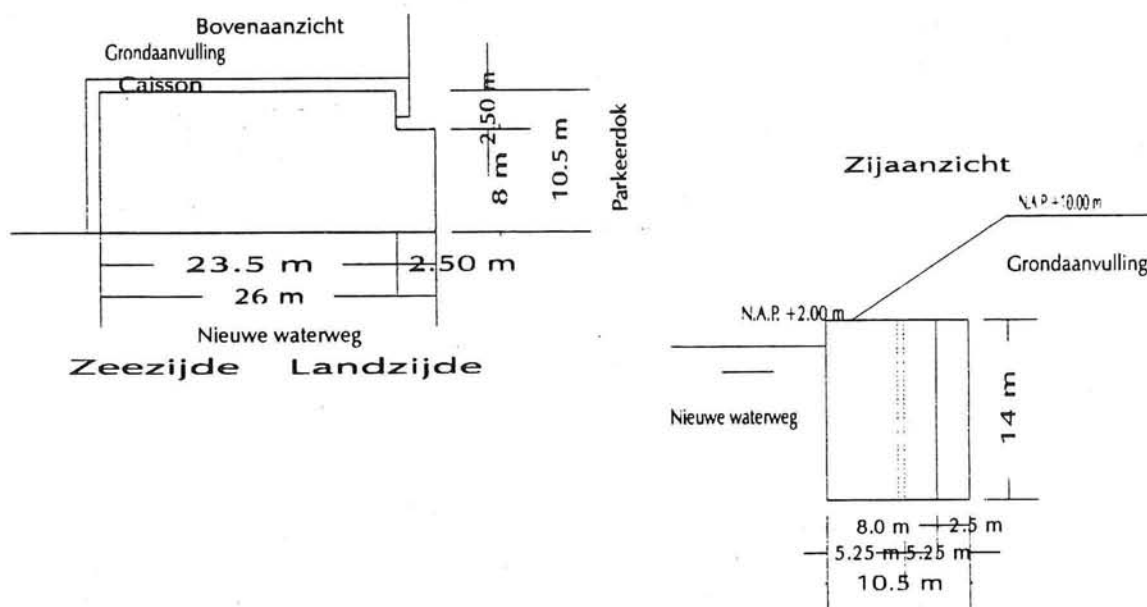
2.4 Ontwerp van de dokingang

Zoals al vermeld in de inleiding dient bij wijziging van de caissonafmetingen teruggekoppeld te worden naar de beperkingen en eisen geldend voor het caissonontwerp. In deze paragraaf zal het ontwerp van de dokingang worden beschreven volgend uit deze terugkoppeling. De beschrijving is gebaseerd op de laatst genoemde afmetingen van de caisson in paragraaf 2.3.

In deze inleiding zal een algehele beschrijving worden gegeven van het ontwerp van de dokingang, waarna in de volgende paragrafen dieper zal worden ingegaan op:

- Fundering caissons (paragraaf 2.4.1).
- Dokvloer en aansluiting op de caissons (paragraaf 2.4.2).
- Dokdeur (afsluiting; bewegings en geleidewerken) (paragraaf 2.4.3).
- Consóles dokdeurrail (paragraaf 2.5).

De geometrie van het ontwerp wordt weergegeven in een boven- en zijaanzicht van de dokingang (zie afbeelding 2.2, paragraaf 2.3; resp. afbeelding 2.4).



Afbeelding 2.4 Boven-/zijaanzicht van de caisson

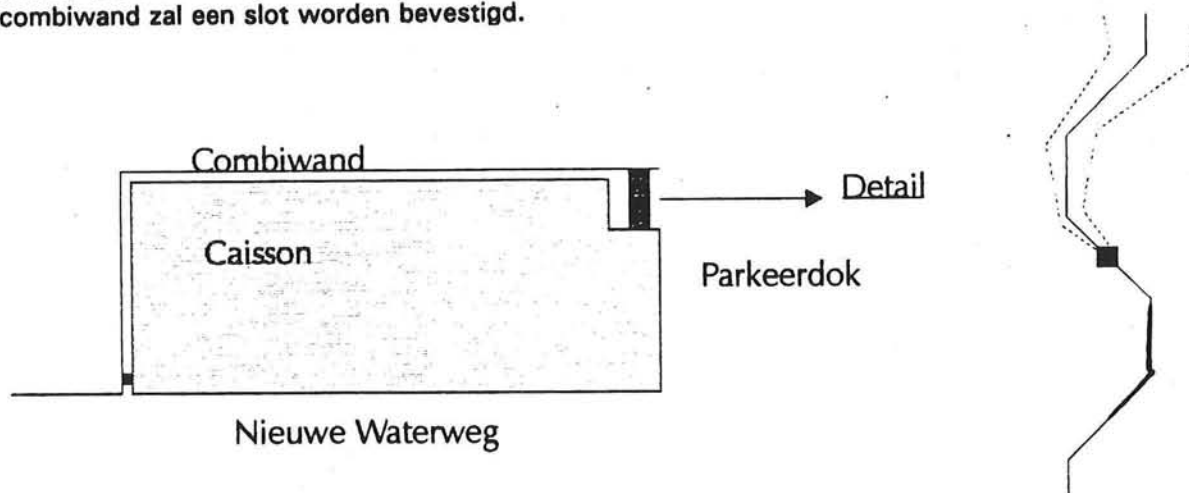
De caissons worden geplaatst in een nis van het landhoofd. De grondkering van de nis wordt gevormd door een combiwand (deze vindt ook toepassing als grondkering in het huidige ontwerp).

De primaire functie van de caissons is het vormen van een buffer in geval van een scheepsaanvaring rond de dokingang.

Om de aanvaarenergie te dissiperen is het wenselijk dat de caisson een kleine, verplaatsing kan ondergaan, om zo de indringing van het schip in de caisson tot een minimum te beperken. Om voornoemde reden en om te kunnen voldoen aan het uitgangspunt dat de caissons bij kleinere aanvaringsschade weer op te drijven zijn (om de schade in het verolmedok te herstellen), zal de fundering van de caissons bestaan uit stortsteen afgewerkt met een grindlaag. De caissons zullen niet worden ondergrout.

De ruimte tussen de combiwand en de caissons moet worden opgevuld om de te verwachten optredende verplaatsingen t.g.v. een scheepsaanvaring te beperken. In eerste instantie wordt voor de opvulling uitgegaan van zand.

De nis moet zanddicht, en naar het parkeerdok toe ook waterdicht, worden afgesloten. Daartoe wordt na plaatsing van de caissons een stalen damwand tussen de combiwand en de caissons geheid (zie afbeelding 2.5). In de caisson zal een damwandslot worden meegestort en aan de combiwand zal een slot worden bevestigd.



Afbeelding 2.5 Element voor waterdichte afsluiting van de nis achter de caisson

Door de harmonica werking welke bij een damwand kan optreden zal de damwand altijd te plaatsen zijn, eventueel m.b.v. een pasplank. Op deze wijze kan de wand ook worden geplaatst bij plaatsafwijkingen van de caisson. De ruimte tussen de dokvloer en de wand moet worden aangestort d.m.v. onderwaterbeton zodat er een waterdichte afsluiting met het parkeerdok wordt verkregen.

Als grondkering van het talud op de caisson, naar het parkeerdok, zullen L-muren op de caisson worden geplaatst welke na een scheepsaanvaring verwijderbaar zijn.

Tussen de caissons dient een dokvloer te worden geplaatst. Daartoe zal een prefab vloer worden aangebracht nadat de caissons zijn geplaatst. De dokvloer dient waterdicht aan te sluiten op de caissons, aangezien het parkeerdok droog moet kunnen worden gezet t.b.v. onderhoud en herstelwerkzaamheden aan de sektordeur.

De water en slibdichte afsluiting van het parkeerdok naar de Nieuwe Waterweg toe wordt gevormd door een roldeur, welke voor de caissons langs kan bewegen. De geleiding van de dokdeur zal plaatsvinden langs een bovenrail, geplaatst op de caissons, en een onderrail, bevestigd onder water aan de caissons. Het bewegingswerk om de dokdeur te openen en te sluiten wordt gevormd door lieren.

Ter plaatse van de parkeerdokingang dient de onderrail te worden bevestigd aan de prefabdokvloer.

De layout van de waterdichte afsluiting van het parkeerdok t.p.v. de caissons wordt aangegeven in afbeelding 2.2; paragraaf 2.3.

2.4.1 Fundering caissons

De fundering van de caissons zal bestaan uit een laag stortsteen afgewerkt met een laag grind

Het stortsteen dient er toe om het bodemmateriaal te beschermen tegen erosie indien de caissons verwijderd worden.

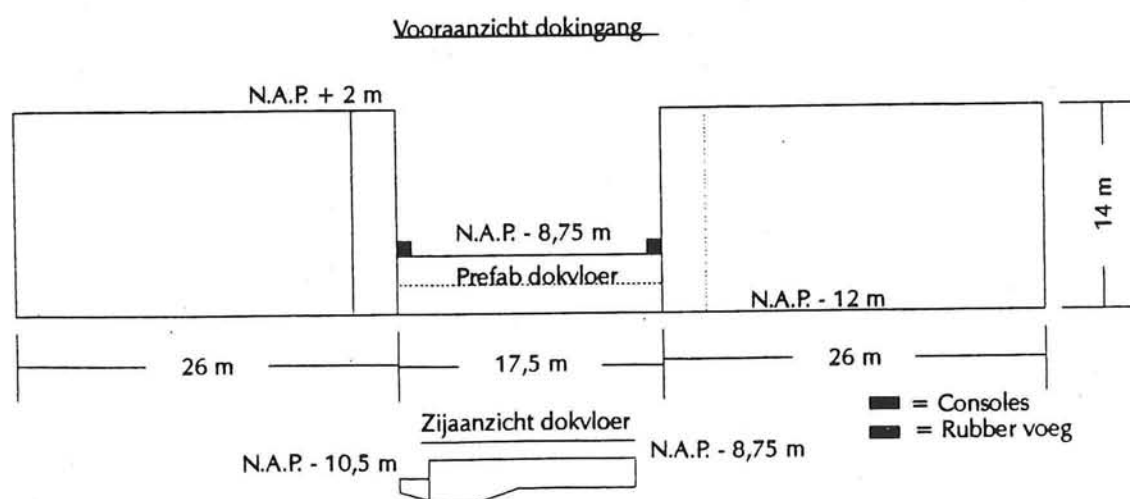
De grindlaag dient als afvlakking van het stortsteen om zodoende een gelijkmatige fundering voor de caissons te creëren. Na het verwijderen van de caissons mag de grindlaag wegspoelen, deze dient dan voor herplaatsing van de caissons opnieuw te worden aangebracht.

Ter bescherming van filter en bodem materiaal in de Nieuwe Waterweg wordt stortsteen gebruikt. Het stortsteen zal worden doorgezet in de nis van het landhoofd.

2.4.2 Dokvloer

De dokvloer zal bestaan uit een prefabvloer, die na plaatsing van de caissons in het werk kan worden ingebracht. De vloer zal aan de zijde van de Nieuwe Waterweg een verdikking moeten hebben, om de consôles t.b.v. de dokdeurrail te bevestigen.

Om de dokvloer te waarborgen tegen opdrijven zullen aan de caisson consôles worden bevestigd (zie afbeelding 2.6; vooraanzicht dokingang en zijaanzicht dokvloer).



Afbeelding 2.6 Vooraanzicht dokingang; zijaanzicht dokvloer

De voeg tussen de prefabdokvloer en de caisson moet waterdicht zijn. Dit wordt verkregen door in de voeg een rubber profiel op te nemen. Dit rubberprofiel dient er tevens toe om verschilzettingen op te nemen tussen de dokvloer en de caisson.

Door onderwaterbeton te storten (later af te werken met constructieve betonlaag) kan de prefabdokvloer worden doorgestempeld met de rest van de parkeerdokvloer.

Belasting:

Op de prefab dokvloer komen de volgende belastingen te werken:

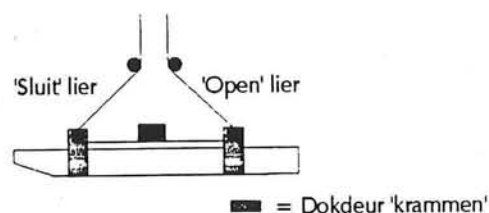
- Waterdruk, maatgevend is de situatie dat het parkeerdok droog staat en er een maximale buitenwaterstand optreedt van N.A.P. + 2,00 m. De dokvloer wordt in opwaartse richting belast.
- Vertikale puntlasten, treden op vanuit de dokdeurrail. De vloer wordt dus aan de zijde van de Nieuwe Waterweg belast t.g.v. puntlasten voortkomend uit het eigengewicht (minus opwaartse waterdruk) van de dokdeur.

2.4.3 Dokdeur

De dokdeur is een roldeur welke voor de ingang kan worden geschoven om het parkeerdok water- en slibdicht af te sluiten van de Nieuwe Waterweg.

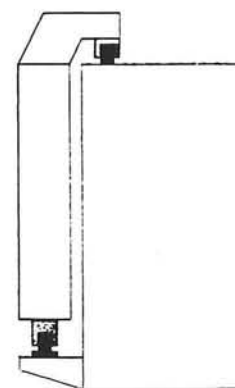
Om het parkeerdok water- en slibdicht af te kunnen sluiten zal een afdichtstrip langs de omtrek van de aanslag moeten worden gemaakt. De afdichting krijgt dus een U-vorm.

Het bewegingsmechanisme zal bestaan uit een lierwerk. Via een open en sluitlier kan de dokdeur horizontaal worden bewogen (zie afbeelding 2.7).



Afbeelding 2.7 Open-/sluitsysteem dokdeur

De dokdeur beweegt over een onder- en bovenrail welke aan de caisson zijn bevestigd (zie afbeelding 2.8).



Afbeelding 2.8 Dokdeur (-rail)

2.5 Consôles dokdeurrail

Nadat de caissons zijn geplaatst moet de dokdeurrail aan de caissons worden bevestigd. Aan de caisson zullen consôles worden bevestigd, waarop de dokdeurrail kan worden geplaatst. De consôles worden geplaatst t.p.v. de tussenwanden van de caisson.

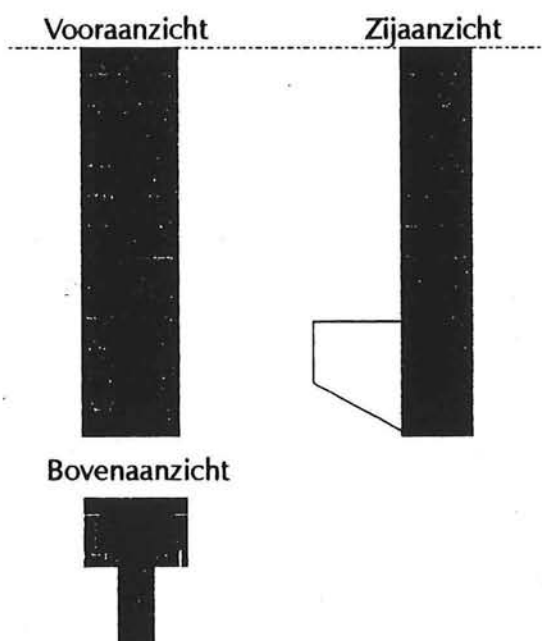
Door het later plaatsen van de dokdeurrail kunnen plaatsafwijkingen van de caisson worden gecorrigeerd door het stellen van de dokdeurrail. De dokdeur zal op deze manier altijd te plaatsen zijn, indien de plaatsafwijking van de caisson binnen bepaalde grenzen blijft.

Deze grenzen moeten blijken uit een studie naar wat qua afwijkingen haalbaar is m.b.t. de plaatsing van de caissons en wat toelaatbaar is m.b.t. de fabricage van de consôles.

2.5.1 Bevestiging consôles aan de caisson

Bevestiging van de consôles aan de caisson geschied onder water. Om het werken met duikers onder water zoveel mogelijk te beperken is gekozen voor een bevestiging waarbij de werkzaamheden boven water plaatsvinden.

Aan de caissons worden t.p.v. de tussenwanden rails bevestigd (gebeurt reeds in Verolme dok). Aan de consôles wordt aan de achterzijde een plaat bevestigd die moet zorgen voor de krachts-overdracht van de consôles op de rails (zie afbeelding 2.9).



Afbeelding 2.9 Rail t.b.v. bevestiging consôles aan de caisson

2.6 Uitvoering

Heel kort zal hier worden ingegaan op de uitvoering van dit project.

T.p.v. de stormvloedkering wordt de bodem gebaggerd, waarna de bodembescherming en de drempelblokken kunnen worden aangebracht. T.p.v. de stormvloedkering geldt dan het profiel van vrije ruimte zoals vermeld bij de randvoorwaarden (zie paragraaf 1.2.2).

De caissons worden ingevaren en draaiend de landnis ingebracht. Dit draaiend inbrengen van de caissons dient voor de controle van het invaarproces. De caissons zullen worden afgezonken door deze te vullen met zand (vaste ballast). Na plaatsing van beide caissons kunnen deze worden ingemeten voor exacte plaatsbepaling, en kunnen de caissons verder worden afgevuld met zand. Consôles t.b.v. de dokdeurrail kunnen worden vervaardigd (aanbrengen van de afdekplaten) en aan de caisson worden bevestigd.

Ruimte tussen de caissons kan op juiste niveau worden gebracht m.b.v. zand aanvulling, t.b.v. aanbrengen dokvloer. Dokvloer kan tussen de caissons worden aangebracht. Dokvloer is prefabvloer. Deze kan na plaatsing van de caissons tussen de caissons worden aangebracht, door deze tussen de caissons te laten zakken. Aan dokvloer zijn consôles bevestigd t.b.v. het aanbrengen van de dokdeurrail.

De dokdeurrail kan worden gesteld en worden bevestigd. Deze werkzaamheden zullen moeten worden uitgevoerd door duikers.

Na een scheepsaanvaring kunnen een drietal situaties optreden:

- De caisson is licht beschadigd, waarbij schade provisorisch hersteld kan worden, ter plaatse. Bijvoorbeeld door een eventueel gat te dichten m.b.v. staalplaten aan de binnenzijde van de caisson, waarbij de gronddruk de plaat tegen de caisson aandrukt.
- De caisson is dusdanig beschadigd dat een provisorische reparatie niet verantwoord is. Caisson dient in bouwdok gerepareerd te worden. Indien de diepgang van kapot caisson te groot is kan het gat provisorisch worden gedicht m.b.v. staalplaat aan de buitenzijde van de caisson. De waterdruk zorgt er daarbij voor dat de staalplaat op zijn plek blijft zitten. Een andere mogelijkheid is om de caisson bij te tillen m.b.v. een bok.
- De caisson is dusdanig beschadigd dat deze niet zelfdrijvend vervoerd kan worden naar het Verolmedok. De caisson kan dan vervoerd worden op een ponton, waarbij de caisson m.b.v. een bok op de ponton kan worden geplaatst. Het is dan een economische- en bouwtijdoverweging of de caisson gerepareerd wordt of dat een nieuw caisson wordt gebouwd.

In het geval dat een caisson wordt verwijderd, zal de gehele nis moeten worden vrijgemaakt, zodat de dokingang beschermd kan worden m.b.v. een duwbak. Dus ook de niet beschadigde caisson en de dokvloer zullen verwijderd moeten worden.

Hoofdstuk 3 Ontwerpproces van de caisson

In hoofdstuk 2 is een, qua inpassing van de caisson in de dokomgeving, mogelijk ontwerp gegeven van de dokingang waarin uitgegaan is van een caisson met de volgende afmetingen:

- Lengte caisson, $l_{\text{caisson}} = 26 \text{ m}$
- Breedte caisson, $b_{\text{caisson}} = 10,5 \text{ m}$
- Hoogte caisson, $h_{\text{caisson}} = 14 \text{ m}$
- Oppervlak van de caissonvloer, $A_{\text{vloer}} = 266,75 \text{ m}^2$

Deze afmetingen zullen als uitgangspunt dienen voor de berekeningen m.b.t. het ontwerpproces van de caisson. Het ontwerpproces wat doorlopen moet worden als onderdeel van de haalbaarheidsstudie naar de toepassing van de caissonvariant is reeds beschreven in paragraaf 2.2, en zal in de volgende hoofdstukken (hoofdstuk 4 t/m 8) aan bod komen.

Aan iedere fase waarin de caisson aan bepaalde eisen moet voldoen is een apart hoofdstuk toegekend:

- Eindfase Hoofdstuk 4
- Belastingen Hoofdstuk 5
- Sterkte Hoofdstuk 6
- Drijffase Hoofdstuk 7
- Herstelfase Hoofdstuk 8

Hoofdstuk 5 en hoofdstuk 6 dienen voor de dimensionering van de caissonelementen en ter bepaling van het betonvolume van de caisson. De uitkomsten dienen als uitgangspunt voor de berekeningen in drijf- en herstelfase.

Hoewel de caissons welke toepassing krijgen in beide landhoofden dezelfde afmetingen hebben, zal voor het ontwerpproces uit worden gegaan van de caissons welke toepassing krijgen aan de zee-zijde van het parkeerdok. Deze caissons worden vanuit hun omgeving namelijk maatgevend belast, vanwege het feit dat op deze caissons een talud moet worden aangebracht.

Hoofdstuk 4 Eindfase

4.1 Inleiding

De caisson moet na plaatsing stabiel zijn in de eindfase. Voldaan moet worden aan de volgende stabiliteitscriteria:

- Voldoende veiligheid tegen afschuiving.
- Resultante van H en V binnen de kern van het caissongrondvlak.
- Fundatie-(korrel-) drukken onder het caisson-grondvlak niet groter dan de toelaatbare waarde.

Bovenstaande criteria komen aan bod in paragraaf 4.3 en 4.4. Hierin is H de horizontaal resulterende en V de vertikaal resulterende kracht.

Hoewel de laatste twee criteria niet hetzelfde zijn, zal voor een eerste benadering criterium 2 worden aangehouden ter indicatie of de optredende korreldrukken niet te groot zullen zijn.

4.1.1 Uitgangspunten

Naast de uitgangspunten, zoals vermeld in hoofdstuk 1, zal voor de berekeningen gebruik worden gemaakt van onderstaande uitgangspunten:

- $n = 1,5$ (veiligheidsfactor m.b.t. afschuiving).
- Voor het eigengewicht van de caisson wordt het maximale gewicht aangehouden behorende bij een maximale diepgang van 10 m. Uit de eerdere berekeningen zoals beschreven in paragraaf 2.3 is gebleken dat de caisson een te grote diepgang heeft, d.w.z. dat het eigengewicht groter is dan het maximaal toegestane. De verwachting is dan ook dat indien blijkt dat de caisson uiteindelijk toch voldoet aan de eis m.b.t. de maximaal toegestane diepgang, dat dan het eigengewicht in de buurt zal liggen van het maximale eigengewicht. Achteraf zal dus een controle van dit uitgangspunt plaats moeten vinden.

Verder zullen de volgende materiaal-grootheden worden gehanteerd.

Zand:

- $\gamma_{\text{droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 30^\circ$ (wrijvingscoëfficiënt = $\tan 30^\circ = 0,577$)
- $\lambda_{\text{aktief}} = 1/3$

Symbolen:

- γ_{droog} = soortelijkgewicht droge grond.
- γ_{nat} = soortelijkgewicht natte grond.
- ϕ = hoek van inwendige wrijving.
- λ_{aktief} = coëfficiënt voor de horizontale korreldruk.

Water:

- $\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$

Het is mogelijk dat in de definitieve berekeningen andere waarden worden aangehouden voor de materiaal grootheden. De verschillen waar het om gaat zullen klein zijn zodat het effect op de uitkomsten marginaal zal zijn.

4.2 Beschouwing stabiliteit eindfase

In de beschouwing over de stabiliteit van de caisson in eindfase komt aan bod:

- Waterstandsverschil over de caisson:

De gehanteerde waarden m.b.t. de waterstand voor en achter de caisson zijn gebaseerd op gegevens gebruikt voor de berekening van de combiwand in het huidig ontwerp van de stormvloedkering. Voor de berekening van de stabiliteit van de caisson zal dit een extreme belastingsituatie zijn.

- Deuvelwerking van de combiwand:

Achter de caisson bevindt zich op een afstand van 0,5 m een combiwand welke een reductie levert op de horizontale kracht werkend op de caisson, t.o.v. de situatie dat het actieve glijdvlak direkt op de caisson zou werken.

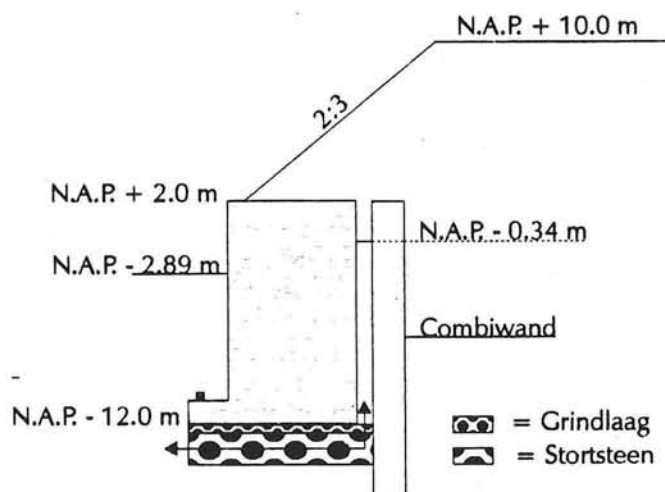
4.2.1 Extreme belastingsituatie

Voor de berekeningen, t.a.v. de stabiliteit van de caisson in de eindfase, wordt uitgegaan van de volgende belasting:

Waterdruk (waterstands verschil over de caisson van 2.55 m):

De waterstand in de Nieuwe waterweg (= voor de caisson) wordt aangehouden op N.A.P. - 2,89 m en de waterstand achter de caisson (= grondwater) op N.A.P - 0,34 m.

Gezien het feit dat de caisson is gefundeerd op stortsteen (doorlatend) is de verwachting dat het waterstandsverschil in werkelijkheid minder extreem zal zijn (zie afbeelding 4.1).



Afbeelding 4.1 Waterdoorlatende fundering van de caissons

Verschillen in waterstand voor en achter de caisson kunnen optreden door kortdurende veranderingen zoals bijv. scheepsgolven. In bovenstaande waarden is echter ook de getijde beweging opgenomen (gebaseerd op de combiwand welke toepassing vindt in het huidige ontwerp). Voor de caisson zal niet de volledige getijbeweging als verschil in rekening mogen worden gebracht.

4.2.2 Deuvelwerking van de combiwand

De caisson wordt geplaatst in een nis van het landhoofd. Deze nis wordt begrensd door een combiwand. Tussen de caisson en de combiwand zal een spleet worden vrijgehouden van 0,5 m welke gevuld wordt met zand.

Het rekenen met de actieve korrelspanning op de caisson ter controle van de stabiliteit in de eindfase zal te extreem zijn gezien het feit dat door deuvelwerking van de combiwand er geen actief glijdvlak op de caisson kan ontstaan.

De te volgen werkwijze m.b.t. de berekening van de stabiliteit van de caisson in de eindfase zal als volgt zijn:

- Controle stabiliteit uitgaande van de actieve korrelspanning:

Indien de caisson stabiel is onder de actieve korrelspanning, dan zal de caisson zeker stabiel zijn in de werkelijke situatie waarbij de combiwand een reductie levert op de grondspanningen.

Indien de caisson niet stabiel is in bovenstaande situatie dan zal de combiwand dusdanig moeten worden ontworpen opdat deze de benodigde reductie van de horizontale korrelspanning levert.

4.3 Afschuiving

De caisson moet voldoende veiligheid bezitten tegen afschuiving. Er geldt:

$$n \times H \leq V \times \tan \phi$$

Symbolen:

- n = Veiligheidsfactor.
- H = Resultante van horizontale krachten werkend op de caisson.
- V = Resultante van verticale krachten werkend op de caisson.
- ϕ = Hoek van inwendige wrijving funderingsmateriaal.

Bovenstaande betekent dat de hoek δ , die de resultante van H en V maakt met de vertikaal, kleiner moet zijn dan de wrijvingshoek tussen de caisson en de ondergrond, dus kleiner dan de inwendige wrijvingshoek van de ondergrond [1].

Er wordt dus vanuitgegaan dat de wrijvingshoek tussen de caisson en ondergrond, gelijk is aan de inwendige wrijvingshoek van de ondergrond. Voor een eerste dimensionering wordt dit toelaatbaar geacht. Voor detail berekeningen zal moeten worden onderzocht welke wrijvingshoek maatgevend is.

4.3.1 Vertikaal resulterende kracht

De vertikaal resulterende kracht is opgebouwd uit de volgende componenten:

$$V = F_{\text{eigen, 2}} + F_{\text{vulling}} + F_{\text{talud}} - F_{\text{opwaarts}}$$

Symbolen:

- F_{eigen} = Maximale eigengewicht van de caisson, behorende bij een diepgang van 10 m.
- F_{vulling} = Eigengewicht zandvulling in de caisson.
- F_{talud} = Eigengewicht zand op de caisson (talud).
- F_{opwaarts} = Opwaartse waterdruk.

Voor de berekening van bovenstaande variabelen wordt verwezen naar bijlage I. De resultaten zijn:

- $F_{\text{eigen, 2}} = 26,7 \text{ MN.}$
- $F_{\text{vulling}} = 52 \text{ MN.}$
- $F_{\text{talud}} = 8,3 \text{ MN.}$
- $F_{\text{opwaarts}} = 27,7 \text{ MN.}$

Ingevuld in de formule levert dit:

$$V = 26,7 + 52 + 8,3 - 27,7 = 59,3 \text{ MN}$$

4.3.2 Horizontaal resulterende kracht

De horizontaal resulterende kracht is opgebouwd uit de volgende componenten:

$$H = H_2 - H_1$$

Symbolen:

- H_2 = Resultante van horizontale grondspanning achter de caisson.
- H_1 = Resultante van horizontale waterspanning voor de caisson (Buitenwaterstand).

Voor de berekening van bovenstaande variabelen wordt verwezen naar bijlage II. De resultaten zijn:

- $H_1 = 10,8 \text{ MN}$
- $H_2 = 37,6 \text{ MN}$

Ingevuld in de formule levert dit:

$$H = 37,6 - 10,8 = 26,8 \text{ MN}$$

4.3.3 Toegestane horizontale kracht m.b.t. afschuiving

De veiligheid tegen afschuiving waarvan werd uitgegaan ($n = 1,5$) wordt niet gehaald. De horizontale resultante mag maximaal gelijk zijn aan:

- $H_{\max} \leq (V/n) \times \tan\phi = (59,3/1,5) \times \tan 30^\circ \Rightarrow$
- $H_{\max} \leq 22,8 \text{ MN}$

Voor de optredende horizontale kracht is berekend:

- $H_{\text{berekend}} = 26,8 \text{ MN.}$

De veiligheid die wordt bereikt is:

- $n = (V/H) \times \tan\phi = (59,3/26,8) \times \tan 30^\circ \Rightarrow$
- $n = 1,27 \text{ (i.p.v. } 1,5)$

De caisson blijkt dus op zich geen voldoende veiligheid te bezitten tegen afschuiving. De reductie welke de combiwand op de horizontale korrelspanning moet leveren is:

- $\Delta H = H_{\text{berekend}} - H_{\max} = 26,8 - 22,8 = 4,0 \text{ MN}$

Per m lengte van de caisson moet de combiwand een reductie leveren van:

- $\Delta H/\text{m lengte} = 4,0 \times 10^3 \text{ kN}/26 \text{ m} = 154 \text{ kN}$

4.4 Resultante van H en V door de kern van het grondvlak

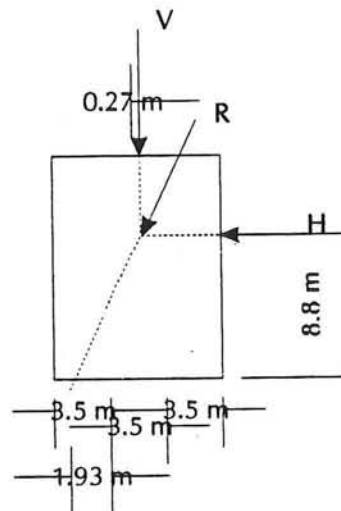
Voor de aangrijpingspunten van de horizontaal en vertikaal resulterende kracht kunnen de volgende waarden worden berekend:

- Aangrijpingspunt H = 8,8 m vanaf de bodem van de caisson.
- Aangrijpingspunt V = 0,27 m rechts van het midden van de caisson.

De resultante R snijdt het caissongrondvlak op 4,03 m vanaf de werklijn van de vertikaal resulterende kracht:

$$- \quad y/x = \tan 65,42^\circ \quad \Rightarrow \quad x = 8,8 / \tan 65,42^\circ = 4,03 \text{ m.}$$

De resultante snijdt het grondvlak op 3,68 m vanuit het midden van de vloer. Daaruit volgt dat de resultante aangrijpt op 1,93 m buiten de kern van het grondvlak (zie afbeelding 4.2).



Afbeelding 4.2 Aangrijppunt resultante R

Niet het gehele grondvlak zal dus meedoen aan de belastingoverdracht op de ondergrond.

De toegestane horizontale kracht (opdat de resultante door de rand van de kern van het grondvlak gaat) is:

$$- \quad H_{\max} = 13,6 \text{ MN}$$

$H_{\text{berekend}} = 26,8 \text{ MN}$ (zie paragraaf 4.3.2). De benodigde reductie t.g.v. deuwelwerking van de combiwand is:

$$- \quad \Delta H = H_{\text{berekend}} - H_{\max} = 26,8 - 13,6 = 13,2 \text{ MN}$$

Per m lengte van de caisson is de benodigde reductie:

$$- \quad \Delta H / \text{m lengte} = 13,2 \times 10^3 \text{ kN} / 26 \text{ m} = 508 \text{ kN}$$

4.5 Dimensionering combiwand

Uit paragraaf 4.3.3 en 4.4 blijkt dat voor de stabiliteit van de caisson in eindfase de deувelwerking van de combiwand essentieel is. In deze paragraaf wordt de combiwand dusdanig ontworpen opdat deze de benodigde reductie levert waarbij de caisson stabiel is.

De benodigde reductie (per m lengte van de caisson) welke de combiwand moet leveren is:

- $\Delta H = 154 \text{ kN/m}$ (m.b.t. afschuiving)
- $\Delta H = 508 \text{ kN/m}$ (m.b.t. resultante door de kern van het grondvlak)

De benodigde reductie welke maatgevend is, is die m.b.t. de eis resultante door de kern van het grondvlak: $\Delta H = 508 \text{ kN/m}$ lengte van de caisson.

In paragraaf 4.5.2 zal de aanpak m.b.t. de dimensionering van de combiwand uiteen worden gezet.

4.5.1 Uitgangspunten

Naast de uitgangspunten vermeld in hoofdstuk 1 en paragraaf 4.1.1 worden de volgende uitgangspunten gehanteerd voor de dimensionering van de combiwand:

Combiwand:

- Top combiwand: N.A.P. + 2,0 m
- Inheidiepte combiwand: N.A.P.- 30,0 m
- Niveau anker: N.A.P.- 3,5 m (= 5,5 m onder de top van de combiwand)
- Elasticiteitsmodulus: $E = 2,1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- Verhouding wanddikte:diameter = 1:100

Bovenstaande waarden zijn overgenomen uit het huidige ontwerp van de combiwand t.p.v. de kistdam.

Zand:

- Glijdingsmodulus: $G = 9000 \text{ kN/m}^2$
- Beddingskonstante¹: $c = 10^4 \text{ kN/m}^3$

Voor de glijdingsmodulus van zand is uitgegaan van het feit dat deze varieert tussen de waarden 2500 en 9000 kN/m². De grootste waarde is aangehouden omdat deze kan worden gezien als maatgevend voor de benodigde buigstijfheid van de combiwand. Opgemerkt wordt dat de werkelijke glijdingsmodulus van de toegepaste grond moet blijken uit grondonderzoek.

Grind:

- Beddingskonstante: $c = 10^5 \text{ kN/m}^3$ (zie voetnoot 1)

¹ Beddingskonstante is experimenteel bepaalde waarde afkomstig uit: Diktaat mechanica van constructies, A.L. Bouma: 1989, Delft, pagina 121.

4.5.2 Werkwijze m.b.t. dimensionering van de combiwand

Doel van de berekening is het bepalen van de buigstijfheid (EI) van de combiwand waarbij de combiwand de reductie levert op de horizontale korrelspanningen opdat de caisson stabiel is in de eindfase.

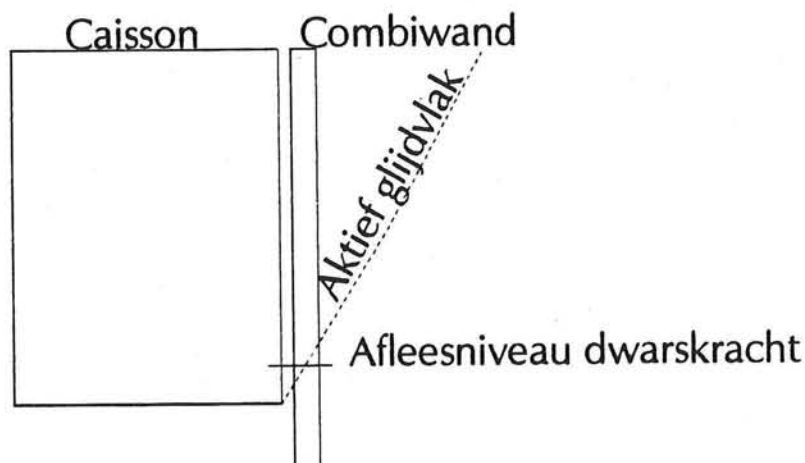
De werkwijze is als volgt:

- Bereken de verplaatsing van de caisson behorende bij de kracht waarbij instabiliteit van de caisson optreedt ($= H_{max}$);
- De combiwand moet de benodigde reductie leveren waarbij de verplaatsing van de combiwand \leq verplaatsing van de caisson waarbij instabiliteit optreedt.

Als referentiepunten voor de verplaatsing wordt voor de caisson de rechter onder- en bovenhoek en voor de combiwand de bovenkant van de wand (N.A.P. + 2,0 m) en de doorsnede t.p.v. de bodem van de caisson aangehouden (N.A.P. -12,0 m).

De benodigde buigstijfheid van de combiwand zal worden berekend m.b.v. het programma 'Spundwand' (studenten versie).

De reductie welke geleverd moet worden is gelijk aan de ankerkracht + dwarskracht in de combiwand t.p.v. het snijpunt van het actieve glijdvlak (indien werkend op de caisson) met de combiwand (zie afbeelding 4.3).



Afbeelding 4.3 Reducerende werking combiwand

Voor de resultaten wordt verwezen naar paragraaf 4.6.

4.6 Berekeningen m.b.t. de reducerende werking van de combiwand

In paragraaf 4.6.1 en 4.6.2 zal de optredende verplaatsing worden berekend bij instabiliteit van de caisson, zowel voor afschuiving als voor kantelen. In paragraaf 4.6.5 en 4.6.6 zal de benodigde EI van de combiwand worden berekend, behorende bij de uitgangspunten in paragraaf 4.5.1.

4.6.1 Verplaatsing van de caisson t.g.v. afschuiving

De kracht waarbij instabiliteit van de caisson optreedt is: $H_{\max} = 22,8 \text{ MN}$ (zie paragraaf 4.3).

De verplaatsing van de caisson kan worden berekend uit:

$$u = \gamma \times d = (1/G) \times \tau \times d = (1/GA) \times H_{\max} \times d$$

Symbolen:

- u = Horizontale verplaatsing van de caisson [m]
- γ = Hoekverdraaiing van de afschuivende moot grond [m]
- d = Laagdikte van de afschuivende moot grond [m]
- G = Glijdingsmodulus van de ondergrond [kN/m^2]
- A = Oppervlak van het caissongrondvlak (= $266,75 \text{ m}^2$)
- H_{\max} = Toelaatbare horizontale kracht op de caisson [kN]

Voor de laagdikte van de afschuivende moot grond wordt aangehouden $0,5 \text{ m}$.

De bekende waarden ingevuld in de vergelijking levert een verplaatsing van de caisson bij instabiliteit van:

- $u = 0,009 \text{ m}$

De combiwand moet dus een reductie leveren op de horizontale korrelspanning van 154 kN/m lengte van de caisson (zie paragraaf 4.3), waarbij de verplaatsing van de top: $u_{\text{top}} \leq 0(0,009 \text{ m})$.

4.6.2 Verplaatsing van de caisson t.g.v. kantelen

Kantelen van de caisson treedt op t.g.v. een ongelijkmatige belasting overdracht op de fundering.

De horizontale kracht waarbij de resultante van H en V door de rand van de kern van het grondvlak gaat is: $H_{\max} = 13,6 \text{ MN}$.

De verplaatsing van de top van de caisson, optredende bij deze kracht, kan worden berekend uit:

$$w_{\text{totaal}} = w_{\text{grind}} + w_{\text{zand}}$$

$$w_{\text{grind}} = \sigma / c_{\text{grind}}$$

$$w_{\text{zand}} = \sigma / c_{\text{zand}}$$

Symbolen:

- w = Zakking
- σ = Vertikale korrelspanning
- c = Beddingskonstante

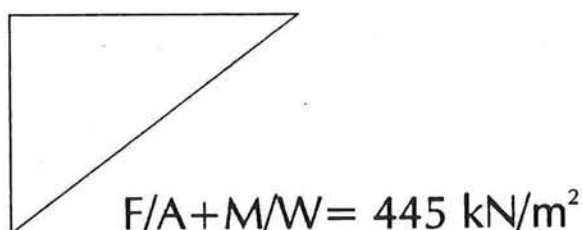
De berekening van de zakking is gebaseerd op de volgende samenstelling van de fundering:

- Grind;
- Stortsteen;
- Zand.

Waarbij voor de beddingsconstante van stortsteen en grind de zelfde waarde wordt aangehouden.

Voor de berekening van de verticale korrelspanningen wordt verwezen naar bijlage IIA.

De verticale korrelspanningen zijn als volgt verdeeld onder de caisson (zie afbeelding 4.4).



Afbeelding 4.4 Vertikale korrelspanningen onder de caisson

De bijbehorende zakking aan de voorzijde van de caisson is:

- $w_{\text{grind}} = 445 \times 10^3 \text{ (N/m}^2\text{)} / 10^8 \text{ (N/m}^3\text{)} = 4,45 \times 10^{-3} \text{ m}$
- $w_{\text{zand}} = 445 \times 10^3 \text{ (N/m}^2\text{)} / 10^7 \text{ (N/m}^3\text{)} = 44,5 \times 10^{-3} \text{ m}$
- $w_{\text{totaal}} = 4,45 \times 10^{-3} + 44,5 \times 10^{-3} = 48,95 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 50 \times 10^{-3} \text{ m}$

Dit levert een rotatie van de caisson van:

- $\phi_{\text{caisson}} = 50 \times 10^{-3} / 10,5 \text{ (= breedte van de caisson)} = 0,0047 \text{ rad}$

De verplaatsing van de bovenzijde van de caisson wordt daarbij:

- $u = 0,0047 \times 14 \text{ m (= hoogte van de caisson)} \approx 0,07 \text{ m}$

De combiwand moet dus een reductie op de horizontale korrelspanning leveren van 508 kN/m lengte van de caisson (zie paragraaf 4.4), waarbij de verplaatsing van de top: $u_{\text{top}} \leq 0,07 \text{ m}$.

4.6.3 Combinatie afschuiving en kantelen

In werkelijkheid zal de caisson bij instabiliteit een trans-rotatie ondergaan, waarbij dus een combinatie optreedt van afschuiven en kantelen. Om een indicatie te krijgen van de dan toegestane verplaatsingen van de combiwand zullen de in de vorige paragrafen berekende verplaatsingen bij instabiliteit worden gecombineerd.

De toegestane verplaatsing van de top van de combiwand is dan:

$$- \quad u_{\text{top}} \leq 0(0,009 + 0,07) = 0(0,08 \text{ m})$$

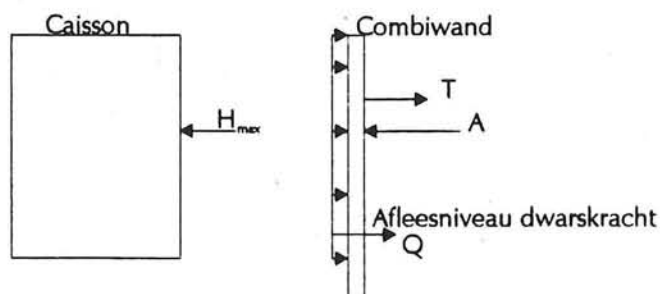
De toegestane verplaatsing van de doorsnede van de combiwand t.p.v. de bodem van de caisson is:

$$- \quad u_{\text{bodem}} \leq 0(0,009 \text{ m})$$

Hierin is de verplaatsing van 0,009 m t.g.v. afschuiving en de verplaatsing van 0,07 m t.g.v. kantelen.

4.6.4 Schematisatie belasting op de combiwand

Het evenwichtssysteem wat bij de berekeningen in beschouwing wordt genomen ziet er als volgt uit (zie afbeelding 4.5)



Afbeelding 4.5 Evenwichtssysteem combiwand

De grond tussen de caisson en de combiwand zal een reducerende werking hebben op de combiwand.

Als benadering van deze reducerende werking zal een gelijkmatige druk worden aangehouden. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de druk maximaal toeneemt tot die behorende bij de kracht waarbij instabiliteit van de caisson optreedt ($= H_{\text{max}}$).

Voor afschuiving geldt derhalve:

$$- \quad H_{\text{max}} = 22,8 \text{ MN (zie paragraaf 4.3.3)}$$

$$- \quad \sigma = 22,8 \times 10^3 \text{ kN} / (26 \times 14) = 62,6 \text{ kN/m}^2$$

Voor kantelen geldt:

- $H_{\max} = 13,6 \text{ MN}$ (zie paragraaf 4.4)
- $\sigma = 13,6 \times 10^3 \text{ kN}/(26 \times 14) = 37,4 \text{ kN/m}^2$

Deze reducerende werking wordt in de berekening ingevoerd als een verhoogde waterstand tegen de wand van de kerende constructie (6,26 m resp 3,74 m waterhoogte t.o.v. de grondwaterstand achter de kerende constructie).

4.6.5 Bepaling buigstijfheid van de combiwand (m.b.t. afschuiving)

Alvorens de berekeningen zullen worden gepresenteerd, zal een overzicht worden gegeven van de benodigde reductie en de daarbij toegestane verplaatsingen van de combiwand (zie tabel 4.1)

Tabel 4.1 Benodigde reducties en bijbehorende verplaatsingen

	$\Delta H/m$ lengte van de caisson [kN/m]	u_{top} [m]	u_{bodem} [m]
Gecombineerde werking afschuiven + kantelen	154	0,08	0,009

Voor de Buigstijfheid van de combiwand geldt:

$$EI = E \times (\pi \times t \times R^3) \quad [\text{kNm}^2]$$

Symbolen:

- E = Elasticiteitsmodulus staal [kN/m²]
- t = Wanddikte van de combiwand [m]
- R = Straal van de combiwand [m]

Voor de wanddikte geldt:

$$t = (1/100) \times D$$

Hierin is D de diameter ($= 2 \times R$) van de buispaal, met $t = (1/100) \times D = (2/100) \times R$ kan voor de buigstijfheid van de combiwand worden geschreven:

$$EI = E \times (\pi \times 0,02 \times R^4)$$

Via 'trial and error' zal een buigstijfheid van de combiwand worden bepaald waarbij de benodigde reductie wordt geleverd (zie bijlage IIB).

M.b.t. afschuiving is de benodigde buigstijfheid van de combiwand is berekend op:

- $EI = 8,2467 \times 10^6 \text{ kNm}^2$

Behorende bij een buispaal:

- $D = 1,0 \text{ m}$
 - $t = 10 \text{ mm}$

De dwarskracht (welke samen met de ankerkracht gelijk is aan de reductie) moet worden afgelezen op 12,27 m vanaf de bovenkant van de combiwand $\approx 37,25 \text{ kN/m}$.

De ankerkracht moet van de benodigde reductie dus $158 - 37,25 = 120,75 \text{ kN/m}$ voor zijn rekening nemen.

De berekende ankerkracht is:

- $F = 403,6 \text{ kN}$

De benodigde h.o.h. afstand van de ankers kan dan als volgt worden berekend:

$$x = F / \Delta H_{\text{anker}}$$

Symbolen:

- x = H.o.h afstand ankers
- F = Berekende ankerkracht
- ΔH_{anker} = Door anker te leveren kracht/m lengte

Met $F = 404 \text{ kN}$ en $\Delta H_{\text{anker}} = 120,75 \text{ kN/m}$ kan voor de benodigde h.o.h. afstand van de ankers worden berekend:

- $x = 404 / 121 = 0(3 \text{ m})$

4.6.6 Bepaling buigstijfheid van de combiwand (m.b.t kantelen)

Alvorens de berekeningen zullen worden gepresenteerd, zal een overzicht worden gegeven van de benodigde reductie en de daarbij toegestane verplaatsingen van de combiwand (zie tabel 4.2)

Tabel 4.2 Benodigde reducties en bijbehorende verplaatsingen

	$\Delta H/m$ lengte van de caisson [kN/m]	u_{top} [m]	u_{bodem} [m]
Gecombineerde werking afschuiven + kantelen	508	0,08	0,009

Via 'trial and error' zal een buigstijfheid van de combiwand worden bepaald waarbij de benodigde reductie wordt geleverd (zie bijlage IIC).

M.b.t. kantelen is de benodigde buigstijfheid van de combiwand is berekend op:

- $EI = 4,1749 \times 10^9 \text{ kNm}^2$

Behorende bij een buispaal:

- $D = 1,5 \text{ m}$
- $t = 15 \text{ mm}$

De dwarskracht (welke samen met de ankerkracht gelijk is aan de reductie) moet worden afgelezen op 11,83 m vanaf de bovenkant van de combiwand $\approx 132,5 \text{ kN/m}$.

De ankerkracht moet van de benodigde reductie dus $508 - 132,5 = 375,5 \text{ kN/m}$ voor zijn rekening nemen.

De berekende ankerkracht is:

- $F = 717,3 \text{ kN}$

Met $F = 717,3 \text{ kN}$ en $\Delta H_{anker} = 375,5 \text{ kN/m}$ kan voor de benodigde h.o.h. afstand van de ankers worden berekend:

- $x = 717,3 / 375,5 = 0(2 \text{ m})$

De afmetingen van de buispaal berekend m.b.t. kantelen zijn dus maatgevend. Deze buispaal komt overeen met de buispaal toegepast in het huidig ontwerp van de stormvloedkering, en zal dus ook in staat zijn de volledige gronddruk te kunnen dragen.

4.7 Conclusie/aanbeveling eindfase

Voor de stabiliteit van de caisson in de eindfase is een tweetal stabiliteitscriteria gecontroleerd:

- Voldoende veiligheid tegen afschuiving van de caisson.
- Resultante van H en V binnen de kern van het grondvlak.

In eerste instantie is de reducerende werking van de combiwand niet meegenomen in de berekeningen en is uitgegaan van het actief glijdvlak werkend op de caisson (wat in werkelijkheid niet kan optreden). Uit deze berekeningen blijkt dat de caisson op zich niet stabiel is in de eindfase en dat de deugelwerking van de combiwand een essentieel onderdeel uitmaakt in de stabiliteit van de caisson.

De horizontale kracht t.g.v. actief glijdvlak werkend op de caisson is berekend op:

- $H_{\text{berekend}} = 26,8 \text{ MN}$

De toegestane horizontale krachten op de caisson (waarbij deze stabiel is) voor de twee gecontroleerde stabiliteitseisen zijn:

- $H_{\text{max}} = 22,8 \text{ MN}$ (m.b.t. voldoende veiligheid tegen afschuiving)
- $H_{\text{max}} = 13,6 \text{ MN}$ (m.b.t. resultante van H en V binnen de kern van het grondvlak)

De benodigde reducties per m lengte van de caisson zijn:

- $\Delta H/m = 154 \text{ kN/m}$ (m.b.t. voldoende veiligheid tegen afschuiving)
- $\Delta H/m = 508 \text{ kN/m}$ (m.b.t. resultante van H en V binnen de kern van het grondvlak)

Deze laatste eis is dus maatgevend wat betreft de benodigde reductie op de horizontale kracht.

Voor de combiwand benodigd om een reductie van de horizontale kracht van 508 kN/m te leveren kan worden berekend:

- $D = 1,5 \text{ m}$
- $t = 15 \text{ mm}$
- $EI = 4,1749 \times 10^6 \text{ kNm}^2$

Symbolen:

- $D = \text{Diameter buispaal}$
- $t = \text{Wanddikte buispaal}$
- $EI = \text{Buigstijfheid}$

Deze buispaal komt overeen met de buispaal toegepast in het huidig ontwerp van de stormvloedkering, en zal dus ook in staat zijn de volledige gronddruk te kunnen dragen.

Aanbeveling:

Voor een definitieve berekening van de combiwand wordt voorgesteld om in de berekening de caisson en combiwand als een systeem op te vatten, waarbij beiden in een model worden gemodelleerd

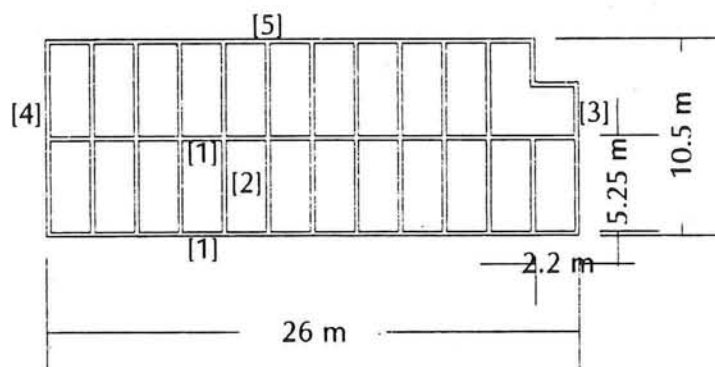
Hoofdstuk 5 Belasting

In het kader van de berekeningen m.b.t. de drijf- en herstelfase (hoofdstuk 7 resp. 8) is het van belang om het volume beton te weten wat in de caisson moet worden verwerkt (oftewel het eigengewicht van de caisson). Om het te verwerken volume beton te bepalen moeten de caisnonelementen op de optredende belastingen worden gedimensioneerd.

In dit hoofdstuk zal een beschrijving worden gegeven van de gehanteerde belastingen en zullen de bijbehorende spanningen worden berekend.

In hoofdstuk 6 zal dan een sterkte berekening worden gegeven voor de caisson. In het kader van deze haalbaarheidsstudie zal een eerste dimensionering van de caisnonelementen voldoende zijn.

Voor de volgende elementen, gelden verschillende belastinggevallen, danwel andere overspanningen (zie afbeelding 5.1):



Afbeelding 5.1 Overzicht caisnonelementen

- [1] Voorwand (grenzend aan Nieuwe Waterweg), langstussenwand;
- [2] Tussenwanden (in breedte richting);
- [3] Zijwand (grenzend aan parkeerdok);
- [4] Zijwand (grenzend aan grondaanvulling);
- [5] Achterwand (grenzend aan grondaanvulling);
- [6] Vloer.

Voor wanden [4] en [5] is de verwachting dat deze maatgevend worden belast t.g.v. een scheepsaanvaring.

5.1 Belasting t.g.v. een scheepsaanvaring

Uit eerdere dimensioneringsberekeningen is gebleken dat niet kon worden volstaan met een grove aanname t.a.v. de belasting, op de caissonwanden, optredend na een scheepsaanvaring. Daarom is in het rapport 'Scheepsaanvaringen' een benaderende berekening gemaakt, m.b.t. de spanningen welke optreden na een scheepsaanvaring. Uit dit rapport blijken een tweetal belangrijke resultaten:

- Spanning op de zijwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is maatgevend t.o.v. de spanning optredend tijdens drijffase van de caisson.
- Spanning op de achterwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is boven aan de wand maatgevend. Onder aan de wand is de spanning tijdens de drijffase van de caisson maatgevend.

Voor meer gedetailleerde informatie wordt verwezen naar het rapport 'Scheepsaanvaringen'.

5.2 Belastinggevallen

Onderstaande indeling geeft voor alle bovengenoemde wanden de verschillende belastinggevallen waarmee wordt gerekend. Voor de optredende horizontale grond-/waterspanningen, behorende bij onderstaande belastinggevallen, wordt verwezen naar bijlage III.

Voorwand, langstussenwand, tussenwanden =belastinggeval 1:

- Aan één zijde grond , bovenkant reikend tot N.A.P. + 3,79 m
- Grondwaterstand op N.A.P. - 0,34 m
- Buitenwaterstand op N.A.P. - 2,89 m

Het talud op de caisson, wordt als gemiddelde bovenbelasting in rekening gebracht. Dit is verdisconteerd in het niveau van het grondlichaam, reikend tot N.A.P. + 3,79 m.

Het beschreven belastinggeval treedt voor de langs- en tussenwand(en) op indien bij een aanvaring één of meerdere compartimenten worden stukgevaan.

Zijwand (grenzend aan de parkeerdok) =belastinggeval 2:

- Aan één zijde grond , bovenkant reikend tot N.A.P. + 3,79 m
- Grondwaterstand op N.A.P. - 0,34 m

Maatgevend is het belastinggeval indien het parkeerdok leeg is, dus geen steundruk t.g.v. water aan de buitenzijde van de caisson

Zijwand (grenzend aan de grondaanvulling) =belastinggeval 3:

- Belasting t.g.v. scheepsaanvaring (zie rapport: 'Scheepsaanvaringen').

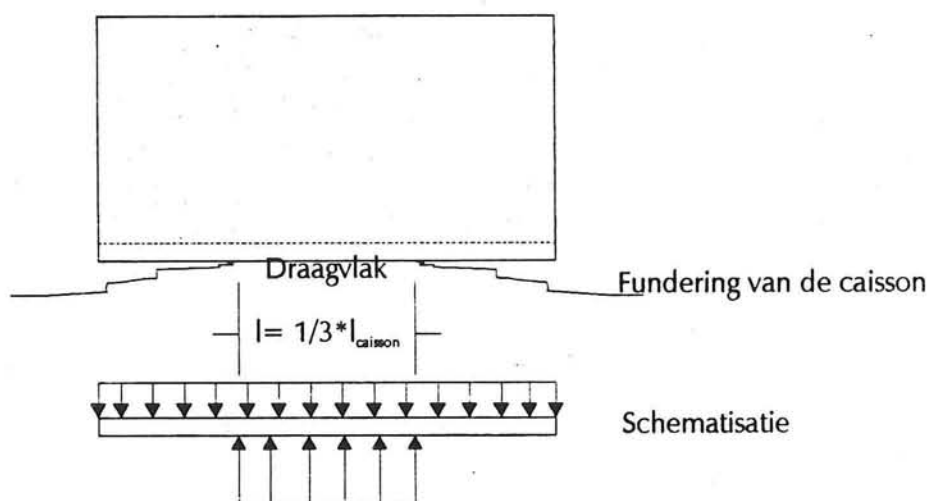
Achterwand (grenzend aan de grondeenvulling) → belastinggeval 4:

- Belasting in drijfphase, uitgegaan wordt van een diepgang van 11 m (zie rapport: 'Scheepsaanvaringen').

Vloer → belastinggeval 5:

Rekening moet worden gehouden met het ongelijk dragen van de caisson door een niet geheel vlakke fundering.

Voor een eerste dimensionering wordt gerekend met de situatie dat de vloer over het middelste 1/3 gedeelte steunt op de fundering, en de twee buitenste 1/3 gedeeltes niet (zie afbeelding 5.2).

**Afbeelding 5.2 Schematisatie belastingafdracht (lengte richting van de caisson)**

Deze grove schematisatie van de krachtsafdracht van de caisson op de fundering is een ongunstig belastinggeval en is voor een 1^o dimensionering voldoende nauwkeurig.

- Grondwaterstand (in de caisson): N.A.P. - 0,34 m.
- Buitenwaterstand: N.A.P. - 2,89 m

Voor de bepaling van het grondgewicht wordt gerekend met: een geheel met grond gevuld caisson, inclusief talud op de caisson.

Uitgangspunten bepaling grootte van de belasting:

- $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{droog} = 17 \text{ kN/m}^3$
- Coëfficiënt van horizontale korreldruk, $\lambda_{neutraal} = 0,5$
- Veiligheidsfactor in gebruiksfase, $\gamma = 1,2$
- Veiligheidsfactor bij scheepsaanvaring, $\gamma = 1,0$

5.2.1 Horizontale korrelspanning

Voor de belasting van de caissonwanden wordt gerekend met de neutrale korrelspanning, het verschijnsel boogwerking wordt niet in rekening gebracht.

In een gesloten ruimte treedt onder bepaalde voorwaarden boogwerking op in grond. De voorwaarden zijn:

- Opsluiteffekt v/d grond;
- Ruwe wanden;
- Starre wanden.

Aan deze voorwaarden wordt voldaan ingeval van de caisson. De compartimenten zullen voldoende klein zijn om voor een opsluiteffekt van de grond te zorgen.

Het effect van boogwerking wordt verdisconteerd in de vermenigvuldigingsfactor van de horizontale korrelspanning (K_0):

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z$$

Rekening houdend met boogwerking geldt:

$$K_0 (1 - \sin \phi)$$

Onbekend is hoe groot K_0 is onder het in rekening brengen van de boogwerking. Dit is niet op een snelle manier te bepalen.

Gezien de onzekerheden m.b.t. de grootte van K_0 zal voor deze dimensioneringsberekening uit worden gegaan van de bovengrens van K_0 , behorende bij de neutrale korrelspanning. Voor een uiteindelijke dimensionering is het van belang dat de invloed van boogwerking verder wordt uitgediept. Indien blijkt dat de invloed op de horizontale spanningen significant is zal de invloed van boogwerking moeten worden meegenomen in de berekeningen.

Gesteld kan worden dat het aanhouden van de neutrale korrelspanningen leidt tot een bovengrens benadering van de werkelijk optredende spanningen. En dat dus ook gezien vanuit het oogpunt van de belastingen de berekende hoeveelheid beton een bovengrens is van het werkelijk benodigde betonvolume.

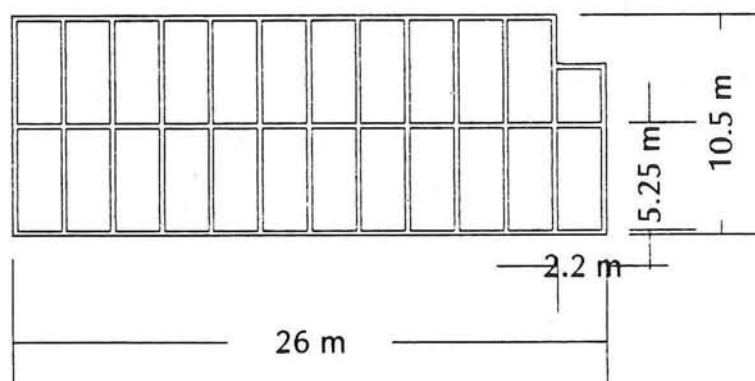
Hoofdstuk 6 Sterkte berekening caisnonelementen

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal via een 1° dimensionering de vloer- en wanddikte(n) van de caisson worden bepaald. De elementen van de caisson (= vloer en wanden) zullen daarbij worden gedimensioneerd op dwarskracht¹. Aan de hand van de uitkomsten van deze berekeningen kan een schatting worden gemaakt van de hoeveelheid beton welke in de caisson moet worden verwerkt. De uitkomsten van deze berekening dienen als uitgangspunt voor de berekeningen m.b.t. de drijf- en herstelfase van de caisson.

6.1.1 Uitgangspunten

Voor de berekeningen in dit hoofdstuk wordt uitgegaan van de caisson met de volgende layout (zie afbeelding 6.1).



Afbeelding 6.1 Caisson-layout

De compartimentgrootte is bepaald a.d.h.v. de eis: 'twee compartimenten stuk caisson nog zelfdrijvend te vervoeren' (zie bijlage IV). Het maximale compartimentoppervlak is:

$$A_{\text{comp.}} = 12,1 \text{ m}^2$$

Dit oppervlak is bepaald voor een maximaal eigen gewicht van de caisson ($F_{\text{eigen}} = 26,7 \text{ MN}$).

¹ Uit hier niet gepresenteerde (klad-) berekeningen is gebleken dat de dwarskracht maatgevend is voor de dikte van de caisnonelementen.

Het toegepaste compartiment oppervlak is: $A_{\text{comp}} = 11,6 \text{ m}^2$. In totaal zijn er 24 compartimenten.

Indien de caisson een kleiner gewicht heeft zal de berekende compartimentgrootte in ieder geval voldoen aan de eis m.b.t. de maximale grootte, eventueel zullen grotere compartimenten kunnen worden toegepast.

Voor de minimale wanddikte m.b.t. de uitvoering kan worden berekend:

$$t_{\text{min}} = 2 \times c + 4 \times d_s + 2 \times v + d_t$$

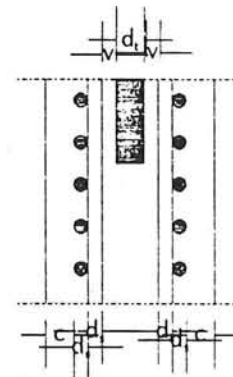
Symbolen:

- t_{min} = Minimale wanddikte
- c = Dekking op de buitenste wapening
- v = Vrije ruimte t.b.v. trilnaald
- d_s = Diameter wapeningsstaven
- d_t = Diameter trilnaald

Zie afbeelding 6.2.

De volgende waarden kunnen worden ingevuld:

- c = 75 mm
- v = 30 mm
- d_s = 20 mm
- d_t = 60 mm



Afbeelding 6.2 Minimale wanddikte

Voor de minimale wanddikte wordt dan berekend: $t_{\text{min}} = 350 \text{ mm}$.

Voor de berekeningen worden de volgende materiaalgrootheden gehanteerd:

Beton (B35):

- f_{cck} = 35 N/mm²
- f_{cd} = 21 N/mm²
- f_{ctm} = 3 N/mm²
- γ_{beton} = 25 kN/m³

Symbolen:

- f_{cck} = karakteristieke kubusdruksterkte
- f_{cd} = ontwerpwaarde voor de één-assige druksterkte
- f_{ctm} = gemiddelde splijttreksterkte
- γ_{beton} = soortelijkgewicht van het beton

De berekening gaat uit van een onder- en een bovengrens van de opneembare schuifspanning, waaruit volgt een boven- en ondergrens van het benodigde betonvolume.

Alvorens de berekeningen aan bod zullen komen, zal een beschouwing worden gehouden m.b.t.:

- Berekende compartimentgrootte.
- Onder- en bovengrenzen van de uiterst opneembare schuifspanning (sterkte).

Wat dit laatste betreft zal worden aangegeven wat de invloed hiervan is op de relatie tussen de werkelijke- en de berekende hoeveelheid beton.

6.1.2 Compartimentgrootte I

De volgende eisen worden gesteld m.b.t. het herstel van aanvaringsschade van de caissons:

- 'Twee compartimenten stuk, de caisson moet nog zelfdrijvend vervoerd kunnen worden'.
- $d_{\max, \text{herstel}} \leq 11 \text{ m.}$

De compartimentgrootte wordt dusdanig berekend dat voldaan wordt aan bovenstaande eisen. In de berekening wordt geen rekening gehouden met de kans van optreden van twee stukgevaaren compartimenten. Het is mogelijk dat de berekende compartimenten dusdanig klein zijn dat bij een aanvaring onder alle omstandigheden meer dan twee compartimenten worden stukgevaaren.

In feite zal dus eerst een beschouwing moeten worden gehouden over de lengte waarover schade t.g.v. een aanvaring optreedt. Vervolgens zal hieruit samen met de toegestane maximale diepgang van de caisson na een aanvaring een reële eis moeten volgen m.b.t. het aantal stukgevaaren compartimenten waarbij de caisson nog zelfdrijvend vervoerd moet kunnen worden.

De verwachting is dat de kans dat twee compartimenten worden stukgevaaren, uitgaande van de afmetingen in paragraaf 6.1.1, zeer klein is en dat bij een aanvaring, meestal, meerdere compartimenten worden stukgevaaren. Een beschouwing m.b.t. de lengte waarover aanvaringsschade optreedt voert te ver voor dit afstudeerwerk. Voor het vervolg van deze haalbaarheidsstudie zal dit buiten beschouwing blijven en zal worden uitgegaan van de twee eerder gestelde eisen m.b.t. het herstel van aanvaringsschade van de caisson.

6.2 Uiterst opneembare schuifspanning (sterkte)

Voor de contrôle van het afschuifdraagvermogen wordt gebruik gemaakt van de volgende formule:

$$\tau_d = V_d/bd \leq \tau_1$$

Symbolen:

- τ_d = Rekenwaarde van de schuifspanning.
- V_d = Rekenwaarde van de optredende dwarskracht
- b = Breedte van de beschouwde doorsnede.
- d = Nuttige hoogte van het element
- τ_1 = Uiterst opneembare schuifspanning.

Een afschatting van τ_1 wordt verkregen m.b.v. de formule van Rafla [2]:

$$V_{cu,k} = 0,60 \times \alpha_u \times d^{-0,25} \times \sqrt{(f_{ck} + 4)} \times (\omega_d)^{1/3} \times b \times d$$

Deze kan worden omgewerkt tot een uitdrukking van de uiterst opneembare schuifspanning:

$$\tau_1 = V_{cu,k} / (b \times d) = 0,60 \times \alpha_u \times d^{-0,25} \times \sqrt{(f_{ck} + 4)} \times (\omega_d)^{1/3}$$

Symbolen:

- $V_{cu,k}$ = Karakteristieke ondergrens voor de schuifweerstand.
- α_u = Factor, waarvan de grootte afhankelijk is van de grootte van de verhouding l/d . Hierin is l de overspanning en d de nuttige hoogte van het element.
- d = Nuttige hoogte.
- b = Breedte van het element.
- f_{ck} = Karakteristieke kubusdruksterkte.
- ω_d = Wapeningspercentage [%].

De eenheden die in deze formule moeten worden ingevuld, zijn: [N/mm²]; [mm].

De factor α_u kan worden bepaald uit een grafiek waarbij de grootte van α_u staat uitgezet tegen de verhouding l/d [2].

De formule van Rafla is een empirische formule waarin de volgende factoren voorkomen, die een invloed hebben op het afschuifdraagvermogen van liggers zonder schuifwapening:

- Betonkwaliteit.
- Langswapeningspercentage.
- Breedte van de doorsnede.
- Hoogte van de doorsnede.
- Drukdiagonalen (optredend nabij de opleggingen in geval van q-lasten).

Vanwege de beknoptheid wordt hier volstaan met het vermelden van de verschillende factoren welke van invloed zijn op het afschuifdraagvermogen van de elementen (in dit geval wanden) zonder schuifwapening. Voor een verdere beschrijving wordt verwezen naar de desbetreffende literatuur [2].

Een onder- en een bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning volgt uit een onder- en bovengrens van het wapeningspercentage:

- $\omega_{min} = 0,16$ % (voor B35 [2])
- $\omega_{max} = 1,99$ %

Het wapeningspercentage ligt pas vast na een volledige dimensionering op sterkte, waarbij ook op optredende buigspanning wordt gedimensioneerd.

Ingevuld in de formule van Rafla, blijkt dat de bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning, een factor 2,3 groter is dan de ondergrens. Oftewel de nuttige hoogte (d) van een element (en niet de hoogte h), berekend a.d.h.v. de bovengrens zal een factor 2,3 kleiner zijn dan die berekend a.d.h.v. de ondergrens van de schuifspanning.

Als 'absolute' ondergrens van het afschuifdraagvermogen wordt aangehouden:

$$\tau_1 = 0,4 \times f_b$$

Hierin is f_b , de rekenwaarde van de treksterkte van het beton.

6.2.1 Onder-/bovengrens van het betonvolume

In deze paragraaf zal een beschouwing worden gegeven m.b.t. de onder- en bovengrens van het betonvolume, en hoe dit volume afhangt van het wapeningspercentage.

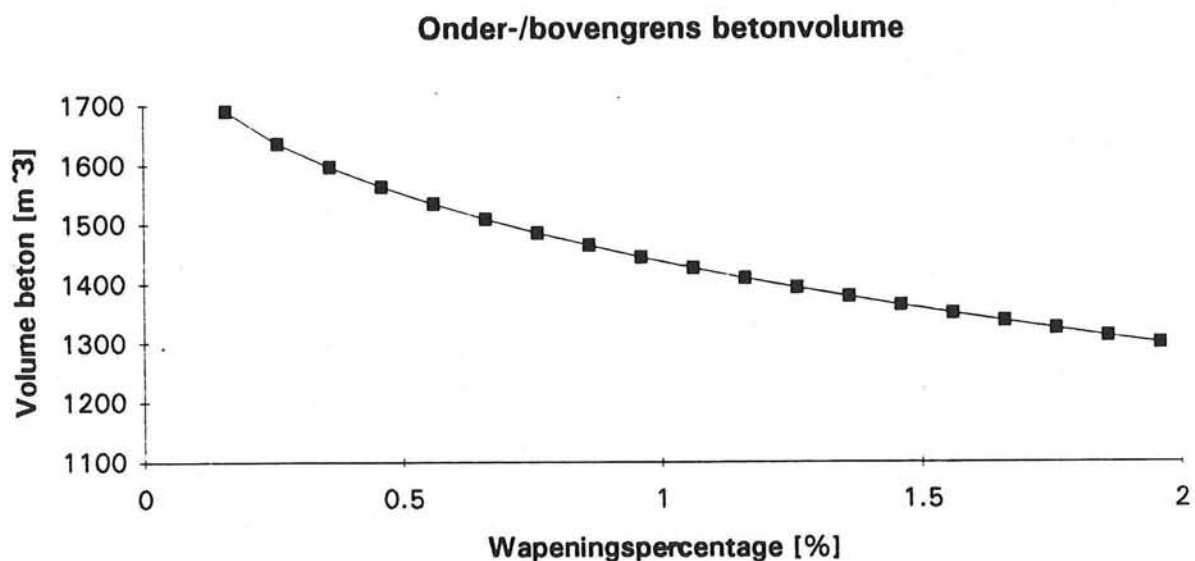
Dit is namelijk van belang m.b.t. het vraagstuk welke grens gehanteerd moet worden om te kunnen concluderen of de caisson al dan niet zelfdrijvend vervoerd kan worden.

Voor het bepalen van de benodigde hoeveelheid beton, worden de caissonelementen gedimensioneerd op dwarskracht. Gebruikmakend van de onder- en bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning blijkt dat de bovengrens van de nuttige hoogte een factor 2,3 groter is dan de ondergrens.

Deze factor zal niet optreden tussen de boven en ondergrens van het betonvolume aangezien de dikte van sommige elementen, voor zowel de boven- als de ondergrens kleiner is dan de minimaal toegestane dikte. De factor tussen de onder- en bovengrens van het betonvolume zal dus over het algemeen kleiner zijn dan 2,3.

De uiterst opneembare schuifspanning, volgens Rafla, is evenredig met de derde-machts wortel van het wapeningspercentage. Hieruit kan worden afgeleid dat verandering van een klein wapeningspercentage meer invloed heeft op de opneembare schuifspanning dan een verandering van een groot wapeningspercentage. Dit verband kan worden doorgetrokken naar het betonvolume.

In grafiekvorm komt dit verband er als volgt uit te zien (zie afbeelding 6.3).



Afbeelding 6.3 Onder-/bovengrens betonvolume

De relatief kleine overspanningen van de caissolelementen in beschouwing genomen leidt tot de verwachting dat het wapeningspercentage het dichtst bij het minimum wapeningspercentage ligt. Eerder is reeds geconcludeerd dat, voor de kleinere wapeningspercentages (0,16%-1%), een overschatting van het wapeningspercentage leidt tot een grotere onderschatting van het volume beton dan bij een overschatting van de grotere wapeningspercentages (1%-2%). Daarom zal voor de hoeveelheid beton worden uitgegaan van de bovengrens van het betonvolume berekend voor het minimum wapeningspercentage. Dit leidt tot een bovengrensbenadering van de hoeveelheid beton welke in de caisson verwerkt wordt.

Een andere reden om de bovengrens van het betonvolume aan te houden is, dat er voor een uiteindelijke berekening dan zekerheid bestaat over het feit dat de caisson zelfdrijvend te vervoeren is. Mocht dit uitgangspunt te conservatief blijken (volgend uit een berekening), dan zal tot bijstelling van dit uitgangspunt worden overgegaan.

6.3 Dimensionering caissolelementen

6.3.1 Grenzen uiterst opneembare schuifspanning

Allereerst zullen voor de beschreven caisson in paragraaf 6.1.1 de grenzen worden bepaald van de uiterst opneembare schuifspanning (zie bijlage V). Via deze grenzen kunnen een onder- en een bovengrens worden bepaald van de hoeveelheid benodigde beton.

De onder- en bovengrens kunnen worden berekend voor de verschillende overspanningen welke in de caisson voorkomen (zie tabel 6.1).

Tabel 6.1 Uiterst opneembare schuifspanning

Overspanning, l_x [m]	$\tau_1 = 0,4f_b$ [N/mm ²]	Rafla	
		$\tau_{1, \text{onder}}$ [N/mm ²]	$\tau_{1, \text{boven}}$ [N/mm ²]
2,2	0,55	0,71	1,64
5,25	0,55	0,55	1,28

Opgemerkt wordt dat $\tau_{1, \text{onder}}$ voor een overspanning van $l_x = 5,25$ m, reeds gelijk is aan de 'absolute' ondergrens die gehanteerd moet worden voor de uiterst opneembare schuifspanning.

6.3.2 Bepaling volume beton

In deze paragraaf zal het volume beton worden bepaald wat moet worden verwerkt in de caisson.

Voor de dimensioneringsberekeningen zullen, uit het oogpunt van overzichtelijkheid, enkele uitdrukkingen worden afgeleid voor de rekenwaarde van de dwarskracht (V_d). De verschillende uitdrukkingen zijn afhankelijk van de 'vorm' van de belasting (d.w.z. driehoeksbelasting; gelijkmatig verdeelde belasting).

In de uitdrukkingen voor V_d treedt een afhankelijkheid op van de:

- overspanning (l_x)
- maximale verdeelde belasting/m² ($= q_{max}$)

Zie bijlage VI.

De nuttige hoogte (= d) van een element kan worden bepaald uit:

$$d \geq V_d / \tau_1 \quad [V_d] = \text{kN/m}; \quad [\tau_1] = \text{N/mm}^2; \quad [d] = \text{mm}$$

Hieruit kan de elementdikte (= h) worden berekend:

$$h = d + 1/2 \times \phi_s + c$$

Symbolen:

- ϕ_s = staafdiameter
- c = dekking

Voor ieder element van de caisson zijn de bovenstaande variabelen bekend. Voor de staafdiameter wordt aangehouden: ϕ 20 mm; voor de dekking wordt aangehouden: 75 mm.

De bovengrenzen van de elementdikten kunnen worden berekend a.d.h.v. de ondergrenzen van de uiterst opneembare schuifspanning (zie tabel 6.2)

Tabel 6.2 Bovengrenzen van de elementdikten

Element	l_x [m]	q_{max} [kN/m ²]	τ_1 [N/mm ²]	V_d [kN/m]	d_{boven} [mm]	h_{boven} [mm]
Vloer	2,2	244,4	0,55	325	591	696
Voorwand	2,2	114	0,71	115	162	247
L tussenwand	2,2	114	0,71	115	162	247
Achterwand	2,2	100	0,71	82	115	200
B tussenwanden	5,25	114	0,55	254	462	547
L. zijwand	5,25	138	0,55	362	658	743
R. zijwand	5,25	195	0,55	392	713	798

De ondergrens van de nuttige hoogte van een element is een factor 2,3 kleiner dan de bovengrens (zie tabel 6.3).

Tabel 6.3 Ondergrenzen van de elementdikten

Element	d_{boven} [mm]	d_{onder} [mm]	h_{onder} [mm]
Vloer	591	257	362
Voorwand	162	70	155
L tussenwand	162	70	155
Achterwand	115	50	135
B tussenwanden	462	201	286
L. zijwand	658	286	371
R. zijwand	713	310	395

De berekende onder- en bovengrenzen van de elementdikten moeten nog worden aangepast aan de minimale elementdikte ($h_{\text{min}} = 350$ mm) en worden afgerond op toepasbare afmetingen voor de uitvoering (zie tabel 6.4).

Tabel 6.4 Toepasbare onder- en bovengrenzen voor de elementdikten

Element	h_{boven} [m]	h_{onder} [m]
Vloer	0,7/1,2	0,4/1,2
Voorwand	0,35	0,35
Langstussenwand	0,35	0,35
Achterwand	0,35	0,35
Breedte tussenwanden	0,55	0,35
Linkerzijwand	0,75	0,40
Rechterzijwand	0,80	0,40

In bovenstaande tabel staan voor de vloerdikte twee waarden vermeld. De eerste waarde is de uitkomst van de sterkte berekening, de tweede waarde volgt uit een beschouwing van de statische stabiliteit in drijffase van de caisson ($h = 1,2$ m).

Gebruikmakend van deze waarden kan een onder- resp. bovengrens worden aangegeven van de hoeveelheid beton welke in de caisson moet worden verwerkt. Daarbij wordt uitgegaan van de volgende formule:

$$V_{b,t} = A_{vloer} \times d_{vloer} + (h_t - d_{vloer}) \times (l_{caisson} \times (d_1 \times 2 + d_2) + b_{caisson} \times (d_3 \times n + d_4 + d_5))$$

Symbolen:

- $V_{b,t}$ = Volume beton
- A_{vloer} = Oppervlak van de caisson(-vloer)
- d_{vloer} = Dikte van de caissonvloer
- h_t = Hoogte van de caisson
- $l_{caisson}$ = Lengte van de caisson
- d_1 = Dikte van de voor en de langstussenwand
- d_2 = Dikte van de achterwand
- $b_{caisson}$ = Breedte van de caisson
- n = Aantal tussenwanden in breedte richting
- d_3 = Dikte van de tussenwanden
- d_4 = Dikte van de linkerzijwand
- d_5 = Dikte van de rechterzijwand

Voor de bovengrens geldt:

- $V_{b,t} \approx 1690 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,2 m)
- $V_{b,t} \approx 1620 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 0,7 m)

Uit bovenstaande waarden blijkt dat een besparing van beton door een dunnere vloer voor een groot gedeelte ($\approx 50\%$) teniet wordt gedaan door de extra hoeveelheid beton wat in de wanden moet worden verwerkt. Het toepassen van een dunnere vloer, waarbij de totale hoogte van de caisson gelijk blijft, heeft dus zeer weinig invloed op een besparing van de hoeveelheid beton.

Voor de ondergrens geldt:

- $V_{b,t} \approx 1295 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,2 m)
- $V_{b,t} \approx 1150 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 0,4 m)

6.4 Invloed schematisatie op betonvolume

In de dimensionering van de caissonelementen zijn naast de schematisatie van de belastingafdracht, twee additionele schematisaties ingevoerd:

- Bij de berekening van de dwarskracht wordt de h.o.h-maat (= hart op hart) voor de overspanning van de elementen gehanteerd.
- Bij de bepaling van de hoeveelheid beton wordt geen rekening gehouden met de kruisingen van de caissonwanden.

In deze paragraaf wordt nagegaan wat hiervan de invloed is op de berekende hoeveelheid beton.

6.4.1 Overspanning (l_x) caissolelementen

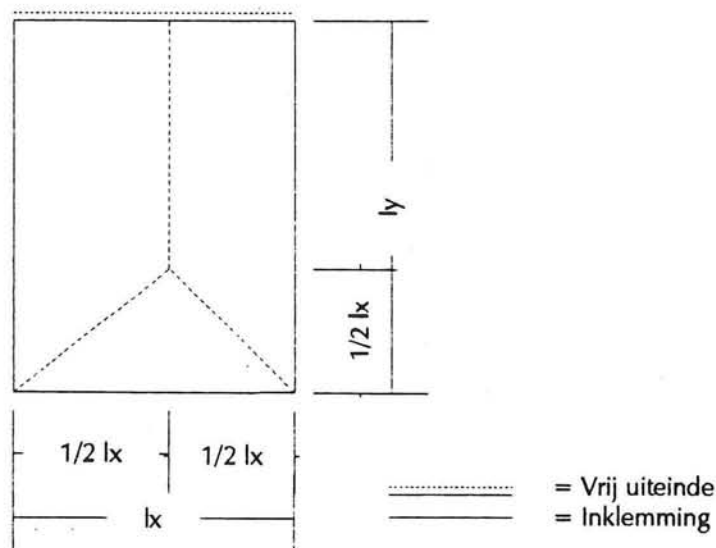
De caissolelementen zijn allen geschematiseerd als een in twee richtingen dragende plaat. Voor de overspanningen is aangehouden de hart op hart afmetingen. In feite is de dwarskracht in de dag van de oplegging bepalend voor de benodigde elementdikte. Het aanhouden van de hart maten is dus ongunstig. In hoeverre dit ongunstige effect invloed heeft op de in het kader van deze studie uitgevoerde berekeningen zal blijken uit onderstaande beschouwing.

De gunstige invloed van het aanhouden van de afmetingen van dag tot dag van de oplegging zal voor een aantal elementen geen invloed hebben aangezien deze reeds de minimaal toegestane wanddikte hebben (volgend uit de berekeningen in paragraaf 6.3.2). Het betreft hier:

- Voorwand;
- Langstussenwand;
- Achterwand.

Om de gunstige invloed te bepalen voor de overige elementen worden hier de tussenwanden in breedte richting beschouwd.

De tussenwanden zijn als volgt geschematiseerd (zie afbeelding 6.4)



Afbeelding 6.4 Schematisatie caisson-wand

Voor de rekenwaarde van de dwarskracht is de volgende uitdrukking afgeleid (zie bijlage VI):

$$- V_d = -1,2l_x^2 + 0,48q_{\max}l_x$$

Via onderstaande tabel wordt onderzocht wat de invloed is van het aanhouden van de h.o.h.-afmetingen t.o.v. de afmetingen van dag tot dag (d.d.) van de oplegging.

Tabel 6.5 Elementdikte voor tussenwand in breedte richting

l_x [m]	q_{max} [kN/m ²]	τ_1 [N/mm ²]	V_d [kN/m]	d [mm]	h [mm]
5,25	114	0,55	254	462	547
4,9	114	0,55	239	435	520

Voor de verhouding tussen de elementdikte berekend met de h.o.h.-afmetingen en de d.d.-afmetingen kan nu worden berekend:

$$- \quad h_{h.o.h.}/h_{d.d.} = 547/520 = 1,05$$

Door van de h.o.h.-afmetingen uit te gaan vindt dus een overschatting van de elementdikten plaats van 5%. Deze 5% zal niet in zijn totaliteit doorwerken in het berekende betonvolume, aangezien dit negatieve effect in het geheel niet aanwezig zal zijn indien de berekende elementdikten kleiner zijn dan de gewenste minimale elementdikten m.b.t. de uitvoering (= 350 mm).

Omdat dit laatste reeds geldt voor een groot aantal caissonelementen te weten:

- Voorwand;
- Langstussenwand;
- Achterwand,

zal m.b.t. dit negatieve effect geen correctie worden uitgevoerd op de toegestane hoeveelheid beton.

In het kader van een eerste dimensioneringsberekening zal 5% overschatting van de elementdikten, om bovenstaande redenen, toelaatbaar worden geacht.

6.4.2 Bepaling betonvolume

Voor de bepaling van het betonvolume wordt gebruik gemaakt van de volgende formule:

$$V_{b,t} = A_{vloer} \times d_{vloer} + (h_t - d_{vloer}) \times (l_{caisson} \times (d_1 \times 2 + d_2) + b_{caisson} \times (d_3 \times n + d_4 + d_5))$$

Symbolen:

- $V_{b,t}$ = Betonvolume
- A_{vloer} = Oppervlak van de caisson(-vloer)
- d_{vloer} = Dikte van de caissonvloer
- h_t = Hoogte van de caisson
- $l_{caisson}$ = Lengte van de caisson
- d_1 = Dikte van de voor en de langstussenwand
- d_2 = Dikte van de achterwand
- $b_{caisson}$ = Breedte van de caisson
- n = Aantal tussenwanden in breedte richting
- d_3 = Dikte van de tussenwanden
- d_4 = Dikte van de linkerzijwand
- d_5 = Dikte van de rechterzijwand

Door in de formule te rekenen met de totale lengte en totale breedte van de caisson wordt er t.p.v. de kruisingen van de caissolelementen teveel beton in rekening gebracht (de kruisingen worden twee maal meegerekend).

Een afschatting van de teveel in rekening gebrachte hoeveelheid beton zal worden gemaakt voor de uitgangiscaisson. Alle kruispunten zullen worden geschematiseerd, zoals aangegeven in afbeelding 6.5.

De caisson kent 39 kruisingen van wanden.

De teveel in rekening gebrachte hoeveelheid beton kan als volgt worden bepaald:

- $\Delta V = 39 \times 0,55 \times 0,35 \times (h_{caisson} - d_{vloer})$
- $\Delta V = 39 \times 0,55 \times 0,35 \times 12,8 = 96 \text{ m}^3$



Afbeelding 6.5 Schematisatie kruisingen van de caissonwanden

T.o.v. de maximaal toegestane hoeveelheid beton ($V_{b,max} = 1067 \text{ m}^3$), vormt deze waarde een overschatting van $\approx 10 \%$. Deze invloed is zo groot dat dit voor de berekening niet mag worden verwaarloosd. Bij de berekening van het volume beton, uitgaande van bovenstaande formule, dient op het berekende volume beton dus een correctie te worden aangebracht m.b.t. de kruisingen van de wanden.

Opgemerkt wordt dat het effect minder is voor dunnere wanden.

6.4.3 Aanpassing berekening betonvolume

Uit de voorgaande twee paragrafen is gebleken dat de toegepaste schematisaties m.b.t. de berekening van de elementdikte en dus de berekening van het betonvolume van de caisson een negatief effect hebben op de berekende hoeveelheid beton.

Uitgaande van de h.o.h. afmetingen van de caissonelementen als overspanning, wordt hier gesteld dat de caisson zelfdrijvend kan worden vervoerd indien geldt dat:

$$- \quad V_{b,t} \leq V_{b,t \max}$$

Uitgaan van de h.o.h. afmetingen heeft wel een negatief effect voor de berekende hoeveelheid beton, echter het effect zal $\leq 5\%$ van de maximaal toegestane hoeveelheid beton. M.b.t. dit negatieve effect zal geen correctie worden uitgevoerd op de toegestane hoeveelheid beton.

De berekende hoeveelheid beton moet worden gecorrigeerd i.v.m. het dubbeltellen van kruisingen van de caissonwanden.

De hoeveelheid beton berekend volgens de formule:

$$- \quad V_{b,t} = A_{\text{vloer}} \times d_{\text{vloer}} + (h_t - d_{\text{vloer}}) \times (l_{\text{caisson}} \times (d_1 \times 2 + d_2) + b_{\text{caisson}} \times (d_3 \times n + d_4 + d_5))$$

moet worden gecorrigeerd op het dubbel tellen van kruisingen van de caissonwanden.

Dus de gecorrigeerde hoeveelheid beton ($V_{b,c}$) moet voldoen aan bovenstaande eis m.b.t. de maximale hoeveelheid beton.

6.4.4 Herberekening betonvolume uitgangs-caisson

Voor de caisson waarvan in dit hoofdstuk wordt uitgegaan (zie paragraaf 6.1.1), is in paragraaf 6.3.2 de volgende bovengrens van het betonvolume berekend:

$$- \quad V_{b,t} \approx 1690 \text{ m}^3 \text{ (Vloerdikte = 1,2 m)}$$

Deze moet worden gecorrigeerd m.b.t. het dubbeltellen van kruisingen van de wanden:

$$- \quad \Delta V_c = 39 \times 0,55 \times 0,35 \times 12,8 \approx 100 \text{ m}^3$$

De gecorrigeerde hoeveelheid beton wordt dan:

$$- \quad V_{b,c} = V_{b,t} - \Delta V_c = 1690 - 100 = 1590 \text{ m}^3$$

Indien voor alle wanden wordt uitgegaan van de minimale dikte van 350 mm, kan de volgende hoeveelheid beton worden berekend:

$$- \quad V_{b,c} \approx 1220 \text{ m}^3 \quad \text{(Vloerdikte = 1,2 m)}$$

In het vervolg van dit rapport zal de berekende hoeveelheid beton worden aangeduid met $V_{b,t}$. Daaronder wordt de gecorrigeerde hoeveelheid beton verstaan.

Hoofdstuk 7 Drijffase

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal de drijffase van de caisson worden onderzocht. De caisson moet daarbij voldoen aan de volgende eisen:

- Diepgang \leq maximaal toegestane diepgang
- Statisch stabiel
- Dynamisch stabiel

7.1.1 Uitgangspunten

Allereerst zal een controle plaatsvinden van de eis m.b.t. de diepgang. Uitgangspunt vormt daarbij de caisson zoals beschreven in paragraaf 6.1.1; afbeelding 6.1.

Bij de berekeningen worden de volgende materiaalgrootheden gehanteerd:

Water:

- $\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$

Beton (B35):

- $f_{\text{ock}} = 35 \text{ N/mm}^2$
- $f_{\text{od}} = 21 \text{ N/mm}^2$
- $f_{\text{ctm}} = 3 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

Symbolen:

- f_{ock} = karakteristieke kubusdruksterkte
- f_{od} = ontwerpwaarde voor de één-assige druksterkte
- f_{ctm} = gemiddelde splijttreksterkte
- γ_{beton} = soortelijkgewicht van het beton

Voor deze caisson is in hoofdstuk 6 het benodigde volume beton berekend, wat hier als eerste schatting zal worden aangehouden voor het berekenen van de diepgang.

7.2 Contrôle diepgang

De maximale diepgang van de caisson met een hoogte, $h_t \geq 14$ m is $d_{max} = 10$ m. Het maximale volume beton wat in de caisson mag worden verwerkt en het bijbehorende maximale eigengewicht van de caisson zijn dan:

- $V_{b, t max} = 1067 \text{ m}^3$
- $F_{eigen, max} = 26675 \text{ kN}$

De maximale diepgang van 10 m wordt geeist m.b.t. de diepgang die de caisson mag hebben in het Verolme dok.

Een, volgens de verwachting, op niet te conservatieve aannamen gebaseerd draagvlak voor verdere berekeningen (ook uiteindelijke dimensioneringsberekeningen) ontstaat door te stellen dat de diepgang van de caisson voldoet aan de maximale diepgangseis indien de bovengrens van het berekende

volume beton $\leq V_{b, max}$ ($= 1067 \text{ m}^3$). Zie m.b.t. het aanhouden van de bovengrens van het berekende betonvolume paragraaf 6.2.1.

Voor de caisson waarvan in dit hoofdstuk wordt uitgegaan (zie paragraaf 6.1.1), is in hoofdstuk 6 de volgende bovengrens van het betonvolume berekend:

- $V_{b, t} \approx 1590 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,2 m)

De maximale hoeveelheid beton welke in de caisson mag worden verwerkt, $V_{b, t max} = 1067 \text{ m}^3$.

Dus de bovengrens levert een te grote hoeveelheid beton.

Om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren (dus caisson ook statisch stabiel; vloerdikte = 1,2 m) zal een hoeveelheid beton moeten worden bespaard van: 18%-37%

Indien voor alle wanden wordt uitgegaan van de minimale dikte van 350 mm, blijkt de caisson alsnog niet zelfdrijvend te kunnen worden vervoerd. De hoeveelheid beton is dan:

- $V_{b, t} \approx 1220 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,2 m)

7.3 Conclusie diepgang

Voor de caisson waarvan is uitgegaan in deze paragraaf, blijkt na berekening dat deze niet zelfdrijvend kan worden vervoerd. Indien de caissonelementen worden gedimensioneerd op dwarskracht wordt er voor de bovengrens van de hoeveelheid beton berekend:

$$- V_{b,t} \approx 1590 \text{ m}^3 \text{ (Vloerdikte} = 1,2 \text{ m)}$$

De maximaal toegestane hoeveelheid beton, $V_{b,max} = 1067 \text{ m}^3$.

Uit een berekening waarbij wordt uitgegaan als zouden alle caisson elementen een minimale dikte hebben van 0,35 m, blijkt dat de caisson zelfs dan niet zelfdrijvend kan worden vervoerd. Voor de hoeveelheid beton is berekend:

$$- V_{b,t} \approx 1220 \text{ m}^3 \text{ (Vloerdikte} = 1,2 \text{ m)}$$

Hieruit kan worden geconcludeerd dat de $h/(l \times b)$ verhouding voor dit caisson niet goed is. Aan de afmetingen van de caisson kan echter niets worden veranderd ten gunste van het opdrijvend vermogen.

Om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren dient een ontwerpaanpassing te worden toegepast eventueel in combinatie met een voorziening (zoals bijvoorbeeld het 'bijtillen' van de caisson m.b.v. een drijvende bok.

Via de ontwerpaanpassing dient een behoorlijke hoeveelheid beton bespaard te worden, voor de boven- resp. ondergrens van de gewichtsbesparing kan worden berekend:

- 33% (t.o.v. $V_{b,t} \approx 1590 \text{ m}^3$; $F_{eigen} \approx 39750 \text{ kN}$)
- 13% (t.o.v. $V_{b,t} \approx 1220 \text{ m}^3$; $F_{eigen} \approx 30500 \text{ kN}$)

M.b.t de gewichtsbesparing wordt hier opgemerkt dat:

Uit de berekeningen blijkt dat, bij een gelijk blijvende totale hoogte van de caisson, een vermindering van de vloerdikte weinig tot geen invloed heeft op een besparing van de beton. Een besparing t.g.v. een dunnere vloer wordt grotendeels teniet gedaan door de extra hoeveelheid beton welke moet worden verwerkt in de wanden. Bovendien zal de caisson dan niet meer voldoen aan de eis gesteld m.b.t. de statische stabiliteit. Aanvullend zal dus ballast benodigd zijn, wat extra gewicht oplevert.

Een dunnere caissonvloer is dus geen geschikte ontwerpaanpassing m.b.t. gewichtsbesparing.

In de volgende paragraaf zullen enkele ontwerpaanpassingen c.q. voorzieningen worden behandeld. Binnen de grenzen van die aanpassingen moet het mogelijk zijn om voldoende gewicht te besparen. Indien dit niet mogelijk blijkt, zal de caisson moeten worden vervoerd met aanvullende voorzieningen.

7.4 Ontwerpaanpassingen/Voorzieningen

Ontwerpaanpassingen:

- Vermindering aantal tussenwanden.

De hoeveelheid beton welke in de tussenwanden in breedte richting van de caisson wordt verwerkt, maakt een groot deel (48 %) uit van de totale hoeveelheid beton welke in de caisson wordt verwerkt. Tevens blijkt dat de voorwand; langstussenwand; en achterwand voor de sterkte toekunnen met een wanddikte kleiner dan de minimale wanddikte. De overspanning van deze wanden zal, tot een bepaalde maximale overspanning, geen invloed hebben op de hoeveelheid beton welke in deze wanden wordt verwerkt. Een vermindering van het aantal tussenwanden zal dus leiden tot een vermindering van de totaal toegepaste hoeveelheid beton.

- Caisson met cirkelvormige compartimenten.

Uitgaande van de bovenstaande caisson, dus na de bovengenoemde ontwerpaanpassing, kunnen voor de buitenwanden van de caisson cirkelvormige elementen worden toegepast. Deze wanden worden dan membraam belast. Dit is gunstig voor de benodigde wanddikte t.a.v. de sterkte en zal leiden tot een vermindering van de hoeveelheid benodigde beton.

- Lager caisson, later te plaatsen stalen opzetstuk.

Voor de drijfphase zou kunnen worden gedacht aan een lager caisson, waarbij de hoogte zodanig wordt beperkt, dat de caisson zelfdrijvend kan worden vervoerd. Om de caisson toch op de geëiste diepte te kunnen funderen en de bovenkant te laten reiken tot N.A.P. + 2,0 m, kan gebruik worden gemaakt van een later te plaatsen stalen opzetstuk.

Voorzieningen:

Mocht ondanks bovenstaande ontwerpaanpassingen de diepgang van de caisson te groot blijven, dan kan gedacht worden aan onderstaande voorzieningen:

- Later te plaatsen betonnen wanden.

Door het verminderen van het aantal tussenwanden is het mogelijk dat de toename van de benodigde hoeveelheid beton voor de hoofdwanden (t.g.v. een vergroting van de overspanning), groter is dan de besparing van de hoeveelheid beton door het verminderen van het aantal tussenwanden. De overspanning van de hoofdwanden kan dan voor de eindfase worden verkleind door prefabbetonnen wanden. Het gaat hierbij dan om prefa-belementen die aangebracht kunnen worden na plaatsing van de caisson, en weer verwijderd kunnen worden voor opdrijven van de caisson (uit een berekening moet dan wel blijken dat de wanden met een grotere overspanning voldoende sterk zijn om de waterdruk op te nemen in drijfphase).

- Caisson plaatsen op ponton (indien de diepgang van de caisson groter is dan de toegestane diepgang m.b.t. de vaarweg).

- Tijdelijk caisson iets bijtillen, m.b.v. bok, om de caisson over de drempel van het Verolmedok te tillen (indien de diepgang van de caisson kleiner is dan de toegestane diepgang m.b.t. de vaarweg). Het hefvermogen van de bok(ken) moet zodanig zijn dat deze de caisson kan bijtillen over een hoogte gelijk aan de overschreiding van de maximale diepgang.

Gecontroleerd dient te worden (via eenvoudige dimensioneringsberekeningen) welke ontwerp-aanpassingen en eventueel voorzieningen nodig zijn om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren. Daartoe zullen bovenstaande ontwerp-aanpassingen worden uitgewerkt. De eventueel benodigde voorzieningen zullen daarbij tevens worden toegelicht.

De berekeningen m.b.t. de dimensionering van de caissolelementen zullen op dezelfde wijze plaatsvinden, en van dezelfde uitgangspunten uitgaan, als gepresenteerd in hoofdstuk 6.

7.5 Ontwerpaanpassing: vermindering aantal tussenwanden

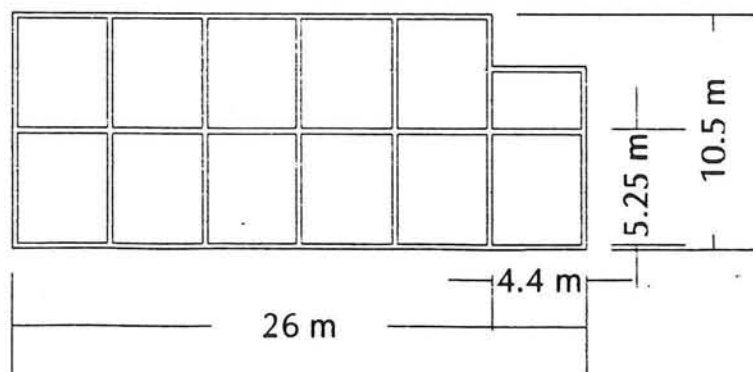
7.5.1 Inleiding

Bij een vermindering van het aantal tussenwanden, zal de overspanning van de hoofdwanden van de caisson toenemen. Enerzijds wordt via deze ontwerpaanpassing beton bespaard en anderzijds moet er meer beton in de hoofdwanden worden verwerkt. Gecontroleerd moet worden of de besparing op de hoeveelheid beton opweegt tegen de extra hoeveelheid beton.

Door een vermindering van het aantal tussenwanden zal de compartimentgrootte groter worden dan de toegestane compartimentgrootte. Via tussenzetwanden zal de compartimentgrootte moeten worden verkleind (na plaatsing).

7.5.2 Halvering aantal compartimenten (24 \Rightarrow 12; wanden minimale dikte)

De layout van de caisson ziet er als volgt uit, zie afbeelding 7.1.



Afbeelding 7.1 Caisson-layout

Indien voor de wanden van bovenstaand caisson een minimale wanddikte wordt aangehouden van 0,35 m, en een vloerdikte van 1,2 m dan kan de volgende hoeveelheid beton worden berekend:

$$- \quad V_{b,t} \approx 1000 \text{ m}^3$$

De minimaal haalbare hoeveelheid beton is dus kleiner dan de maximaal toegestane hoeveelheid ($V_{b,t \text{ max}} = 1067 \text{ m}^3$).

De caisson kan dus in principe zelfdrijvend worden vervoerd. De marge tussen de maximaal toegestane hoeveelheid beton en de minimaal haalbare hoeveelheid is zeer klein ($\Delta V = 67 \text{ m}^3$).

Twee controleberekeningen zijn noodzakelijk:

- Is de wanddikte van 350 mm voldoende om de waterdrukken op te nemen in drijffase van de caisson (paragraaf 7.5.3).
- Kunnen de wanddikten voor de eindfase worden beperkt tot de minimale dikte (paragraaf 7.5.4).

7.5.3 Contrôle sterkte in drijffase

Gecontroleerd moet worden of de minimale wanddikte van 0,35 m voldoende is voor de belasting afdracht in drijffase.

Grootste overspanning in de drijffase is 5,25 m (h.o.h.-afmeting; $\tau_1 = 0,55 \text{ N/mm}^2$).

De wand is gedimensioneerd als een drie-zijdig opgelegde plaat. M.b.t. de dimensionering kunnen daarvoor de volgende formules worden afgeleid:

$$- \quad V_d = 0,48 q_{\text{max}} l_x - 4,8 l_x^2$$

$$- \quad d \geq V_d / \tau_1$$

$$- \quad h \geq d + 85$$

De volgende waarden ingevuld, levert:

$$- \quad q_{\text{max}} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{behorende bij een diepgang van 11 m})$$

$$- \quad l_x = 5,25 \text{ m}$$

$$- \quad V_d = 119,7 \text{ kN/m}$$

$$- \quad d \geq 217,65 \text{ mm}$$

$$- \quad h \geq 303 \text{ mm} \quad \text{Pas toe } h_{\text{min}} = 350 \text{ mm.}$$

Dus de minimale wanddikte voldoet voor de sterkte van de caisson in de drijffase.

7.5.4 Contrôle sterkte in eindfase

In deze paragraaf wordt berekend wat de benodigde elementdikten zijn bij de grotere overspanningen van de drie langs-hoofdwanden. De overspanning van de wanden in breedte richting blijft gelijk aan die voor het caisson met 24 compartimenten. Daarom kan uit tabel 6.4 (paragraaf 6.3.2) reeds worden geconcludeerd dat voor de volgende wanden in iedergeval extra voorzieningen nodig zijn om de wanddikte te beperken tot 0,35 m:

- Tussenwanden in breedte richting ($h = 0,55$)
- Linkerzijwand ($h = 0,75$ m)
- Rechterzijwand ($h = 0,8$ m)

Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van een onder- en bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning (τ_1 ; zie tabel 7.1).

Tabel 7.1 Uiterst opneembare schuifspanning

Overspanning, l_x [m]	$\tau_1 = 0,4f_b$ [N/mm ²]	Rafla	
		$\tau_{1, onder}$ [N/mm ²]	$\tau_{1, boven}$ [N/mm ²]
4,4	0,55	0,55	1,28
5,25	0,55	0,55	1,28

Aangezien de waarde van α_u uit de formule van Rafla bij een overspanning van 4,4 m ongeveer gelijk is aan die bij een overspanning van 5,25 m, volgen hier voor beide overspanningen dezelfde waarden voor de onder- en bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning.

De (tussen-) resultaten van de berekening worden gepresenteerd in tabel 7.2.

Tabel 7.2 Bovengrenzen v/d elementdikten

Element	l_x [m]	q_{max} [kN/m ²]	$\tau_{1, onder}$ [N/mm ²]	V_d [kN/m]	d_{boven} [mm]	h_{boven} [mm]
Vloer	4,4	244,4	0,55	651	1.184	1.289
Voorwand	4,4	114	0,55	218	396	481
L. tussenwand	4,4	114	0,55	218	396	481
Achterwand	4,4	100	0,55	118	215	300
B. tussenwanden	5,25	114	0,55	254	462	547
L. zijwand	5,25	138	0,55	362	658	743
R. zijwand	5,25	195	0,55	392	713	798

De ondergrens van de nuttige hoogte kan worden berekend, door de bovengrens te delen door een factor 2,3. Aansluitend kan de ondergrens van de elementdikte worden berekend (zie tabel 7.3)

Tabel 7.3 Ondergrenzen van de elementdikten

Element	d_{boven} [mm]	d_{onder} [mm]	h_{onder} [mm]
Vloer	1.184	515	620
Voorwand	396	172	257
L. tussenwand	396	172	257
Achterwand	215	93	178
B. tussenwanden	462	201	286
L. zijwand	658	286	371
R. zijwand	713	310	395

De berekende onder- en bovengrenzen van de elementdikten moeten nog worden aangepast aan de minimale elementdikte ($h_{\text{min}} = 350 \text{ mm}$) en worden afgerond op toepasbare afmetingen voor de uitvoering (zie tabel 7.4).

Tabel 7.4 Toepasbare onder- en bovengrenzen v/d elementdikten

Element	h_{boven} [m]	h_{onder} [m]
Vloer	1,3	0,65
Voorwand	0,48	0,35
L. tussenwand	0,48	0,35
Achterwand	0,35	0,35
B. Tussenwanden	0,55	0,35
L. Zijwand	0,75	0,40
R. Zijwand	0,8	0,40

Opgemerkt wordt dat de vloer een dikte mag/moet hebben van minimaal 1,2 m, i.v.m. de statische stabiliteit in de drijffase. De hier berekende vloerdikte is 1,3 m en is nog toelaatbaar omdat er een kleine marge ($\Delta V = 67 \text{ m}^3$) aanwezig is t.o.v. de maximaal toegestane hoeveelheid beton.

Voor de bovengrens van het volume beton kan worden berekend:

- $V_{b, t \text{ boven}} \approx 1280 \text{ m}^3$ (vloerdikte = 1,3 m)

Voor de ondergrens kan worden berekend:

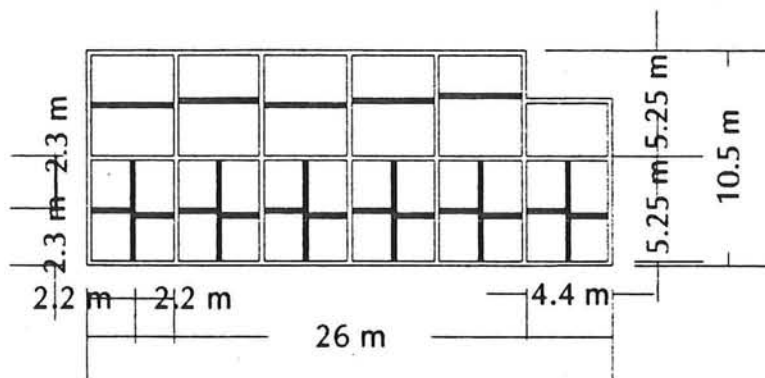
- $V_{b, t \text{ onder}} \approx 1000 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,3 m)

Om de wanddikten voor de eindfase te kunnen beperken zijn dus aanvullende voorzieningen nodig in de vorm van tussenwanden welke de overspanning van de caisnonelementen verkleinen. De resultaten van deze berekening zullen worden gegeven in paragraaf 7.5.5.

7.5.5 Voorziening: tussenwanden voor de eindfase

Gebleken is dat de caisson met 12 compartimenten zelfdrijvend kan worden vervoerd (zie paragraaf 7.5). In paragraaf 7.5.4 is uit een berekening gebleken dat er voor dit caisson wel aanvullende voorzieningen nodig zijn om in de eindfase te kunnen voldoen aan de sterkte.

In eerste instantie zal berekend worden of een halvering van de overspanning van de elementen voldoende is. De layout van de caisson in eindfase wordt gegeven in afbeelding 7.2.



Afbeelding 7.2 Caisson-layout (eindfase)

Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van een onder- en bovengrens van de uiterst opneembare schuifspanning (zie tabel 7.5).

Tabel 7.5 Uiterst opneembare schuifspanning

Overspanning, l_x [m]	$\tau_1 = 0,4f_b$ [N/mm ²]	Rafla	
		$\tau_{1, \text{onder}}$ [N/mm ²]	$\tau_{1, \text{boven}}$ [N/mm ²]
2,2	0,55	0,71	1,64
2,3	0,55	0,66	1,52
4,4	0,55	0,55	1,28

De oplegging van de hoofdwand t.p.v. een tussengeplaatste wand is een doorgaande oplegging. Om de bovengrens van de optredende dwarskracht te bepalen, zal deze oplegging als een scharnierende oplegging worden beschouwd (in feite een gedeeltelijke inklemming).

De gehanteerde schema's voor de belastingafdracht, en de uitdrukkingen voor V_d en h worden gegeven in bijlage VII, voor de resultaten zie tabel 7.6.

Tabel 7.6 Bovengrens elementdikte

Element	l_x [m]	q_{max} [kN/m ²]	$\tau_{1, \text{onder}}$ [N/mm ²]	V_d [kN/m]	d_{boven} [mm]	h_{boven} [mm]
Vloer	4,4	244,4	0,55	651	1.184	1.289
Voorwand	2,2	114	0,71	143	201	286
L. tussenwand	2,2	114	0,71	143	201	286
Achterwand	4,4	100	0,55	118	215	300
B. tussenwanden	2,626	114	0,66	168	255	340
L. zijwand	2,625	138	0,66	228	345	430
R. zijwand	2,625	195	0,66	270	409	494

De voor de uitvoering te hanteren elementdikten worden gegeven in tabel 7.7.

Tabel 7.7 Toepasbare onder- en bovengrenzen v/d elementdikten

Element	h_{boven} [m]	h_{onder} [m]
Vloer	1,3	1,2
Voorwand	0,35	0,35
L. tussenwand	0,35	0,35
Achterwand	0,35	0,35
B. Tussenwanden	0,35	0,35
L. Zijwand	0,45	0,35
R. Zijwand	0,50	0,35

Tussentijdse controle van de bovengrens van het volume beton levert:

- $V_{b, t \text{ boven}} \approx 1020 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,3 m)

De bovengrens is dus $\leq 1067 \text{ m}^3$. De hoeveelheid beton kan dus zodanig worden beperkt dat de caisson zelfdrijvend kan worden vervoerd.

De diepgang van de caisson berekend a.d.h.v. deze bovengrens is:

- $d = (1020 \times 25) / (266,75 \times 10) = 9,6 \text{ m}$

Deze diepgang is exclusief de scheefhang van de caisson en is dus feitelijk de gemiddelde diepgang van de caisson. De scheefhang van de caisson zal apart worden behandeld.

Voor de ondergrens van het volume beton kan worden berekend:

- $V_{b, t \text{ onder}} \approx 1000 \text{ m}^3$ (Vloerdikte = 1,2 m)

Uit de twee eerder uitgevoerde berekeningen is gebleken dat de ondergrens van de hoeveelheid beton een factor 1,3 kleiner is dan de bovengrens. Hier treedt een veel kleiner verschil op tussen de onder- en bovengrens (\approx factor 1,05). De reden hiervoor is dat de wanden voor de bovengrens reeds overeenkomen met de minimale wanddikte.

Uit bovenstaande waarden van de boven- en ondergrens van het betonvolume blijkt, dat het aanhouden van de bovengrens van het betonvolume, ter controle van de diepgang, een niet te conservatieve aanname is.

7.5.6 Uitvoering tussenwanden

De manier van bevestiging van de betonnen tussenwanden in de caisson verdient speciale aandacht. Aan de verbinding tussen de later geplaatste tussenwand en de hoofdwand worden namelijk de volgende eisen gesteld:

- Verbinding moet waterdicht zijn.
- Verbinding moet trekkracht kunnen overbrengen.

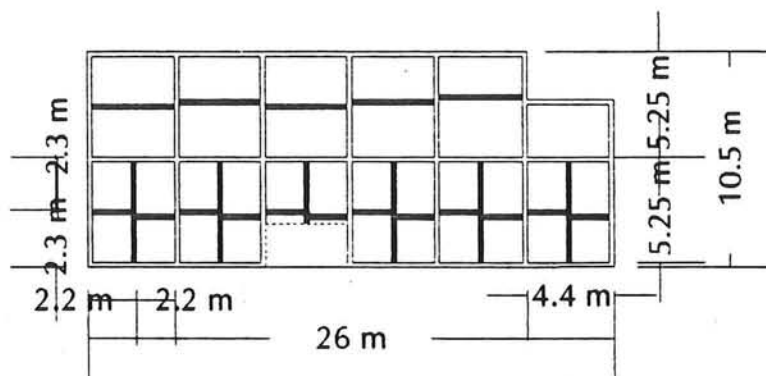
Deze eisen komen voort uit de volgende functie van de prefabwanden:

- Verkleinen van de overspanning van de caissolelementen (sterkte).
- Verkleinen van de, in eerste instantie aanwezige, compartimentgrootte.

Dit laatste is noodzakelijk vanwege de eis dat de caisson bij twee stukgevaren compartimenten nog zelfdrijvend vervoerd moet kunnen worden. De toegestane compartimentgrootte $\approx 12 \text{ m}^2$.

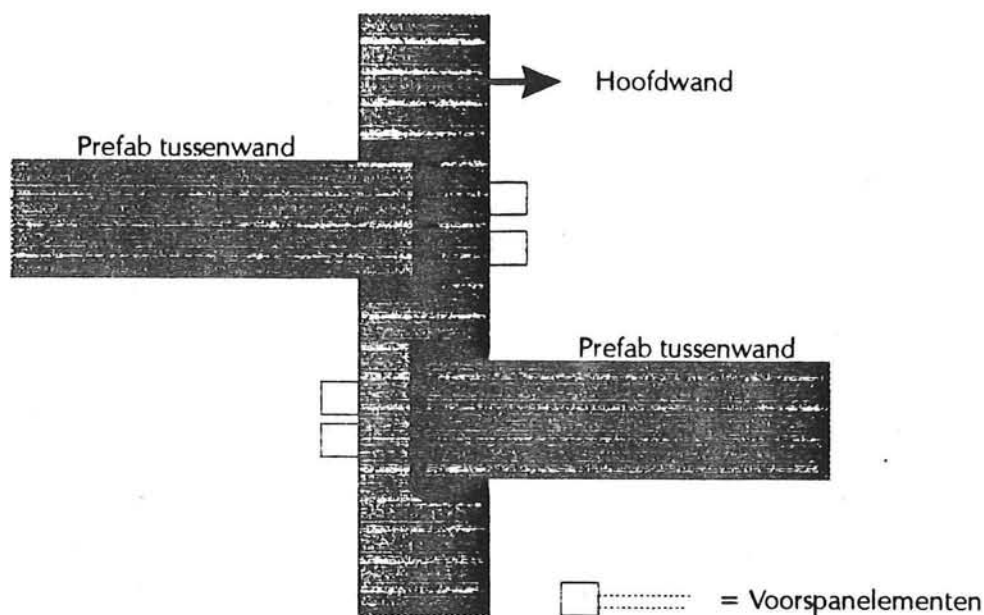
De compartimentgrootte van de caisson met 12 compartimenten $\approx 23 \text{ m}^2$. Na plaatsing van de tussenwanden is de compartimentgrootte $\approx 6 \text{ m}^2$, dus door het plaatsen van de tussenwanden wordt voldaan aan de eis die geldt na een scheepsaanvaring.

Indien nu één van de voorste compartimenten wordt stukgevaren (zie afbeelding 7.3), dan moet de tussenwand in dat betreffende deel van de caisson kunnen fungeren als hoofdwand tijdens het transport van de caisson.



Afbeelding 7.3 Caisson na scheepsaanvaring 2 compartimenten stuk

De waterdichte aansluiting kan worden verkregen door in de hoofdwanden profielen op te nemen met een rubber afsluit strip (zie afbeelding 7.4).



Afbeelding 7.4 Detail: aansluiting tussenwanden op hoofdwand

De verbinding moet een trekkracht kunnen overbrengen, omdat de belasting naar buiten kan zijn gericht. Dit geldt voor de volgende wanden:

- Rechterzijwand, indien de parkeerdok droog staat.
- Tussenwanden, indien een aanliggend compartiment is stukgevaan.
- De voorwand, onder gebruiksbelasting.

Om deze trekkracht te kunnen overbrengen, zal de later te plaatsen tussenwand tegen de hoofdwand moeten worden aangespannen. Dit kan d.m.v. voorspankabels (zie afbeelding 7.4).

Om te voorkomen dat alle tussenwanden bezwijken indien een element wordt stukgevaan, en het tevens mogelijk te maken dat voor het weer opdrijven van de caisson de niet benodigde tussenwanden voor de drijfphase weer kunnen worden verwijderd, zullen de tussenwanden versprongen worden geplaatst. Op deze manier kan ieder element op zich worden voorgespannen (zie afbeelding 7.2; paragraaf 7.5.5).

7.5.7 Conclusie ontwerpaanpassing: vermindering aantal tussenwanden

Uit een dimensionering van de uitgangiscaisson, met 24 compartimenten, op sterkte is gebleken dat de wanden te dik moesten worden gedimensioneerd, om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren.

Verdere berekening heeft aangetoond dat indien de caisnonelementen een minimale dikte hebben van 0,35 m de caisson alsnog niet zelfdrijvend kan worden vervoerd. De volgende hoeveelheid beton is berekend:

$$- V_{b,t} \approx 1220 \text{ m}^3 \text{ (Vloerdikte} = 1,2 \text{ m)}$$

Een belangrijke conclusie die hieraan kan worden verbonden is, dat de $h/(l \times b)$ verhouding van de caisson niet goed is.

De afmetingen van de caisson voor welke de berekeningen zijn uitgevoerd zijn:

- Lengte: 26 m
- Breedte: 10,5 m
- Hoogte: 14 m

De maximale diepgang behorende bij dit caisson is 10 m. Het maximale volume beton, en het maximale eigengewicht van de caisson zijn daarbij:

$$- V_{b,t \text{ max}} = 1067 \text{ m}^3$$

$$- F_{\text{eig, max}} = 26675 \text{ kN}$$

Aan de uitwendige afmetingen van de caisson kan niets worden veranderd, althans niet ten gunste van het opdrijvend vermogen van de caisson.

De mogelijkheid om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren, moet dus worden gezocht in een ontwerpaanpassing van de caisson (anders dan aanpassing van de afmetingen) in combinatie met eventuele voorzieningen. Uit berekeningen is gebleken dat de caisson zelfdrijvend kan worden vervoerd, onder de volgende ontwerpaanpassing met aanvullende voorziening:

- Halvering van het aantal compartimenten van 24 naar 12.
- Later te plaatsen betonnen wanden t.b.v. verkleining van de overspanning van de caissonwanden in de eindfase (dus na plaatsing van de caisson).

De boven- en ondergrens van het volume beton worden gegeven in tabel 7.8, voor zowel de caisson met 24 als met 12 compartimenten.

Tabel 7.8 Onder- bovengrens betonvolume

Caisson	$V_{b,t \text{ max}}$ [m ³]	$V_{b,t \text{ boven}}$ [m ³]	$V_{b,t \text{ onder}}$ [m ³]
24	1067	1590	1295
12	1067	1020	1000

De caisson kan dan, wat betreft de diepgang, zonder verdere aanvullende voorzieningen zelfdrijvend worden vervoerd. De diepgang berekend a.d.h.v. de bovengrens is: $d = 9,6$ m (exclusief scheefstand).

De boven- en ondergrens welke voor de elementdikten van de caisson zijn berekend worden gegeven in tabel 7.9.

Tabel 7.9 Onder- bovengrens toepasbare elementdikten

Element	h_{boven} [m]	h_{onder} [m]
Vloer	1,3	1,2
Voorwand	0,35	0,35
L. tussenwand	0,35	0,35
Achterwand	0,35	0,35
B. Tussenwanden	0,35	0,35
L. Zijwand	0,45	0,35
R. Zijwand	0,50	0,35

De later te plaatsen prefabbetonwanden kunnen allen op zich worden voorgespannen, door de wanden versprongen t.o.v. elkaar in de caisson te plaatsen (zie afbeelding 7.2; paragraaf 7.5.5)

7.6 Ontwerpaanpassing: cirkelvormige compartimenten

7.6.1 Inleiding

Als alternatief om gewicht (= betonvolume) te besparen zal in deze paragraaf de caisson met cirkelvormige compartimenten worden doorgerekend.

Als uitgangspunt voor de berekening wordt aangehouden de caisson met 12 compartimenten ($l = 26$ m; $b = 10,5$ m; $h = 14$ m). In paragraaf 7.3 is namenlijk geconcludeerd dat de caisson met 24 compartimenten niet zelfdrijvend kan worden vervoerd, ook al is de dikte van alle caisson-elementen gelijk aan de minimale dikte van 0,35 m.

De compartimentgrootte = 24 m^2 . Door het later plaatsen van betonnetussenwanden kan de compartimentgrootte worden beperkt tot de maximaal toegestane grootte = 12 m^2 .

7.6.2 Layout van de caisson

De layout van de caisson kan worden vastgelegd d.m.v. de volgende formules:

$$\begin{aligned} l_{\text{caisson}} &\approx 2 \times a \times (n_l - 2) + 2 \times (r + a) \\ b_{\text{caisson}} &\approx 2 \times a \times (n_b - 2) + 2 \times (r + a) \\ A_{\text{compartiment}} &\approx 4 \times a^2 \\ r &= a \times \sqrt{2} \end{aligned}$$

Symbolen:

- n_l = aantal compartimenten in lengterichting
- n_b = aantal compartimenten in breedterichting
- r = straal van een compartiment

Voor n_l en n_b wordt opgemerkt dat dit de 'binnenste' compartimenten betreft, welke niet worden begrensd door een cirkelvormige wand.

De volgende waarden kunnen worden ingevuld:

- $l_{\text{caisson}} = 26$ m
- $b_{\text{caisson}} = 10,5$ m
- $A_{\text{compartiment}} = 24 \text{ m}^2$

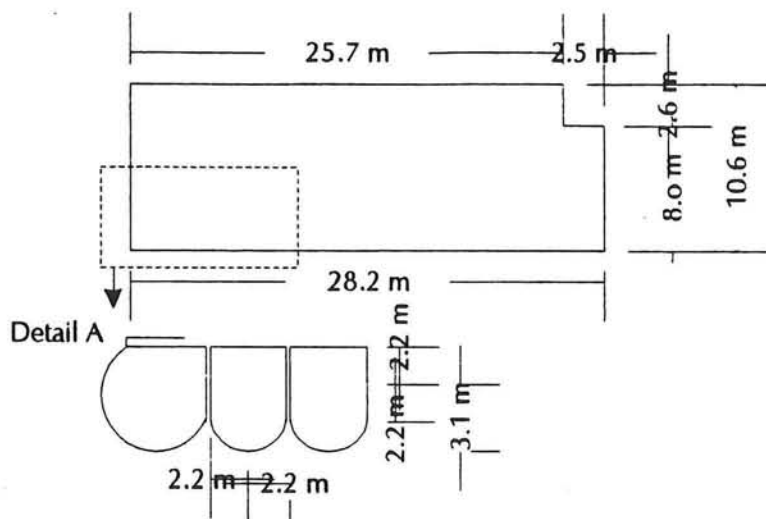
Hieruit volgen de waarden voor a, n en r:

- $a = 2,2$ m
- $r = 3,1$ m
- $n_b = 2 \Rightarrow$ totaal aantal compartimenten in breedte richting is 2.
- $n_l = 6 \Rightarrow$ totaal aantal compartimenten in lengte richting is 6.

De afmetingen van de caisson zullen iets anders zijn dan die waarvan werd uitgegaan:

- $l_{\text{caisson}} = 28,2 \text{ m}$
- $b_{\text{caisson}} = 10,6 \text{ m}$
- $h_{\text{caisson}} = 14 \text{ m}$
- $A_{\text{vloer}} = 275,6 \text{ m}^2$

Zie voor de layout van de caisson afbeelding 7.5.



Afbeelding 7.5 Caisson-layout

Door de grotere afmetingen mag de hoeveelheid beton groter zijn dan 1067 m^3 . De maximaal toegestane hoeveelheid beton voor de caisson met cirkelvormige compartimenten is berekend op:

- $V_{b, t \text{ max}} \approx 1100 \text{ m}^3$

7.6.3 Berekening betonvolume

Buitenwanden zijn membraam belaste elementen;

$$t \times f_{\text{ook}} = \gamma \times p \times r$$

Symbolen:

- t = wanddikte
- f_{ook} = karakteristieke kubusdruksterkte (= 35 N/mm²)
- γ = veiligheidsfactor (= 1,2)
- p = maximale druk in de eindfase
- r = straal van het cirkelsegment (= 3,5 m)

Voor de maximale druk wordt uitgegaan van de druk op de rechterzijwand, $q_{\text{max}} = 195 \text{ kN/m}^2$.

Voor de dikte van de buitenwanden wordt berekend:

- $t = 0,02 \text{ m} \Rightarrow$ Aanhouden minimale wanddikte $t = 0,35 \text{ m}$.

Voor de langstussenwand; tussenwanden in breedterichting en de vloer van de caisson kunnen de waarden worden aangehouden berekend in paragraaf 7.5.4 (zie tabel 7.4):

- Langstussenwand: $h = 0,48 \text{ m}$
- Breedte tussenwand: $h = 0,55 \text{ m}$
- Vloer: $h = 1,2 \text{ m}$

De volgende hoeveelheid beton kan worden berekend:

- $V_{b,t} \approx 1040 \text{ m}^3$

Dus de caisson met cirkelvormige compartimenten kan zelfdrijvend worden vervoerd. De gemiddelde diepgang (exclusief scheefhang) is; $d \approx 9,4 \text{ m}$. Om de scheefhang te verkleinen zal een extra op maat gemaakt compartiment moeten worden toegepast.

7.6.4 Voorziening: Tussenwanden voor eindfase

Ook voor de in paragraaf 7.6.3 gedimensioneerde caisson zijn voor de eindfase betonnen tussenwanden nodig om de compartimentgrootte te verkleinen van 24 m^2 naar 12 m^2 .

In tegenstelling tot de caisson uit paragraaf 7.5.7 zijn de tussenwanden hier niet benodigd voor de sterkte van de reeds aanwezige hoofd- en tussenwanden.

Ook hier moet de aansluiting van de prefab tussenwanden waterdicht aansluiten op die van de hoofdwanden. Een voorziening hiervoor is om een profiel in de hoofdwanden op te nemen met een rubberen afsluitstrip.

De prefabwanden kunnen worden geschematiseerd als scharnierend opgelegde elementen. Het optredende moment zal dan waarschijnlijk maatgevend worden m.b.t. de wanddikte.

7.7 Ontwerpaanpassing: lager caisson

7.7.1 Inleiding

In paragraaf 7.3 is reeds geconcludeerd dat de verhouding $h/(l \times b)$ ongunstig is voor de drijffase van de caisson met afmetingen:

- lengte = 26 m
- Breedte = 10,5 m
- Hoogte = 14 m

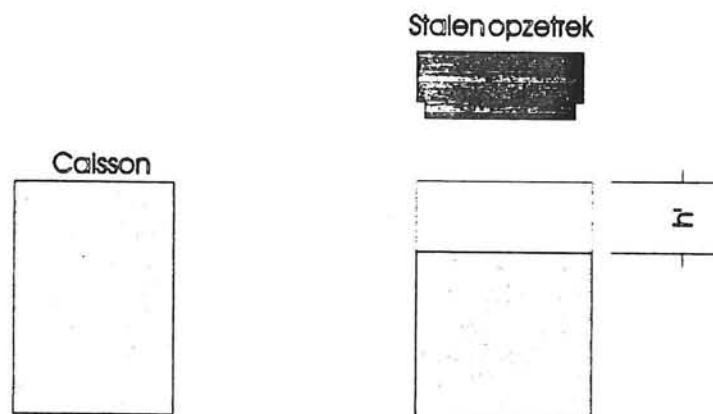
De hoogte van 14 m is een minimaal benodigde hoogte van de caisson, om de dokdeurrail aan de caisson te kunnen bevestigen. Dus voor de eindfase is een minimale hoogte van 14 m geeist.

Een mogelijkheid om gewicht te besparen bij een zelfde opdrijvend vermogen van de caisson, is om de hoogte van de caisson voor de drijffase te verkleinen.

Rekening moet worden gehouden met:

- Bovenkant van de caisson moet reiken tot N.A.P. + 2,0 m;
- Fundatie v/d caisson op N.A.P. - 12 m;
- Na scheepsaanvaring moet de caisson zelfdrijvend kunnen worden vervoerd (Bij twee kapotte compartimenten).

Daarom zal de caisson voor plaatsing moeten worden verhoogd met een stalen opzetkraag, die dus na een scheepsaanvaring weer verwijderd moet kunnen worden (zie afbeelding 7.6).



Afbeelding 7.6 Stalen opzetkraag (bij een verlaagd caisson)

7.7.2 Benodigde verlaging van de caisson

In deze paragraaf zal berekend worden welke verlaging benodigd is om voldoende gewicht te besparen.

Uitgangspunt van de berekening is de caisson uit paragraaf 7.1.1, met 24 compartimenten.

De maximaal toegestane hoeveelheid beton is:

$$- \quad V_{b, t \max} = 1067 \text{ m}^3$$

Het in de caisson verwerkte volume beton kan als volgt worden bepaald:

$$V_{b, t} = A_{\text{vloer}} \times d_{\text{vloer}} + (h_t - d_{\text{vloer}}) \times (l_{\text{caisson}} \times (d_1 \times 2 + d_2) + b_{\text{caisson}} \times (d_3 \times n + d_4 + d_5))$$

Symbolen:

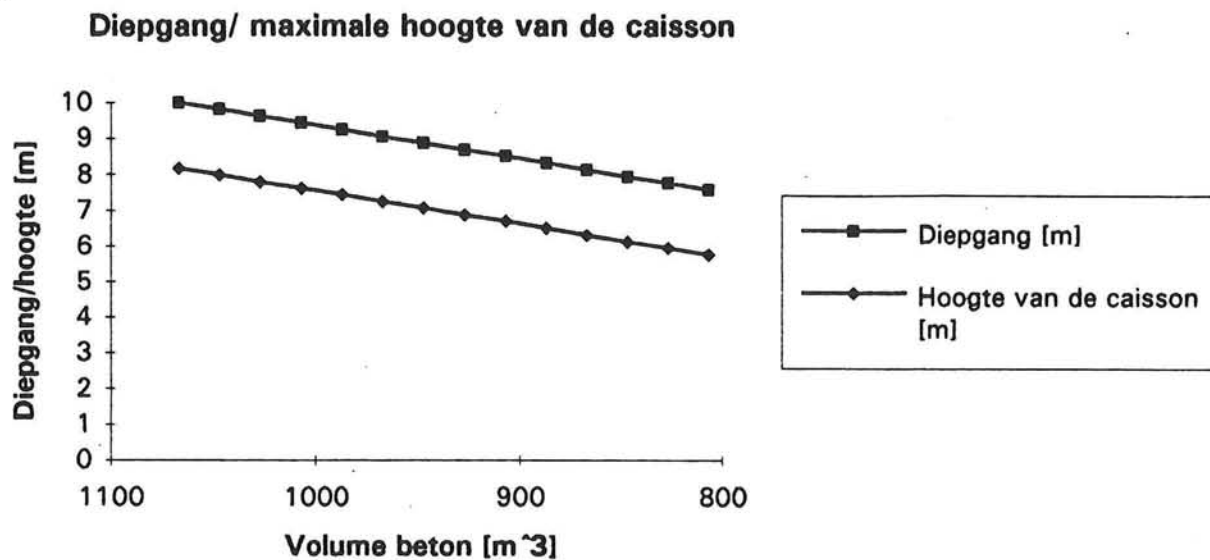
- $V_{b, t}$ = Volume beton
- A_{vloer} = Oppervlak van de caisson(-vloer)
- d_{vloer} = Dikte van de caissonvloer
- h_t = Hoogte van de caisson
- l_{caisson} = Lengte van de caisson
- d_1 = Dikte van de voor en de langstussenwand
- d_2 = Dikte van de achterwand
- b_{caisson} = Breedte van de caisson
- d_3 = Dikte van de tussenwanden
- d_4 = Dikte van de linkerzijwand
- d_5 = Dikte van de rechterzijwand

In het kader van deze berekening kan in eerste instantie de correctie van het berekende betonvolume, i.v.m. het dubbeltellen van de kruisingen van de caissolelementen uitgaande van bovenstaande formule, achterwege blijven.

Door bovenstaande vergelijking gelijk te stellen aan $V_{b, t \max}$ en door de in paragraaf 4.5.3 berekende waarden voor de elementdikten in te vullen, kan de totale hoogte van de caisson worden berekend waarbij de caisson zelfdrijvend kan worden vervoerd (aan h_t wordt dan de eis gesteld dat deze > 10 m):

$$- \quad h_t = 8 \text{ m}$$

De maximale hoogte berekend voor de caisson, waarbij $V_{b,t} \leq 1067 \text{ m}^3$ is kleiner dan de benodigde hoogte voor het zelfdrijvend vervoeren van de caisson (zie afbeelding 7.7).



Afbeelding 7.7 Diepgang/maximale hoogte van de caisson

Een verlaging van de caisson is opzichzelf dus geen goede ontwerpaanpassing m.b.t. het zelfdrijvend krijgen van de caisson.

7.8 Keuze ontwerpaanpassing

In paragraaf 7.3 is geconcludeerd dat de caisson met 24 compartimenten niet zelfdrijvend kan worden vervoerd. Om de caisson zelfdrijvend te kunnen vervoeren zijn een drietal ontwerpaanpassingen behandeld:

- Halvering aantal compartimenten (van 24 naar 12)
- Cirkelvormige compartimenten
- Verlaging van de caisson

Uit berekeningen is gebleken dat een verlaging van de caisson niet leidt tot het beoogde resultaat. In combinatie met de andere ontwerpaanpassingen zal een verlaging van de caisson wel effectief zijn. Uit berekeningen is echter gebleken dat dit niet noodzakelijk is.

De eerste twee ontwerpaanpassingen leiden wel tot een zelfdrijvend caisson.

Hoeveelheid beton berekend voor halvering van de compartimenten:

- $V_{b,t} \approx 1020 \text{ m}^3$ ($V_{b,t \text{ max}} = 1067 \text{ m}^3$)

De gemiddelde diepgang is dan:

- $d \approx 9,6 \text{ m}$

Hoeveelheid beton berekend voor de caisson met cirkelvormige compartimenten:

- $V_{b,t} \approx 1040 \text{ m}^3$ ($V_{b,t \text{ max}} = 1100 \text{ m}^3$)

De gemiddelde diepgang is dan:

- $d \approx 9,4 \text{ m}$

Kenmerkend voor bovenstaande ontwerpaanpassingen is dat er een aanvullende voorziening nodig is in de vorm van prefab tussenwanden. Deze worden aangebracht na plaatsing van de caisson.

Om voldoende beton te besparen moet voor de caisson met rechte wanden de wandoverspanningen worden gehalveerd. Dit is niet nodig voor de caisson met cirkelvormige compartimenten. Voor deze laatste dienen de tussenwanden er alleen maar toe om de compartimentgrootte te halveren.

Voordelen van de caisson met cirkelvormige compartimenten t.o.v. de caisson met rechte wanden zijn:

- Minder tussenwanden benodigd
- Tussenwanden hoeven niet voorgespannen te worden om trekkrachten vanuit de hoofdwanden over te kunnen brengen.

Dit laatste maakt de uitvoering van het plaatsen van de tussenwanden veel eenvoudiger.

Enkele nadelen zijn:

- Kosten m.b.t. de uitvoering van kromme wanden zijn groter dan die van rechte wanden.
- Aanpassingen nodig om waterdichte aansluiting te verkrijgen met de dokvloer.
- Na plaatsing aanbrengen van aanvaarbalk om rechte afscheiding naar de vaarweg toe te krijgen (i.v.m. schappende schepen).

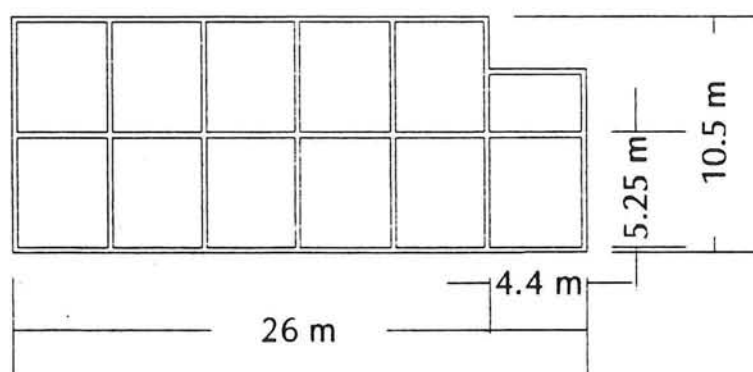
De verwachting is dat de kostenbesparingen, voortkomend uit de voordelen, niet opwegen tegen de extra kosten, voortkomend uit de nadelen.

Uit het oogpunt van uitvoering wordt hier in eerste instantie gekozen voor de caisson met rechte wanden (en later te plaatsen prefab-tussenwanden). Deze zal verder worden uitgewerkt. Mocht blijken dat deze caisson niet voldoet aan de overige eisen welke gesteld zijn aan de caisson, dan kan gekozen worden voor de andere ontwerp-aanpassingen.

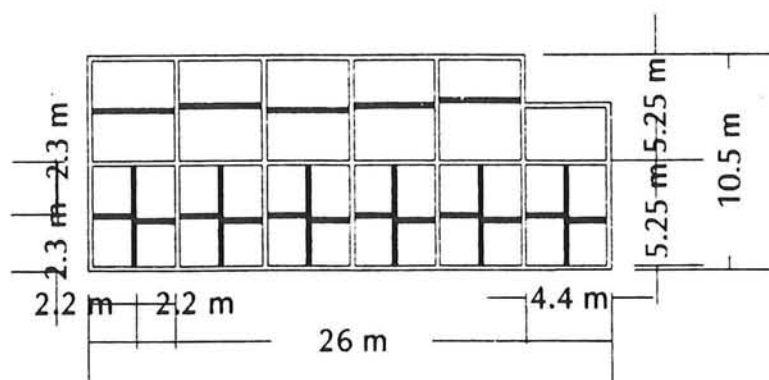
Hier wordt een overzicht gegeven van de afmetingen van de caisson waarvan in eerste instantie wordt uitgegaan voor de overige berekeningen:

- Lengte = 26 m
- Breedte = 10,5 m
- Hoogte = 14 m
- A_{vloer} = 266,75 m²
- Aantal compartimenten in drijffase = 12
- Aantal compartimenten in eindfase = 35

Zie voor een layout van de gekozen caisson afbeelding 7.8 en 7.9 (pag. 83).



Afbeelding 7.8 Caisson-layout (drijffase)



Afbeelding 7.9 Caisson-layout (eindfase)

Elementdikten (bovengrens) van de caisson:

- Vloer: 1,3 m
- Voorwand: 0,35 m
- L. tussenwand: 0,35 m
- Achterwand: 0,35 m

- B. tussenwanden: 0,35 m
- L. zijwand: 0,45 m
- R. zijwand: 0,50 m

- Bovengrens van de hoeveelheid beton = 1020 m³
- Bovengrens van de toegestane hoeveelheid beton = 1067 m³

- Gemiddelde diepgang = 9,6 m

7.9 Statische stabiliteit

Voor statische stabiliteit van de caisson, wordt geeist dat de Metacentrumhoogte, $h_m \geq 0,30$ m. Een globale berekening is gemaakt om te bepalen welke vloerdikte hiervoor nodig is. Gebruik is gemaakt van het spreadsheetprogramma 'Excel', hierin zijn de volgende formules voor statische stabiliteit ingevuld:

$$BM = I/V$$

$$h_m = BM - BG = GM$$

Symbolen:

- B = Drukkingspunt, dit is het zwaartepunt van het verplaatste water.
- M = Metacentrum, dit is het snijpunt van de opwaartse kracht met de verticale as bij een hoekverdraaiing van de caisson.
- G = Zwaartepunt van de caisson.
- BM = afstand van punt B tot punt M.
- BG = afstand van punt B tot punt G.
- GM = afstand van punt G tot punt M.
- I = Traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak t.o.v. de lengte-as van de caisson
- V = verplaatste volume water.

In de formules zijn de volgende factoren variabel gehouden:

- d = diepgang van de caisson.
- h_{caisson} = hoogte van de caisson.
- t = vloerdikte van de caisson.

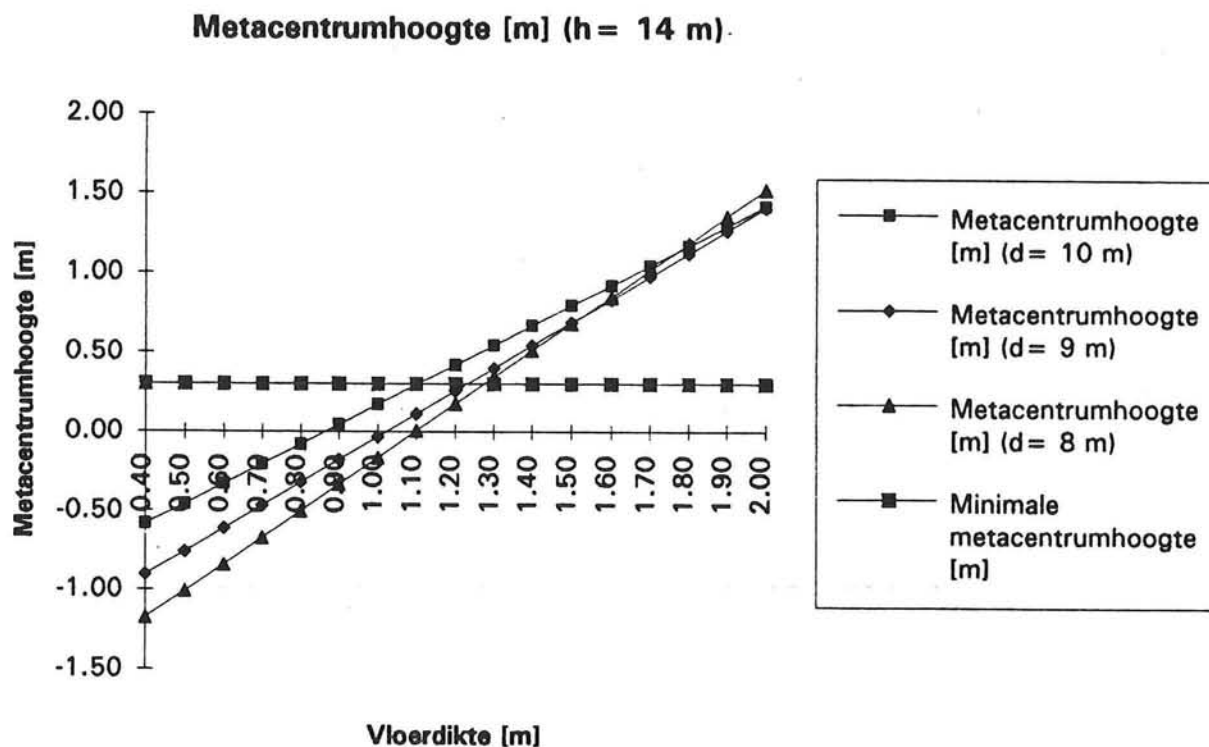
7.9.1 Benodigde vloerdikte

Voor de berekeningen is uitgegaan van een rechthoekig caisson met de volgende afmetingen:

- l = 26 m
- b = 10,5 m
- h = 14 m

Voor verschillende vloerdikten is de metacentrumhoogte berekend voor de caisson. Dit is gedaan voor een diepgang van 10 m; 9 m; 8 m. voor een overzicht van de worksheet zoals gebruikt in Excel, zie bijlage VIII.

Voor de resultaten wordt verwezen naar afbeelding 7.10.



Afbeelding 7.10 Metacentrumhoogte

Voor $t \geq 1,1$ m en $d \leq 10$ m, blijkt de caisson te voldoen aan de eis m.b.t. de statische stabiliteit van de caisson. De vloerdikte van 1,2 m blijkt dus te voldoen voor een volledig rechthoekig caisson. De caisson die toepassing vindt in het ontwerp van de dokingang heeft een kleine afwijking t.o.v. de rechthoekige vorm. De l van de caisson zal daarom iets kleiner zijn t.o.v. de caisson waarvan is uitgegaan in de berekening m.b.t. de statische stabiliteit. Echter uitgaande van de vloerdikte van 1,2 m is er een overhoogte wat betreft de metacentrumhoogte. Geëist is een hoogte van 0,30 m en berekend is een hoogte van $h_m = 0,42$ m. Dus de vloerdikte van 1,2 m zal voldoende zijn voor de toe te passen caisson m.b.t. de statische stabiliteit.

7.9.2 Scheefhang

In deze paragraaf zal een controle berekening plaatsvinden naar de scheefhang van de caisson. Door een ongelijke verdeling van de beton over de caisson, t.g.v. inkeping, treedt een moment op (= aandrijvend moment), welke er voor zorgt dat de caisson scheef hangt. Voor de diepgang en de statische stabiliteit van de caisson is er vanuitgegaan dat deze geen scheefhang vertoont. Uit de resultaten van de berekening moet volgen of de scheefhang toelaatbaar is, zoniet dan dienen aanvullende ontwerpaanpassingen/voorzieningen te worden toegepast.

Zoals al vermeld zal er een aandrijvend moment zijn welke zorgt voor de scheefhang van de caisson. Dit aandrijvend moment wordt bepaald door het verschil in gewicht te bepalen tussen de voor en achterzijde van de caisson.

Door de scheefhang zal het water een tegenwerkend moment op de caisson uitoefenen. Voor het bepalen van de grootte van dit tegenwerkend moment wordt de volgende formule aangehouden (A. Glerum, 1991):

$$- \quad M = \phi \cdot \varphi_w \cdot g \cdot I$$

Symbolen:

- M = Tegenwerkend moment
- ϕ = Rotatie van de caisson
- φ_w = Soortelijke massa van water
- g = Zwaartekrachtsversnelling
- I = Traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak

Door dit tegenwerkend moment gelijk te stellen aan het aandrijvend moment kan de rotatie, ϕ , van de caisson worden berekend. Hieruit kan dan de scheefhang van de caisson worden bepaald.

Voor de berekening zie bijlage IX.

Voor de caisson welke gekozen is wordt berekend:

- M = 2504 kNm
- I = 2405 m⁴
- ϕ = 0,1 rad (= 6°)

Dit betekent een totale scheefhang van 1,1 m. De diepgang van het diepstgelegen punt van de caisson is daarbij: 9,6 + 0,55 = 10,15 m.

De caisson vertoont een te grote scheefhang, een aanpassing blijkt dus noodzakelijk. In eerste instantie wordt er voor gekozen om de scheefhang te compenseren m.b.v. vaste ballast.

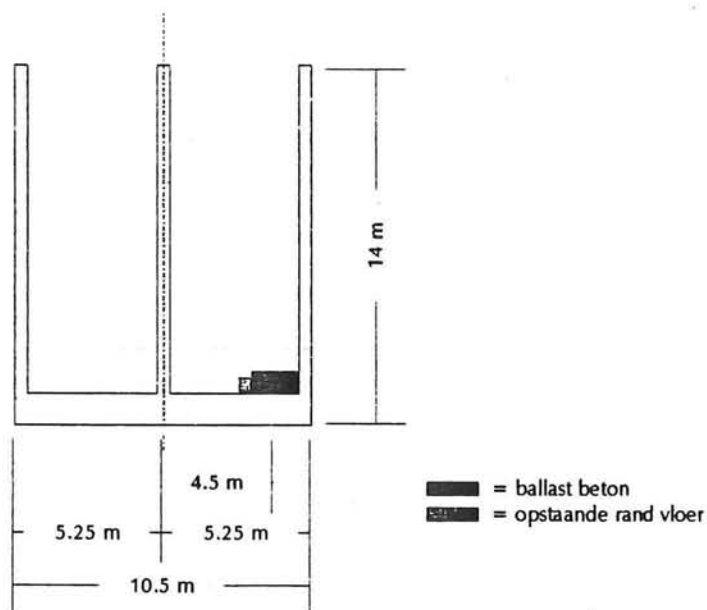
7.9.3 Voorziening: vaste ballast ter compensatie van de scheefhang

In deze paragraaf wordt berekend hoeveel ballast nodig is om de scheefhang van de caisson te corrigeren. Geëist wordt dat de totale diepgang ≤ 10 m (zie bijlage X), dus:

$$d_{\text{gem}} + \Delta d_{\text{ballast}} \leq 10 \text{ m}$$

d_{gem} is de reeds berekende gemiddelde diepgang van de caisson (= 9,6 m). Δd is de extra diepgang t.g.v. de ballast.

Om het aandrijvend moment op te heffen is een kracht nodig van 556 kN. Hierbij is er vanuitgegaan dat de vaste ballast een excentriciteit t.o.v. de symetrie-as heeft van 4,5 m (zie afbeelding 7.11).



Afbeelding 7.11 Vaste ballast ter compensatie van het aandrijvend moment

Deze extra kracht geeft een vergroting van de diepgang van: $\Delta d = 0,2$ m. De totale diepgang komt daarmee op:

$$- \quad d_{\text{totaal}} = 9,6 + 0,2 = 9,8 \text{ m}$$

Voor de vaste ballast wordt gekozen voor beton. Beton kan namelijk in een van te voren bekende vorm worden aangebracht waarbij de excentriciteit zo groot mogelijk kan worden gekozen, wat leidt tot besparing van ballast. Voor de berekening is aangehouden: $e = 4,5$ m. Bererekend is het volgende volume aan ballast:

$$- \quad V_{\text{ballast}} = 23 \text{ m}^3$$

Deze ballast kan op twee manieren worden aangebracht:

- Permanent aanwezig. De ballast kan dan worden opgenomen als verdikking van de vloer of de achterwand.
- Niet permanent. D.w.z. de ballast is verwijderbaar en zal geen vaste verbinding verkrijgen met de caisson, hooguit een tijdelijke verbinding tegen het schuiven.

Gekozen wordt voor de tweede mogelijkheid. De reden hiervoor is dat indien de caisson scheefhangt na een scheepsaanvaring deze scheefhang, gedeeltelijk, kan worden gecompenseerd door het verwijderen van ballast.

Onder een aanvullende voorziening is de scheefhang van de caisson in aanvangssituatie dus op te heffen.

7.10 Dynamische stabiliteit

De caisson zal worden vervoerd bij goed weer. Bovendien zullen de perioden van golven en deining op de Nieuwe Waterweg niet zo groot zijn, de volgende orde van grootte kan worden aangehouden:

- Mooi weer: $T = 3 \text{ s.}$
- Storm: $T = 5 \text{ à } 6 \text{ s.}$

De eigenperiode van de caisson is in een eerdere afschattende berekening, bepaald op $O(12 \text{ s})$.

De caisson voldoet dus ook m.b.t. de dynamische stabiliteit.

Hoofdstuk 8 Herstelfase

De maximale compartimentgrootte van de caisson wordt bepaald aan de hand van de eis: 'Twee compartimenten stuk, caisson moet zelfdrijvend te vervoeren zijn'. In bijlage IV is deze compartimentgrootte reeds bepaald ($A_{comp, max} = 12,13 \text{ m}^2$). Voor de berekening is gesteld:

- Extra diepgang t.g.v. twee kapotte compartimenten mag 1 m bedragen.
- Scheefhang van de caisson moet worden gecompenseerd met ballast, of door provisorisch herstel van de schade.

Dit laatste alléén indien ballast een te grote diepgang veroorzaakt.

In de volgende paragraaf wordt de scheefhang berekend van de caisson na scheepsaanvaring, om zodoende te bepalen of provisorisch herstel van de schade noodzakelijk is voor transport van de caisson.

8.1 Scheefhang

Door de schade aan twee compartimenten zal de caisson na een scheepsaanvaring een deel van het opdrijvend vermogen missen. De extra diepgang van 1 m waarmee rekening is gehouden na een scheepsaanvaring, is inclusief scheefstand van de caisson. Een controle berekening wordt uitgevoerd om te bepalen of de scheefhang toelaatbaar is. De berekening zal op een zelfde wijze plaats vinden als in paragraaf 7.9.2. Voor de berekening van de scheefhang van de caisson t.g.v. aanvaringsschade wordt verwezen naar bijlage XI.

Door verlies aan beton t.g.v. een scheepsaanvaring zal een scheefstand optreden van de caisson. Berekend is:

- $M = 4791 \text{ kNm}$
- $I = 2214 \text{ m}^4$
- $\phi = 0,22 \text{ rad.}$

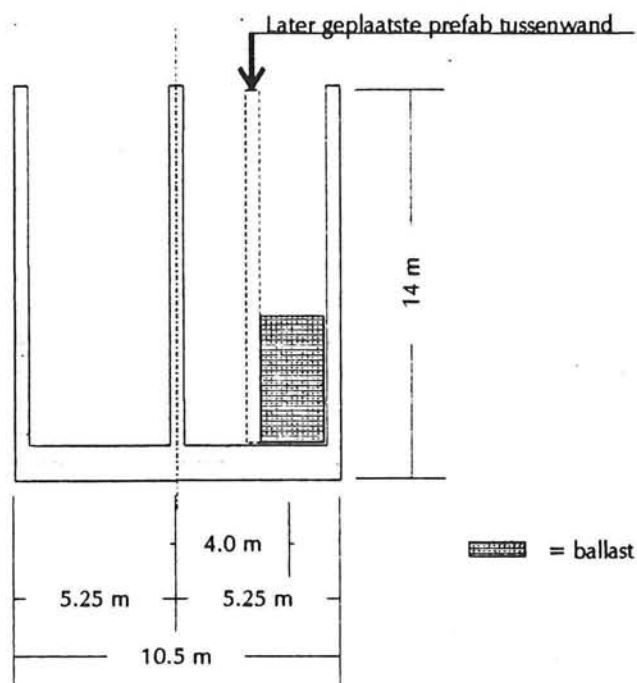
De scheefstand die dan optreedt is: $5,25 \times 0,22 = 1,15 \text{ m.}$

De gemiddelde diepgang, berekend in bijlage XI, (dus exclusief scheefstand) na een scheepsaanvaring is: $d_{gem} = 9,7 \text{ m.}$

De diepgang van het diepstgelegen punt is dan: $9,7 + 1,15 = 10,85 \text{ m.}$

De caisson moet echter 'rechtstandig' kunnen worden vervoerd. Via ballast kan de caisson recht worden gekregen. Dit wordt aangetoond via de onderstaande berekening.

Voor de ballast wordt uitgegaan van het zand wat reeds in de caisson aanwezig is. De excentriciteit van de resulterende kracht van deze ballast is: 4,0 m (zie afbeelding 8.1).



Afbeelding 8.1 Excentriciteit ballast (zand)

Om het aandrijvend moment te compenseren is een kracht, met bovenstaande excentriciteit, nodig van:

$$- \quad F = M/e = 4791 \text{ kNm}/4,0 \text{ m} = 1198 \text{ kN}$$

Deze kracht levert een extra diepgang van:

$$- \quad \Delta d = F/(A_{\text{vloer}} \times 10) = 1198/(255,2 \times 10) = 0,5 \text{ m}$$

De totale diepgang van de caisson komt hiermee op:

$$- \quad 9,7 + 0,5 \approx 10,2 \text{ m}$$

Deze diepgang is kleiner dan de maximaal toegestane diepgang.

Het volume grond benodigd voor de compensatie van het aandrijvend moment is:

$$- \quad V = F/\gamma_{\text{grond}} = 1198/17 \approx 70 \text{ m}^3$$

Afhankelijk van welke compartimenten zijn stukgevaaren, zal tot een zo gunstig mogelijke verdeling van de grond moeten worden gekomen over de compartimenten welke nog in tact zijn.

Dus na een aanvaring waarbij twee compartimenten beschadigd zijn, kan de caisson rechtstandig worden vervoerd. Ballast in de vorm van grond wordt toegepast om het aandrijvend moment te compenseren.

8.2 Compartimentgrootte II

Uit een eerdere beschouwing, in paragraaf 6.1.2, m.b.t. de toegepaste compartimentgrootte werd geconcludeerd dat de kans dat bij een aanvaring maar twee compartimenten worden stukgevaren gering is. Om aan dit knelpunt in het ontwerp tegemoet te komen kunnen de compartimenten worden vergroot. Dit blijkt uit de berekening in paragraaf 8.1.

De compartimentgrootte is namelijk gebaseerd op het uitgangspunt dat de extra diepgang t.g.v. een scheepsaanvaring maximaal 1 m mag bedragen waarbij de maximale diepgang na aanvaring maximaal 11 m mag bedragen. Uitgegaan werd dus van een diepgang van een heel caisson van 10 m.

In paragraaf 8.1 is de diepgang van een stukgevaren caisson berekend op 10,2 m. De caisson zal dus nog een extra diepgang van 0,8 m mogen hebben. De compartimentgrootte mag dus in feite groter zijn dan de hier toegepaste, waarbij de kans dat twee compartimenten worden stukgevaren (gegeven een aanvaring) toeneemt.

Voor dit afstudeerwerk zal geen terugkoppeling plaats vinden. Volstaan wordt echter met bovenstaande signalering.

Hoofdstuk 9 Terugkoppeling naar eindfase

Voor de stabiliteit van de caisson in de eindfase zijn in hoofdstuk 4 de volgende stabiliteitscriteria onderzocht:

- Voldoende veiligheid van de caisson tegen afschuiving.
- Resultante van H en V binnen de kern van het grondvlak van de caisson.

Voor beide stabiliteitscriteria is uitgegaan van het maximale eigengewicht van de caisson ($F_{\text{eigen}} = 26,7 \text{ MN}$), behorende bij een diepgang van 10 m. De verwachting was namelijk dat uit de berekeningen m.b.t. de drijffase een caisson zou volgen waarvan het eigengewicht ongeveer gelijk zou zijn aan het maximale eigengewicht.

Voor de caisson volgend uit de berekeningen m.b.t. de drijf- en herstelfase geldt:

- $F_{\text{eigen}} \approx 25,5 \text{ MN}$
- $d_1 \approx 9,8 \text{ m}$

Het berekende gewicht is ongeveer 5% kleiner dan die aangehouden voor de berekeningen m.b.t. de eindfase.

Uiteraard heeft dit invloed op de stabiliteit in de eindfase.

9.1 Herberekening stabiliteit eindfase

De berekeningen hier uitgevoerd zullen op dezelfde wijze geschieden als in hoofdstuk 4. Hier wordt volstaan met het vermelden van de resultaten:

Voor de verticale resultante wordt berekend:

- $V = 58,1 \text{ MN}$

Hieruit volgt voor de toegestane horizontale resultante (uitgaande van $n = 1,5$):

- $H \leq 22,4 \text{ MN}$

De berekende horizontale resultante is:

- $H = 26,8 \text{ MN}$

De bereikte veiligheid m.b.t. afschuiving is:

- $n = 1,25$

Uitgaande van het maximale eigengewicht was $n = 1,27$ berekend. Het verschil is zeer klein zodat dezelfde conclusies m.b.t. de afschuifveiligheid van kracht blijven, zoals vermeld in paragraaf 4.5.

Voor de resultante R van H en V was reeds berekend dat deze aangrijpt buiten de kern van het grondvlak van de caisson. Voor het berekende kleinere gewicht zal dit criterium nog iets ongunstiger worden. Dit effect zal marginaal zijn vanwege de kleine verschillen in verticale resultante.

Ook m.b.t. dit criterium zullen dezelfde conclusies van kracht blijven zoals vermeld in paragraaf 4.5.

Hoofdstuk 10 Bevestiging consôles aan de caisson

10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk volgt een nadere (kwalitatieve-) beschouwing m.b.t. de bevestiging van de consôles, t.b.v. plaatsing van de dokdeurrail, aan de caisson. In hoofdstuk is reeds vermeld dat voor het corrigeren van plaatsafwijkingen van de caisson de dokdeurrail aan de caissons moet worden bevestigd na plaatsing. voor de wijze van bevestiging wordt verwezen naar paragraaf

Bovenstaande manier vormt de mogelijkheid om de roldeur te allen tijde (binnen de grenzen van de toelaatbare plaatsafwijkingen) voor de dokingang te plaatsen.

In dit hoofdstuk komt aan bod:

- Plaatsafwijkingen van de caisson
- Systeem om plaatsafwijkingen te corrigeren

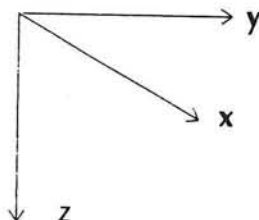
10.2 Plaatsafwijkingen van de caisson

De caissons zullen zelfdrijvend aangevoerd worden en terplaatse worden afgezonken. Hoewel dit laatste met de huidige stand van techniek vrij nauwkeurig kan gebeuren (plaatsafwijkingen $O(0,25\text{ m})$) zal voor het plaatsen van de dokdeurrail rekening moeten worden gehouden met plaatsafwijkingen. Dit is van belang met het oog op het vrij kunnen bewegen van de dokdeur langs de caissons.

De plaatsafwijkingen welke kunnen optreden kunnen een combinatie zijn van translaties en rotaties van de caisson. Werkend in een orthogonaal assenstelsel kunnen de volgende translaties worden onderscheiden:

- $\pm \Delta x$ = translatie in lengte richting van de caissons
- $\pm \Delta y$ = translatie in breedte richting van de caissons
- $\pm \Delta z$ = translatie in hoogte richting van de caissons

Zie afbeelding 10.1.



Afbeelding 10.1

Orthogonaal assenstelsel

Tevens kunnen de volgende rotaties optreden:

- rotatie om de x-as
- rotatie om de y-as
- rotatie om de z-as

Een translatie in x-richting en een rotatie om de z-as zijn afwijkingen die niet van belang zijn m.b.t. het plaatsen van de consôles. Hierbij wordt opgemerkt dat translaties in de x-richting afwijkingen zijn waarmee rekening moet worden gehouden in de afmetingen van de caissons zelf.

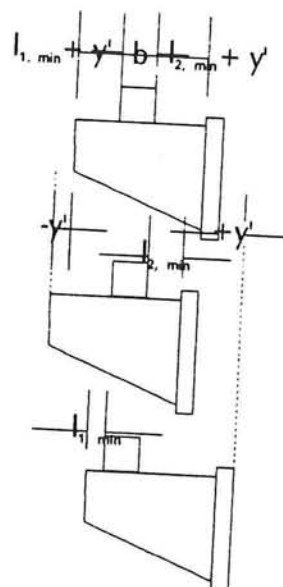
In de volgende paragraaf zal worden ingegaan op het systeem om bovenstaande plaatsafwijkingen te compenseren zodat de dokdeur te allen tijde kan worden geplaatst.

10.3 Systeem om plaatsafwijkingen te compenseren

Om niet alle werkzaamheden tot het laatste moment uit te stellen, zullen de consôles van de dokdeur reeds worden gefabriceerd voordat de caissons worden geplaatst. Omdat bij het plaatsen van de caissons afwijkingen t.o.v. de theoretische plaats kunnen optreden moet in de afmetingen van de consôles hier reeds rekening mee worden gehouden.

Hoe de translatie in y-richting wordt gecompenseerd wordt geïllustreerd in afbeelding 10.2.

Uit de eerste afbeelding volgt dat aan weerskanten van de theoretische plaats van de dokdeurrail een vrije ruimte van Δy aanwezig moet zijn om optredende plaatsafwijkingen van de caisson te compenseren in het stellen van de dokdeurrail. De grootte van $l_{2, \min}$ volgt uit de eis gesteld aan de minimale afstand tussen de dokdeur en de caisson. Zo ook volgt de grootte van $l_{1, \min}$ uit de minimale afstand die moet gelden tussen de dokdeurrail en de rand van de consôle.



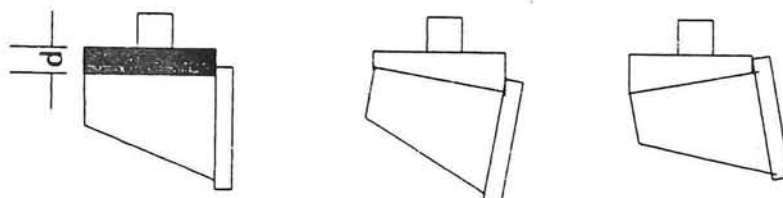
Afbeelding 10.2

Plaatsafwijking in y-richting

De volgende plaatsafwijkingen moeten worden gecompenseerd door het toepassen van een op maat te maken afdekplaat:

- Translaties in z-richting
- Rotaties van de caisson om de x- en de y-as

Deze afdekplaat wordt op maat gemaakt nadat de plaatsafwijkingen van de caisson bekend zijn, en wordt op de consôle bevestigd. De manier van compensatie van een rotatie om de x-as en een translatie in de z-richting wordt geïllustreerd in afbeelding 10.3.



Afbeelding 10.3 Rotatie en plaatsafwijking, in z-richting, van de caisson

Er geldt (voor kleine rotaties van de caisson):

$$d = l \times \phi + \Delta z$$

Symbolen:

- d = Dikte afdekplaat
- l = Afstand voorkant consôle tot rotatiecentrum van de caisson
- ϕ = Rotatie van de caisson
- Δz = Translatie van de caisson in z-richting

Een rotatie om de y-as wordt op een zelfde manier als hierboven gecompenseerd.

Hoofdstuk 11 Conclusie en aanbevelingen

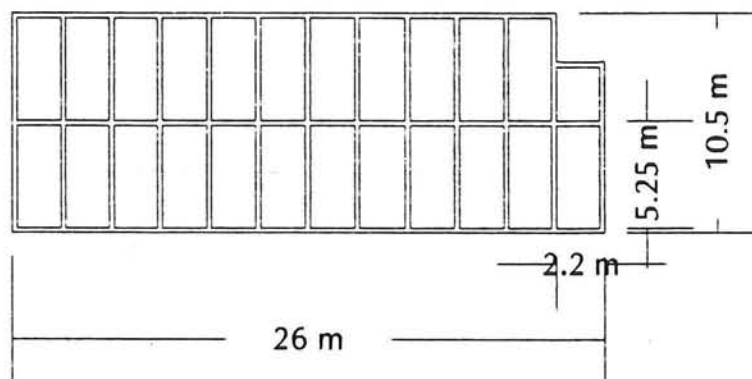
In het kader van een haalbaarheidsstudie naar de toepassing van de caissonvariant t.p.v. de dokingang van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg, is onderzocht:

- Inpassing caissonontwerp in de dokingang (= ontwerp dokingang).
- Het ontwerpproces van de caisson.

Het ontwerpproces legt de caisson een aantal eisen op waaraan voldaan moet worden, voor verschillende fasen waarin de caisson kan verkeren. Aan bod komen de volgende fasen:

- Eindfase
- Drijffase
- Herstelfase

Voor de berekeningen is uitgegaan van de volgende caissonafmetingen (zie afbeelding 11.1):



Afbeelding 11.1

Afmetingen van de uitgangs-caisson

- Lengte = 26 m
- Breedte = 10,5 m
- Hoogte = 14 m
- Aantal compartimenten = 24
- Compartiment oppervlak $\approx 11,55 \text{ m}^2$

Eindfase:

Voor de eindfase is de verwachting dat deze caisson voldoet. De veiligheid tegen afschuiving is voor een extreme belastingsituatie berekend op: $n = 1,25$. Daaruit is geconcludeerd dat de 'werkelijk' aanwezige veiligheid $\geq 1,25$. De verwachting is dat voor een niet extreme belastingsituatie de geëiste veiligheid wordt bereikt van $n = 1,5$.

De resultante van H en V gaat niet door de kern van het grondvlak. Geadviseerd wordt om d.m.v. cirkelvormiglijvlak onderzoek te bepalen of er voldoende veiligheid bestaat tegen afschuiven van de grond.

Drijffase:

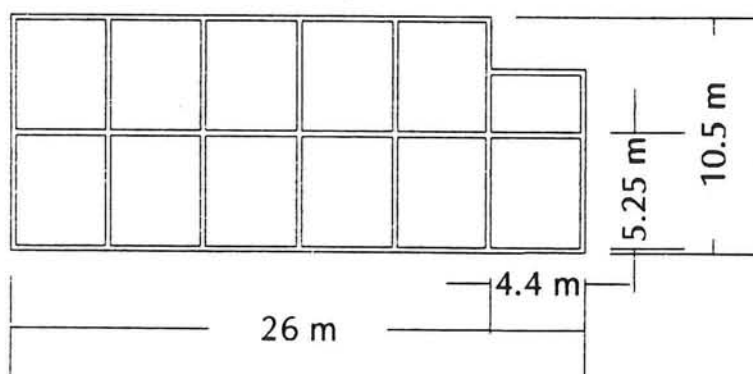
Uit een controleberekening van de diepgang is gebleken dat de uitgangscaisson niet zelfdrijvend vervoerd kan worden.

Voor de bepaling van de diepgang is het betonvolume van de caisson bepaald. Daartoe zijn de caissolelementen (= vloer + wanden) gedimensioneerd op afschuifdraagvermogen. De elementen zijn daarbij geschematiseerd als een in twee richtingen dragende plaat.

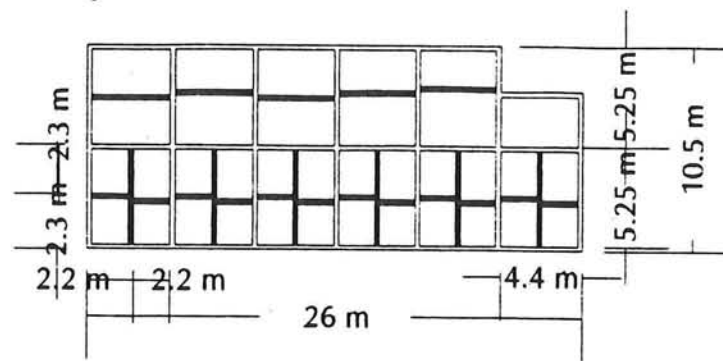
Om tot een zelfdrijvend caisson te komen is gekozen voor de volgende ontwerpaanpassing en voorziening:

- Halvering aantal compartimenten (24 \Rightarrow 12)
- Plaatsen prefab betonwanden ter reductie van de overspanning in de eindfase.

De afmetingen van de caisson blijven onveranderd, alleen de layout veranderd wat het aantal compartimenten betreft. Bovendien moeten de overspanningen van de hoofdwanden worden gehalveerd in de eindfase. Dit zal geschieden d.m.v. prefab betonnen elementen (zie voor een layout van de caisson in drijf- en eindfase afbeelding 11.2 resp 11.3, pag 100))



Afbeelding 11.2 **Caisson-layout (drijffase)**



Afbeelding 11.3 Caisson-layout (eindfase)

Voor bovenstaande caisson is het volgende berekend:

- $V_{b, \max} \approx 1067 \text{ m}^3$ ($F_{\text{eigen, max}} \approx 26,7 \text{ MN}$)
- $V_{b, t} \approx 1020 \text{ m}^3$ ($F_{\text{eigen}} \approx 25,5 \text{ MN}$)
- $A_{\text{vloer}} = 266,75 \text{ m}^2$
- $d \approx 9,8 \text{ m}$
- $d_{\text{herstel}} \approx 10,2 \text{ m}$

Voor zowel de gebruikssituatie als de herstelfase wordt gebruik gemaakt van ballast om de caisson rechtstandig te vervoeren, de hierboven vermelde diepgang is inclusief de ballast.

Voor de gebruikssituatie wordt hiervoor gebruik gemaakt van beton:

- $V_{b, \text{ballast}} \approx 22 \text{ m}^3$ (= 556 kN)
- $e = 4,5 \text{ m}$ (= excentriciteit t.o.v. de symmetrie-as)

Voor de herstelsituatie wordt gebruik gemaakt van het reeds in de caisson aanwezige zand als ballast:

- $V_{\text{zand, ballast}} \approx 70 \text{ m}^3$ (= 1198 kN)
- $e = 4 \text{ m}$

Elementdikten van de caisson:

- Vloer: $h = 1,3 \text{ m}$
- Voorwand: $h = 0,35 \text{ m}$
- Langstussenwand: $h = 0,35 \text{ m}$
- Achterwand: $h = 0,35 \text{ m}$
- B. tussenwanden: $h = 0,35 \text{ m}$
- Linkerzijwand: $h = 0,45 \text{ m}$
- Rechterzijwand: $h = 0,50 \text{ m}$

Bovenstaand caisson voldoet dus aan alle gestelde eisen in de eind-, drijf- en herstelfase.

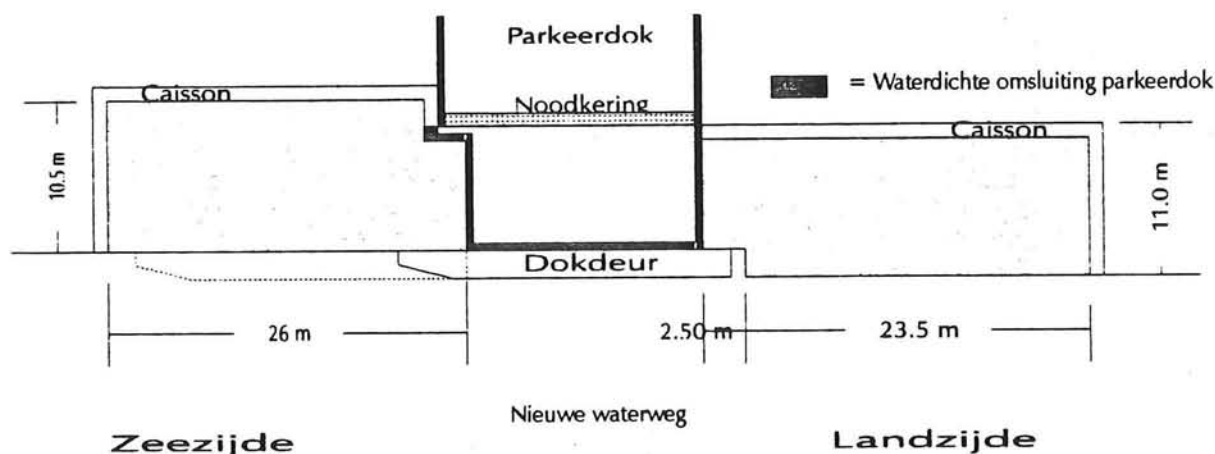
Bij de dimensionering van de caissonelementen (= vloer + wanden) is voor de overspanning van de elementen uitgegaan van de h.o.h.-afmetingen. Dit is ongunstig aangezien de dwarskracht in de dag van de oplegging bepalend is voor de elementdikte. uit een beschouwing is gebleken dat het ongunstige effect marginaal is.

Voor de bepaling van de diepgang van de caisson is uitgegaan van de bovengrens van het betonvolume, gebaseerd op een ondergrens van de afschuifsterkte (volgens Rafla). Uit een berekening volgt dat dit uitgangspunt niet te conservatief is.

Dit laatste betekent dat de caisson in ieder geval zelfdrijvend kan worden vervoerd. Een kleiner gewicht is alleen ongunstig voor de stabiliteit in de eindfase, uit een definitieve berekening kan blijken dat m.b.t. dit laatste aanvullende voorzieningen nodig zijn om aan de stabiliteit te voldoen. Gedacht kan worden aan het vullen van de caisson met een zwaarder materiaal dan zand.

Voor de berekende caisson wordt het volgende concept-ontwerp van de dokingang voorgesteld:

De geometrie van het ontwerp wordt weergegeven in een boven- en zijaanzicht van de dokingang (zie afbeelding 11.4).



Afbeelding 11.4 Geometrie dokingang (bovenaanzicht)

De caissons worden geplaatst in een nis van het landhoofd. De grondkering van de nis wordt gevormd door een combiwand (deze vindt ook toepassing als grondkering in het huidige ontwerp).

De ruimte tussen de combiwand en de caissons moet worden opgevuld om de te verwachten optredende verplaatsingen t.g.v. een scheepsaanvaring te beperken. In eerste instantie wordt voor de opvulling uitgegaan van zand.

Als grondkering van het talud op de caisson, naar het parkeerdok, zullen L-muren op de caisson worden geplaatst welke na een scheepsaanvaring verwijderbaar zijn.

De fundering van de caissons bestaat uit een laag stortsteen afgewerkt met een grindlaag, om een gelijkmatig draagvlak te creëren.

Tussen de caissons dient een dokvloer te worden geplaatst. Daartoe zal een prefab vloer worden aangebracht nadat de caissons zijn geplaatst. De dokvloer dient waterdicht aan te sluiten op de caissons, aangezien het parkeerdok droog moet kunnen worden gezet t.b.v. onderhoud en herstelwerkzaamheden aan de sektordeur.

De water en slibdichte afsluiting van het parkeerdok naar de Nieuwe Waterweg toe wordt gevormd door een roldeur, welke voor de caissons langs kan bewegen. De geleiding van de dokdeur zal plaatsvinden langs een bovenrail, geplaatst op de caissons, en een onderrail, bevestigd onder water aan de caissons. Het bewegingswerk om de dokdeur te openen en te sluiten wordt gevormd door lieren.

Ter plaatse van de parkeerdokingang dient de onderrail te worden bevestigd aan de prefabdokvloer.

De onderrail voor de geleiding van de dokdeur kan worden geplaatst op consôles bevestigd aan de caissons en de prefab dokvloer.

T.b.v. de functionering van de dokdeur zullen de plaatsafwijkingen van de caisson worden gecorrigeerd in het stellen van de dokdeurrail. Uit een kwalitatieve analyse in dit rapport is gebleken dat binnen bepaalde grenzen de dokdeur te allen tijde te plaatsen is. In de lengte van de consôles wordt voorzien in horizontale afwijkingen van de caisson. Rotaties en verticale verplaatsingen worden gecompenseerd d.m.v. een op maat te maken afdekplaat welke op de consôles kan worden geplaatst.

Bovenstaand ontwerp toont aan dat de gekozen caissonvariant toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang.

Zoals in de inleiding vermeld van dit rapport moet de hier uitgevoerde haalbaarheidsstudie worden gezien in het kader van een uitgebreide afwegingsprocedure tussen het huidige ontwerp van de dokingang (zoals op het moment wordt gerealiseerd door de B.M.K), de gekozen caissonvariant en eventueel andere alternatieven.

Een eerste aanleiding voor deze haalbaarheidsstudie is de verwachting dat een caissonvariant enkele voordelen biedt t.o.v. het huidige ontwerp van de dokingang (= combiwand en kistdam):

- Bouw van de caisson vindt plaats in een dok zodat ter plaatse van de relatief kleine ruimte rond de dokingang geen ingewikkelde werkzaamheden hoeven plaats te vinden.
- Bij 'kleinere' aanvaringsschade kunnen herstelwerkzaamheden in den droge plaatsvinden (in het Verolmedok).

Deze voordelen worden ten dele teniet gedaan door de aanvullende voorzieningen waaronder de caissonvariant toepassing kan vinden t.p.v. de dokingang. Zo zullen na plaatsing van de caisson tussenwanden moeten worden aangebracht in de compartimenten om aan de gewenste sterkte in de eindfase te kunnen voldoen. Dit betekent dat alsnog werkzaamheden plaats moeten vinden in de relatief kleine ruimte rond de dokingang.

Of de caisson opdrijfbaar is na aanvaringsschade moet blijken uit onderzoek naar het feit of de, voor dit onderzoek gehanteerde, eis: 'Twee compartimenten stuk, de caisson moet nog zelfdrijvend te vervoeren zijn', juist is.

Gezien de benodigde ontwerpaanpassing en voorziening van de caissonvariant, wordt niet verwacht dat in een nadere afweging gekozen wordt voor de caissonvariant.

In het kader van de uit te voeren afwegingsprocedure worden de volgende aanbevelingen gedaan:

(aan te houden in onderstaande volgorde):

- **Contrôle van de eis:** 'Twee compartimenten stuk, de caisson moet nog zelfdrijvend te vervoeren zijn':

Indien blijkt dat deze eis niet juist is, hetzij niet juist is toegepast, dan zal uit een globale berekening moeten blijken of het nog mogelijk is om te eisen dat de caisson zelfdrijvend te vervoeren moet zijn na beperkte aanvaringsschade. Zo niet dan mag dit ook niet meer als voordeel worden gezien van de caisson t.o.v. het huidige ontwerp. De verwachting is dat de eis stand kan houden aangezien de toe te passen compartimentgrootte groter mag zijn dan die berekend is in dit rapport. Uit een berekening is namelijk gebleken dat de caisson na aanvaring nog een extra diepgang mag hebben van 0,8 m, bovenop de reeds eerder berekende extra diepgang van 0,5 m (zie hoofdstuk 8).

- **Terugkoppeling naar de afwegingsprocedure:**

Hierin moet worden meegenomen dat de verwachte voordelen van de caissonvariant t.o.v. het huidige ontwerp ten dele teniet worden gedaan t.g.v. aanvullende voorzieningen waaronder de caissonvariant toepassing kan vinden.

Indien uit de afwegingsprocedure blijkt dat de caissonvariant vooralsnog een reël alternatief vormt t.o.v. het huidige ontwerp en eventuele andere alternatieven, dan kan gestart worden met definitieve berekeningen.

In eerste instantie zullen de definitieve berekeningen zich moeten richten op de knelpunten welke in dit rapport aan het licht zijn gekomen:

- **Geëiste veiligheid van de caisson tegen afschuiving:**

De bereikte veiligheid voor een extreme belastingsituatie is $n = 1,25$. De geëiste veiligheid in de gebruikssituatie is 1,5. De verwachting is dat deze veiligheid wordt gehaald, een berekening zal dit moeten aantonen.

- **Fundatie- (korrel-) drukken onder het caisson-grondvlak niet groter dan de toegestane waarde:**

Een indicatie hiervoor is in dit rapport verkregen door te controleren of de resultante van H en V door de kern van het caisson grondvlak gaat. Uit deze berekening blijkt van niet. Om te controleren of de optredende fundatie korreldrukken niet groter zijn dan de toegestane korreldrukken zal afschuiving van de grond moeten worden onderzocht, d.m.v. een glijcirkelberekening.

- **Definitieve dimensionering van de caissolelementen:**

Aan bod moet komen:

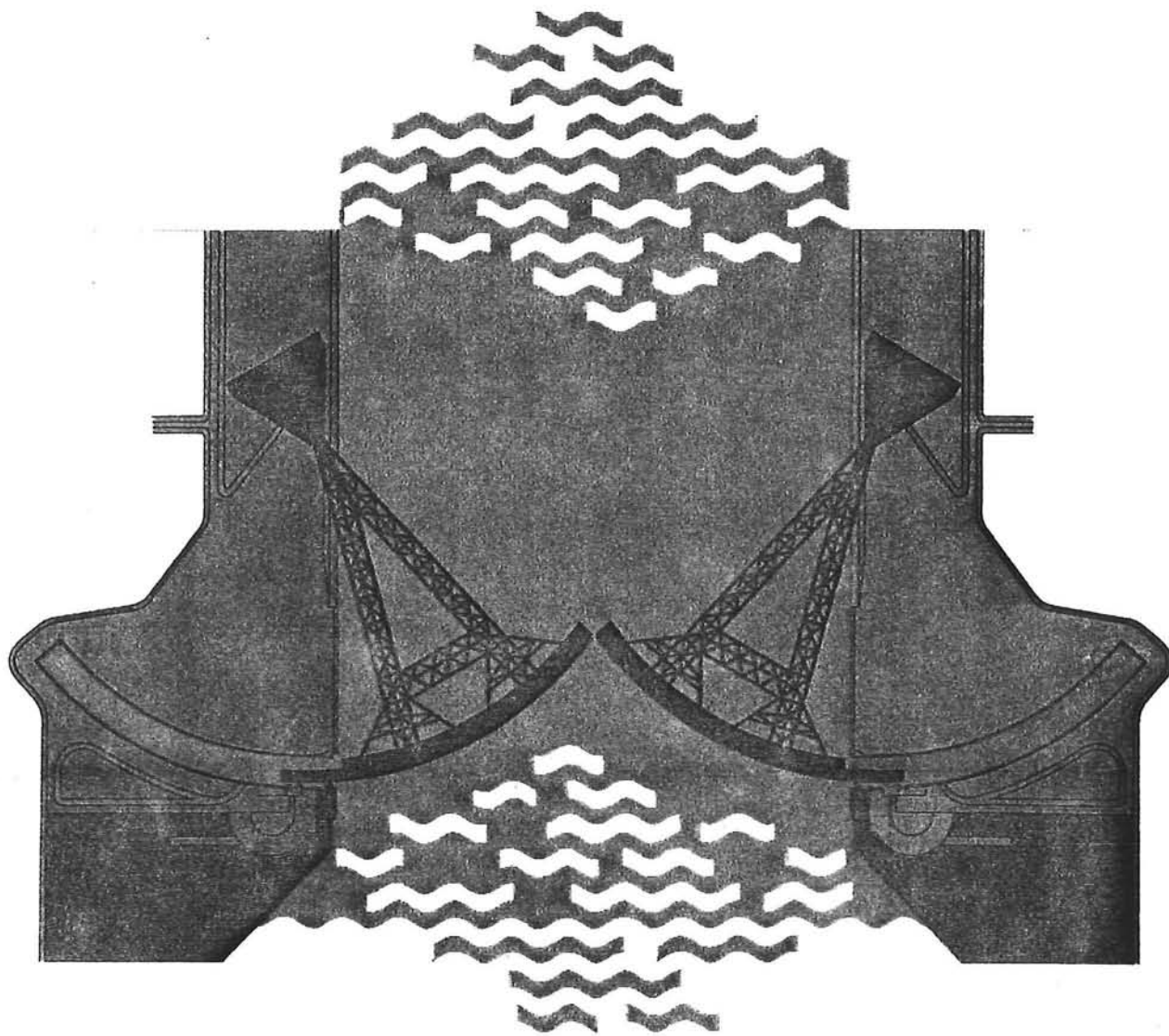
- Dimensionering op momenten (ter bepaling van de benodigde wapening);
 - Dimensionering op dwarskracht (maatgevend);
 - Scheurwijdte.
- Terugkoppeling naar overige fasen van het ontwerpproces.

Literatuurlijst

- [1] d'Angremond K., f3 Waterbouwkunde. Delft, 1990.
(Diktaat: pag. 44)
- [2] Walraven J., g20A Gewapend beton. Delft, 1990.
(Diktaat: pag 49 t/m 56)

4/6

STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG



SCHEEPSAANVARINGEN

Scheepsaanvaringen

Spanningen op de caissonwanden

Student: P.J. Turnhout
Studie nr.: 845228

Afstudeercommissie: K.G. Bezuyen
T. Glerum
T. Groeneweg
A. Pruijssers

T.U. Delft

Voorwoord

Dit rapport over scheepsaanvaringen, is een onderdeel van mijn afstudeerwerk. De uitkomsten van dit rapport zijn niet het eigenlijke doel van dit afstuderen, maar zullen verder toepassing vinden in de dimensionering van de caissonwanden op sterkte.

De moeilijkheid van het onderzochte probleem, en de gekozen eenvoudige oplossingsmethode hebben ertoe geleid dat de oplossing niet altijd even voorspoedig is verlopen. Er bleven nogal wat vragen open tijdens de uitwerking van dit probleem. Ik wil via deze weg met name dhr. A. Pruijssers bedanken voor de tijd die hij voor mij heeft vrij gemaakt, om op deze vragen een antwoord te vinden.

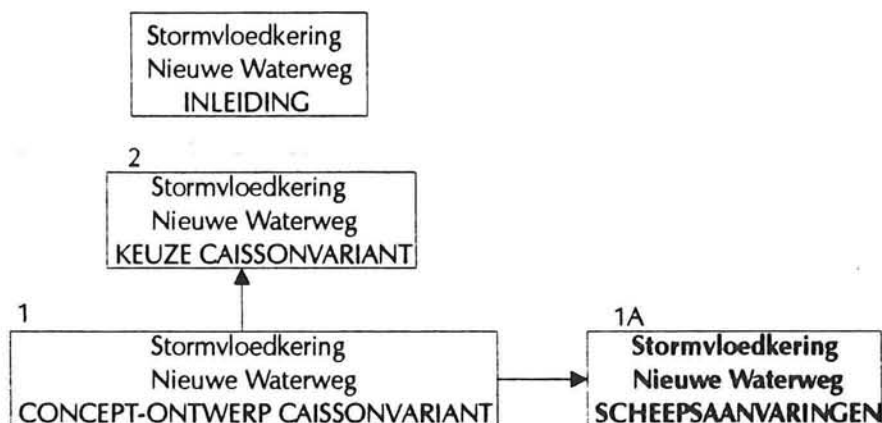
Overzicht rapporten

In onderstaand schema treft u een overzicht aan van de in het kader van dit afstudeerwerk verschenen rapporten.

De cijfers geven aan in welke volgorde de rapporten 'moeten' worden gelezen.

Het rapport: 'Stormvloedkering Nieuwe Waterweg (inleiding)', geeft een overzicht van de stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg en een beschrijving van de belangrijkste onderdelen daarvan. Dit rapport is bedoeld voor degenen die geen of onvoldoende inzicht hebben in het ontwerp van de stormvloedkering. Voor een beschrijving van de onderdelen, voortkomend uit dit ontwerp, welke worden genoemd in de overige rapporten wordt dan ook verwezen naar dit inleidende rapport.

Het rapport wat u op dit moment voor zich heeft staat in onderstaand schema dik gedrukt.



Inhoudsopgave

Samenvatting		5
Hoofdstuk 1	Inleiding	6
1.1	Onderwerp	6
1.2	Doel van de berekeningen	7
Hoofdstuk 2	Aanvaringsmodel	8
2.2	Inleiding	8
2.2	Beschrijving model	8
2.3	Toelichting invoerparameters	9
2.3.1	Schuifveer a en b	9
2.3.2	Grondveer c en d	10
2.3.3	Bodemschuifveer e en f	11
2.3.4	Grondveer g en h	12
2.3.5	Scheepsveer i en j	12
2.4	Beperkingen model	13
2.4.1	Inleiding	13
2.4.2	Rotatie	13
2.4.3	Wateroverspanning in de grond	14
2.4.4	Schuifveren a en b	14
2.4.5	Grondveren c en d	14
2.4.6	Schuifveren met bodem e en f	15
2.4.7	Grondveren g en h, in de caisson	15
2.4.8	Scheepsveren i en j	16
2.4.9	Relatie model-'werkelijkheid'	16
2.4.10	berekende spanningen als bovengrens voor de werkelijk optredende spanningen	17
2.5	Toelichting berekeningen	18
2.5.1	Wet van behoud van energie	18
2.5.2	Kracht-indringingsrelatie	18
2.5.3	Bepaling spanningen op de caissonwanden	20
Hoofdstuk 3	Invoer van het model	21
3.1	Inleiding	21
3.2	Gegevens	21
3.2.1	Aanvaring	21
3.2.2	Caissonafmetingen	22
3.2.3	Grondgegevens	22
3.3	Berekening invoerparameters	23
3.3.1	Energiedissipatie x- en y-richting	23
3.3.2	Stijfheid grondveren c; d; g; h	24
3.3.3	Stijfheid schuifveren a en b	25
3.3.4	Stijfheid bodemschuifveren e en f	25
3.3.5	Stijfheid scheepsveren i en j	25
3.3.6	Maximale kracht grondveren c en d	26
3.3.7	Maximale kracht individuele grondveren c_n en d_n	26
3.3.8	Maximale kracht schuifveren a en b	28
3.3.9	Maximale kracht bodemschuifveren e; f	29
3.4	Overzicht invoerparameters	30

Hoofdstuk	4	Berekening spanning op caissonwanden t.g.v. een scheepsaanvaring	32
	4.1	Inleiding	32
	4.2	Kracht-indringingsrelatie x-richting	32
	4.2.1	Energiedissipatie x-richting	33
	4.2.2	Spanningen op de caissonzijwand	34
	4.3	Kracht-indringingsrelatie y-richting	35
	4.3.1	Energiedissipatie y-richting	35
	4.3.2	Spanningen op de caissonachterwand	36
	4.4	Maatgevende spanningssituatie	37
Hoofdstuk	5	Modelgrenzen	39
	5.1	Inleiding	39
	5.2	Variatie stijfheid K_x	39
	5.3	Variatie stijfheid K_y	40
Hoofdstuk	6	Conclusie	41

Bijlagen

Bijlage I	Passieve korrelspanning naast en achter de caisson	iii
Bijlage II	Maximale krachten individuele grondveren, x- en y-richting	vi
Bijlage III	Maximale krachten bodemschuifveren e en f	ix
Bijlage IV	Kracht-indringingsrelatie individuele veren, x-richting	xiii
Bijlage V	Kracht-indringingsrelatie totale systeem, x-richting	xvii
Bijlage VI	Kracht-indringingsrelatie individuele veren, y-richting	xxi
Bijlage VII	Kracht-indringingsrelatie totale systeem, y-richting	xxvi
Bijlage VIII	Variatie stijfheid K_x	xxx
Bijlage IX	Variatie stijfheid K_y	xxxvii

Samenvatting

In dit rapport worden de spanningen berekend werkend op de zij- en achterwand van de caisson, t.g.v. een scheepsaanvaring. De berekende spanningen dienen als uitgangspunt voor een eerste dimensionering op sterkte van de caisson wanden.

Uitgaande van dit doel is een eenvoudig model opgesteld om de betreffende spanningen te berekenen. De berekende spanningen vormen, t.g.v. vele onzekerheden, een schatting van de bovengrens van de werkelijk optredende spanningen. De berekeningen zijn voor een deel met het spreadsheetprogramma 'Excel' en voor een deel met de hand uitgevoerd.

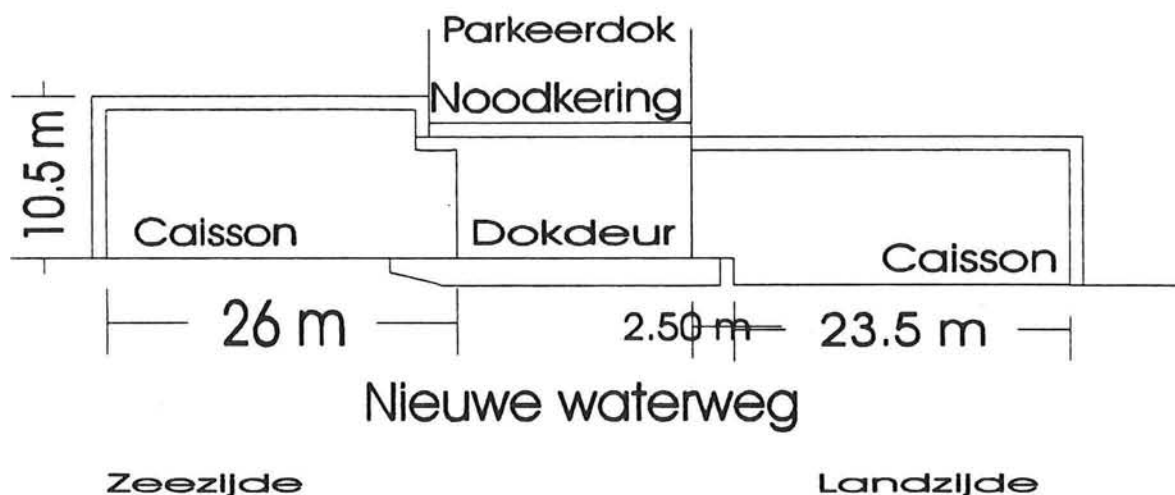
Aan de hand van de uitkomsten van het model kan worden geconcludeerd:

- Spanning op de zijwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is maatgevend boven de spanning optredend in de drijffase van de caisson.
- Spanning op de achterwand (grenzend aan de grondaanvulling), t.g.v. een scheepsaanvaring, is bovenaan maatgevend. Onder aan de wand is de spanning in drijffase maatgevend.

Hoofstuk 1 Inleiding

1.1 Onderwerp

Voor een dimensionering van de caisson op sterkte is het belangrijk om te controleren of t.g.v. een scheepsaanvaring een spanningssituatie optreedt die maatgevend is boven de spanning in de gebruikssituatie. Daarbij wordt uitgegaan van de volgende inrichting van het landhoofd (zie afbeelding 1.1).



Afbeelding 1.1 Bovenaanzicht landhoofd, t.p.v. dokingang

Door verschillende oorzaken kunnen schepen op de Nieuwe Waterweg uit hun koers raken en het landhoofd van de Stormvloedkering aanvaren. De oorzaken kunnen zijn:

- menselijk falen;
- technische storingen.

De oorzaken en alles wat met het schip gebeurt voor en tijdens de aanvaring zijn voor dit rapport van ondergeschikt belang.

Dit rapport richt zich op de gevolgen van aanvaringen voor een caisson, voor de volgende situatie:

- Caisson wordt direct aangevaren.
- Aanvaring vindt plaats in de richting van de grondaanvulling

Bepaald moet worden of t.g.v. een aanvaring er een maatgevende belastingssituatie optreedt voor de wanden van de caisson. Hierbij wordt uitgegaan van een maatgevende scheepsaanvaring, welke gekarakteriseerd wordt door:

- energie op moment van aanvaring (100 MNm);
- hoek waaronder het schip de caisson aanvaart (30°).

De wanden waarbij rekening moet worden gehouden met een eventuele maatgevende belasting situatie t.g.v. een scheepsaanvaring, zijn de zijwand en de achterwand welke grenzen aan de grondaanvulling.

Voor de voorwand kan gesteld worden dat deze bezwijkt, door direkt contact met aanvarend schip.

Voor de zijwand grenzend aan het parkeerdok kan gesteld worden dat de belasting t.g.v. een aanvaring, in de richting van het parkeerdok, wordt opgenomen door de langswanden (zeer stijve elementen) van de caisson en vervolgens wordt afgedragen naar de parkeerdokvloer. Deze zijwand zal dus t.g.v. een aanvaring niet maatgevend worden belast, de wand ondervindt namelijk geen tegendruk.

Bij een aanvaring in de richting van het parkeerdok, moet wel worden onderzocht of het geheel van twee caissons met daartussen de dokvloer afschuift of niet. Dit onderwerp komt hier niet aan de orde. Er zal echter op worden teruggekomen nadat de afmetingen van de dokvloer globaal zijn bepaald.

Voor de berekeningen is gebruik gemaakt van een eenvoudig aanvaringsmodel, waarbij de onderdelen zijn geschematiseerd tot een massa-veer systeem. De berekeningen zijn voor een deel met het spreadsheetprogramma 'Excel' en voor een deel met de hand uitgevoerd.

In dit rapport komen achtereenvolgens aan bod: het gehanteerde aanvaringsmodel. Gegeven wordt een beschrijving van het aanvaringsmodel, een toelichting op de invoer en de beperkingen van het model. Hierna zal globaal de wijze van berekening worden uiteengezet en de waarde die aan de resultaten van het model mag worden gehecht. In hoofdstuk 3 worden de invoerparameters berekend en in hoofdstuk 4 volgen de uiteindelijke berekeningen met de resultaten.

Aanvullend zal in hoofdstuk 5 worden ingegaan op de range waarbinnen de spanningen op de wanden kunnen variëren. Door voor enkele parameters extreme waarden in te voeren, kunnen de model grenzen worden bepaald. De mate waarin de spanningen kunnen variëren, zal meewegen in de waarde die aan de resultaten mag worden gehecht.

Getracht is om de meeste, eenvoudige, berekeningen op te nemen in de tekst zelf. Waar de berekeningen te uitgebreid zijn wordt verwezen naar de bijlagen. Uit redenen van overzichtelijkheid zijn de bijlagen samengevoegd tot een apart rapportje, zodat tekst en berekeningen naast elkaar kunnen worden gehouden.

1.2 Doel van de berekeningen

Het doel is om de spanningen te bepalen op de zij- en achterwand van de caisson, grenzend aan de grondaanvulling, t.g.v. een scheepsaanvaring.

De berekende spanningen kunnen dienen als uitgangspunt voor een dimensionering op sterkte, van de caisson, indien deze maatgevend zijn boven de spanningen die gelden in de normale gebruikssituatie.

Hoofdstuk 2 Aanvaringsmodel

2.1 Inleiding

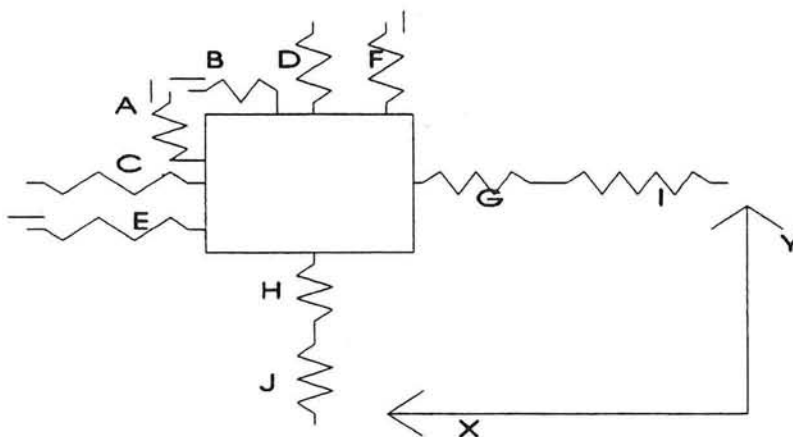
Voor de bepaling van de spanningen t.g.v. een scheepsaanvaring, op de zij- en achterwand van de caisson zal in dit hoofdstuk een model worden gepresenteerd. Het model is zodanig opgesteld dat deze toegankelijk is voor een handberekening.

Naast een beschrijving van het model, wordt in dit hoofdstuk ingegaan op de beperkingen van het model en zal een toelichting worden gegeven op de wijze van berekening.

2.2 Beschrijving model

Het model dat gebruikt wordt, waarbij een x- en y-richting worden onderscheiden, ziet er als volgt uit (zie afbeelding 2.1).

De verschillende onderdelen die binnen dit systeem kunnen worden onderscheiden worden geschematiseerd als veer. Onderstaande lijst geeft een overzicht van de gehanteerde veren in het model:



- a = schuifveer;
- b = schuifveer;
- c = grondveer;
- d = grondveer;
- e = bodem schuifveer;
- f = bodem schuifveer;
- g = grondveer in de caisson;
- h = grondveer in de caisson;
- i = scheepsveer;
- j = scheepsveer.

Afbeelding 2.1 Grafische voorstelling aanvaringsmodel

Het model vraagt om de volgende invoerparameters:

- Stijfheid veren.
- Maximale kracht welke zich in een veer kan ontwikkelen.
- Hoeveelheid kinetische energie van het schip op moment van aanvaring (aanvaarenergie).
- Hoek waaronder het schip de caisson aanvaart.

Voor een toelichting op de eerste twee invoerparameters wordt verwezen naar paragraaf 2.3.

De uitvoer zal bestaan uit een kracht-indringingsrelatie voor de gedefinieerde situatie, waaruit berekend kunnen worden:

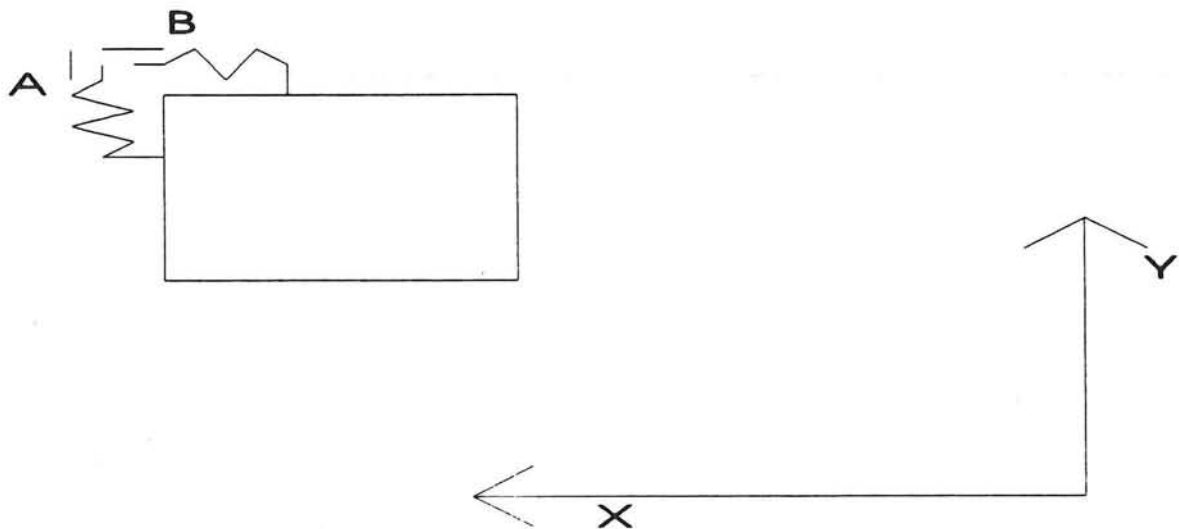
- Krachten optredend in de veren.
- Indrukkingen van veren.

Hierbij gaat het om de krachten die optreden in de grondveren c en d, aangezien deze overeenstemmen met de krachten welke loodrecht komen te werken op de caissonzij- resp. caisson-achterwand.

Bij aanvang van de berekening worden de veren verondersteld spanningsloos te zijn. De krachten die worden berekend zijn krachtsverhogingen in de betreffende veren.

2.3 Toelichting invoerparameters

2.3.1 Schuifveer a en b



Afbeelding 2.2 Schuifveren a en b

Invoerparameters x-richting:

- Stijfheid = K_a ;
- $F_{wr a, max} = f(F_{c, max})$;

De wrijving die optreedt tussen de caissonzijwand en de aangrenzende grondaanvulling, wordt geschematiseerd door schuifveer a met stijfheid K_a . Voor de stijfheid wordt in dit model uitgegaan van een constante waarde.

De maximale kracht die zich kan ontwikkelen in schuifveer a, $F_{wr a, max}$ is een functie van de maximale kracht die zich kan ontwikkelen in grondveer c, $F_{c, max}$. $F_{wr a, max} = f(F_{c, max})$

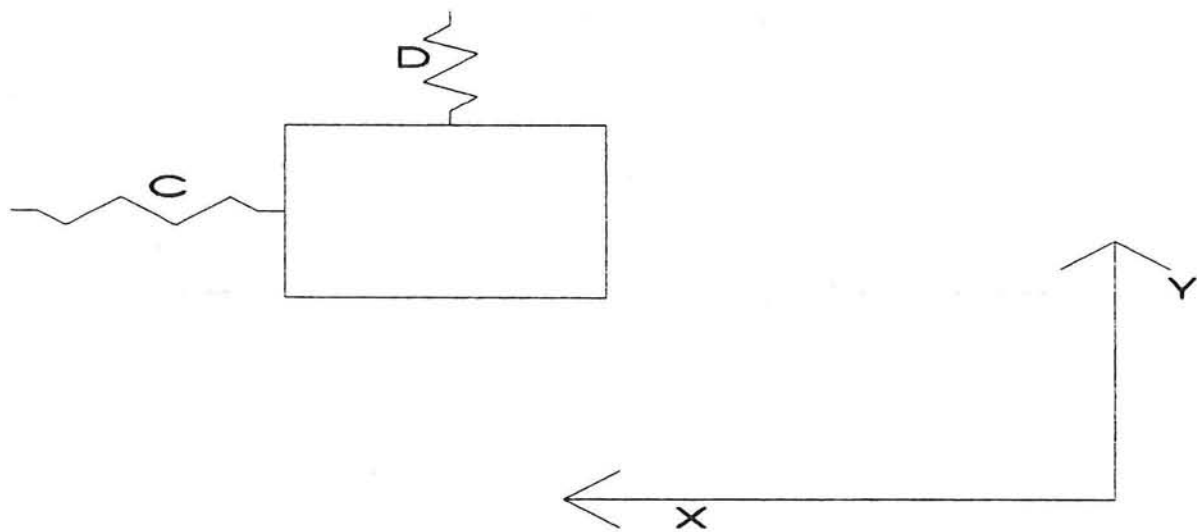
Invoerparameters y-richting:

- Stijfheid = K_b ;
- $F_{wr\ b, \max}$ = $f(F_{d, \max})$;

De wrijving die optreedt tussen de caissonachterwand en de aangrenzende grondaanvulling, wordt geschematiseerd door schuifveer b met stijfheid K_b . Voor de stijfheid wordt in dit model uitgegaan van een konstante waarde.

De maximale kracht die zich kan ontwikkelen in schuifveer b, $F_{wr\ b, \max}$, is een functie van de maximale kracht die zich kan ontwikkelen in grondveer d, $F_{d, \max}$. $F_{wr\ b, \max} = f(F_{d, \max})$.

2.3.2 Grondveer c en d



Afbeelding 2.3 Grondveren c en d

Invoerparameters x-richting:

- Stijfheid = K_c ;
- $F_{c, \max}$ = passiefkracht;

Het naast de caisson gelegen grondmassief wordt geschematiseerd door grondveer c met een gemiddelde stijfheid K_c .

De maximale kracht, $F_{c, \max}$ die zich kan ontwikkelen is de passiefkracht.

Invoerparameters y-richting:

- Stijfheid = K_d ;
- $F_{d, \max}$ = passiefkracht;

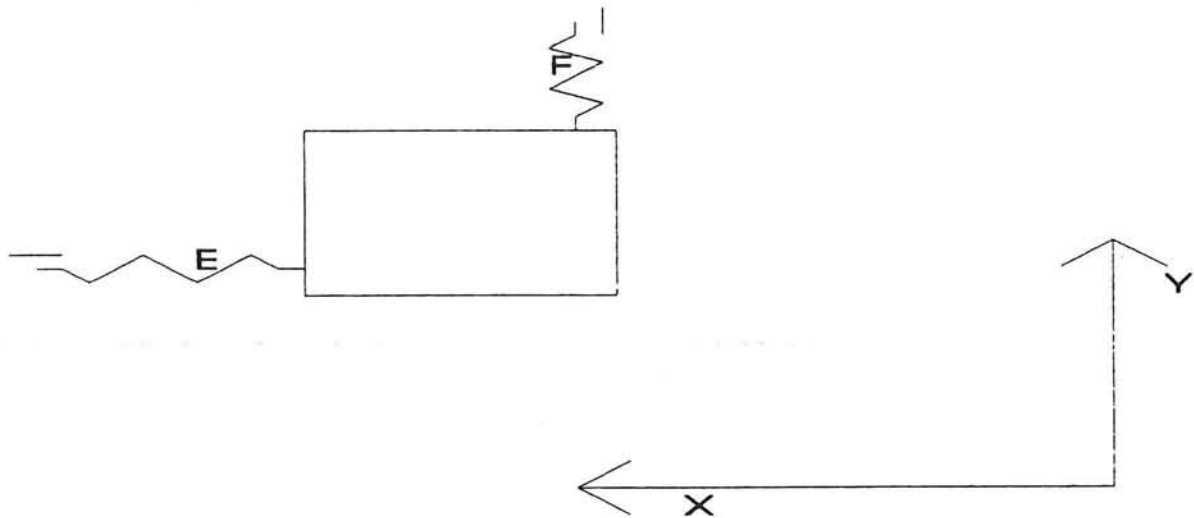
Het achter de caisson gelegen grondmassief wordt geschematiseerd door grondveer d met een gemiddelde stijfheid K_d .

De maximale kracht, $F_{d, \max}$, die zich kan ontwikkelen is de passiefkracht.

In het model is de grondveer 'opgesplitst' in een vijftal, op regelmatige afstand over de hoogte verdeelde veren (voor zowel de x- als de y-richting). Op deze manier kan per laag worden bekeken welke spanning optreedt en of al dan niet de passieve spanning wordt bereikt. Bovendien wordt op deze wijze in rekening gebracht dat de stijfheid van de grond afneemt indien over een bepaalde hoogte de passieve spanning is bereikt.

Door uit te gaan van een gemiddelde stijfheid geldt dat de individuele stijfheden, $K_{e,i}$ voor de x- en $K_{d,i}$ voor de y-richting, van de over de hoogte verdeelde veren, gelijk zijn.

2.3.3 Bodemschuifveer e en f



Afbeelding 2.4 Bodemschuifveren e en f

Invoerparameters x-richting:

- Stijfheid = K_e ;
- $F_{e, \max}$ = $f(F_{\text{vertikaal}})$;

De bodemwrijving, in x-richting, wordt geschematiseerd door bodemschuifveer e met stijfheid K_e .

De maximale kracht, $F_{e, \max}$, die zich in deze veer kan ontwikkelen is een functie van de funderingsdruk. $F_{e, \max} = f(F_{\text{vertikaal}})$

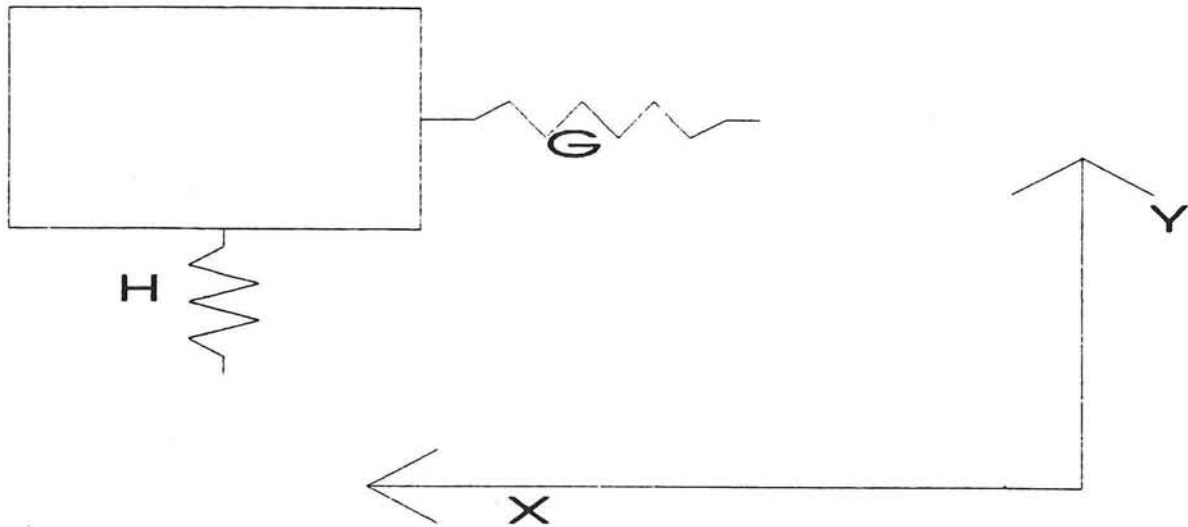
Invoerparameters y-richting:

- Stijfheid = K_f ;
- $F_{f, \max}$ = $f(F_{\text{vertikaal}})$;

De bodemwrijving, in y-richting, wordt geschematiseerd door bodemschuifveer f met stijfheid K_f .

De maximale kracht, $F_{f, \max}$, die zich in deze veer kan ontwikkelen is een functie van de funderingsdruk. $F_{f, \max} = f(F_{\text{vertikaal}})$

2.3.4 Grondveer g en h



Afbeelding 2.5 Grondveer g en h

Invoerparameters x-richting:

- Stijfheid = K_g ;
- F_g = onbegrensd;

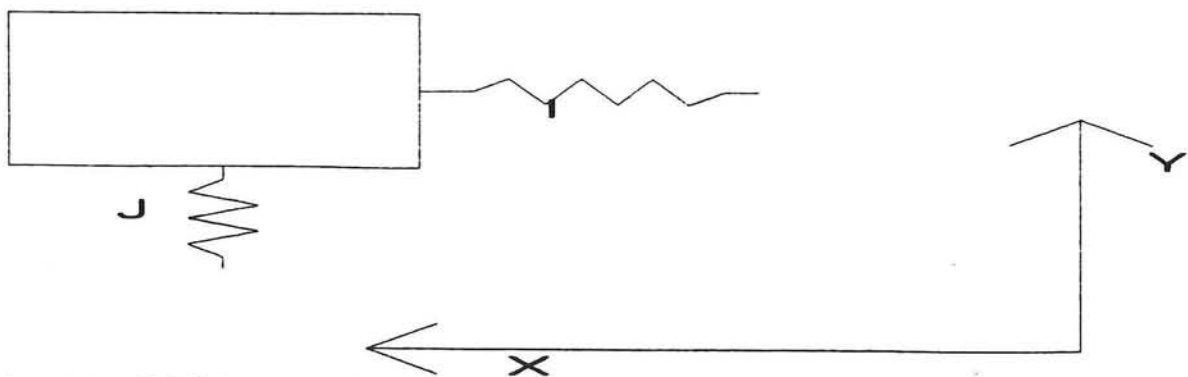
De grond die zich in de caisson bevindt wordt, in x-richting, geschematiseerd door grondveer g. De stijfheid van de veer, K_g is een gemiddelde stijfheid. De kracht, F_g , die zich in de veer kan ontwikkelen, is onbegrensd.

Invoerparameters y-richting:

- Stijfheid = K_h ;
- F_h = onbegrensd;

De grond die zich in de caisson bevindt wordt, in y-richting, geschematiseerd door grondveer h. De stijfheid van de veer, K_h is ook hier een gemiddelde stijfheid. De kracht, F_h , die zich in de veer kan ontwikkelen, is onbegrensd.

2.3.5 Scheepsveer i en j



Afbeelding 2.6 Scheepsveer i en j

Invoerparameters x-richting:

- Stijfheid = K_i ;
- F_i = onbegrensd;

Het schip wordt, in x-richting, geschematiseerd door veer i. De stijfheid van de veer, K_i , is een gemiddelde stijfheid.

De kracht, F_i , die zich in de veer kan ontwikkelen is onbegrensd.

Invoerparameters y-richting:

- Stijfheid = K_j ;
- F_j = onbegrensd;

Het schip wordt, in y-richting, geschematiseerd door veer j. De stijfheid van de veer, K_j , is een gemiddelde stijfheid.

De kracht, F_j , die zich in de veer kan ontwikkelen is onbegrensd.

2.4 Beperkingen model

2.4.1. Inleiding

Het model, zoals beschreven in de voorliggende paragrafen, is zeer grof van opzet. Enkele schematiseringen zijn in de voorliggende paragrafen aan bod gekomen.

In deze paragraaf zal getracht worden aan te geven op welke punten het model afwijkt van de werkelijkheid. Indien mogelijk zal worden aangegeven wat de toegepaste schematiseringen voor invloed hebben op de resultaten van dit model, t.o.v. de werkelijke situatie.

De werkelijke situatie is daarbij een veronderstelde werkelijkheid, omdat er geen metingen voorhanden zijn van spanningen die bij een scheepsaanvaring op een flexibele constructie optreden.

2.4.2 Rotatie

Het model beschrijft alleen een translatie van de caisson t.g.v. een scheepsaanvaring.

In werkelijkheid zal er, naast een translatie, zowel een rotatie kunnen optreden om een verticale als om een horizontale as.

De invloed van deze schematisatie op de berekende spanningen is niet te schatten. Indien namenlijk wel rekening wordt gehouden met een rotatie, verandert het gehele mechanisme.

In het geval van een rotatie om een verticale as, zal de maximale schuifspanning worden 'benut' door een translatie en een rotatie van de caisson.

Rotatie om een horizontale as, betekent kantelen van de caisson. Kantelen van de caisson zal optreden indien de resultante van horizontale- en verticale krachten buiten het grondvlak van de caisson- bodem valt.

Uit bovenstaande punten volgt dat het evenwicht waaraan het systeem moet voldoen, zich beperkt tot die van het horizontale krachtenevenwicht.

2.4.3 Wateroverspanning in de grond

In het model wordt geen rekening gehouden met het verschijnsel dat grond kan veranderen in een dikke vloeistof. Dit verschijnsel kan optreden indien het grondwater onder een belasting niet voldoende snel kan wegstromen. Dit leidt tot een wateroverspanning, waarbij de korreldrukken in de grond, ongeveer, 0 worden.

Dit verschijnsel zal niet tot maatgevende spanningen op de caissonwanden leiden en hoeft als zodanig niet te worden meegemodelleerd.

Gezien het feit dat de grond hier snel wordt belast, zal er zeker onderzoek naar het optreden van dit verschijnsel plaats moeten vinden. De verplaatsingen van de caisson die hierbij optreden zullen namelijk wel maatgevend zijn. Dit onderwerp ligt echter niet in de lijn van dit afstudeerwerk.

2.4.4 Schuifveren a en b

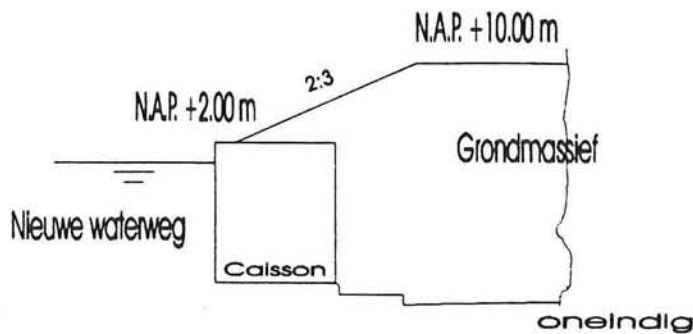
Voor de stijfheid van de schuifveren a en b, wordt uitgegaan van een konstante stijfheid. In werkelijkheid zal de stijfheid van de grond, tegen het schuiven van de caisson langs de grond-aanvulling, toenemen.

De verwachting is dat bij kleinere verplaatsingen de wrijvingskracht via het model wordt overschat, t.o.v. de werkelijke situatie. Dit leidt tot een onderschatting van de werkelijk optredende spanningen.

2.4.5 Grondveren c en d

Grond wordt lineair elastisch verondersteld. Voor de stijfheid van de grond wordt in het model uitgegaan van een konstante stijfheid. De grond is geschematiseerd als een perfect plastisch materiaal. Dit betekent dat bij een bepaalde spanning lokaal de vervormingen onbegrensd kunnen toenemen (plastische vervorming), en dat bij lagere spanningen geen plastische vervormingen optreden. de vloeivoorwaarde is daarbij alleen afhankelijk van spanningen.

Voor de stijfheid zal een globale stijfheid worden gehanteerd. In deze stijfheid zal ook de invloed van de grond welke zich bevindt van 0 tot ∞ , achter of naast de caisson worden verdisconteerd, (zie afbeelding 2.7).



Afbeelding 2.7 Grondmassief achter de caisson

In werkelijkheid zal de stijfheid van de grond toenemen bij toenemende diepte.

De verplaatsingen berekend met het model zijn globale verplaatsingen van de caisson, en mogen daarom niet worden vertaald naar lokale verplaatsingen in de grond.

De schematisatie van een globale stijfheid is wel goed m.b.t. de spanningen. Er wordt dus een concessie gedaan t.a.v. de optredende lokale verplaatsingen.

2.4.6 Schuifveren met bodem e en f

Ook hier zal voor de stijfheid worden uitgegaan van een konstante waarde. In de praktijk is dit zeker voor een eerste dimensionering aanvaard.

2.4.7 Grondveren, g en h, in de caisson

Voor de stijfheid van de grond in de caisson zal dezelfde waarde worden aangehouden als die geldt voor de grond achter de caisson.

Bij kleinere indringingen levert dit een aardige benadering (afgezien van de schematisering van een constante stijfheid). Bij grotere indringingen zal de grond in de caisson stijver reageren, hiervoor zijn de volgende redenen te bedenken:

- grond in de caisson reageert als opgesloten grond;
- stijve elementen in de caisson, wanden, zorgen voor directe krachtoverdracht.

Dus bij grotere indringingen zal in werkelijkheid minder energie in de caisson worden gedissipeerd. De kracht op de achterwand, berekend via het model is een onderschatting van de werkelijk optredende kracht.

2.4.8 Scheepsveren i en j

Voor het schip wordt uitgegaan van een konstante stijfheid. Er wordt geen rekening gehouden met het optreden van plasticiteit. Dit leidt tot een overschatting van de kracht welke optreedt in het schip.

In werkelijkheid zal deze kracht beperkt zijn en zal door het optreden van plasticiteit het schip meer energie dissiperen. De kracht op de achterwand, berekend via het model is een overschatting van de werkelijk optredende kracht.

2.4.9 Relatie model-'werkelijkheid'

In de paragrafen 2.4.2 t/m 2.4.8 is aangegeven welke schematiseringen zijn toegepast. Tevens is getracht aan te geven in hoeverre het toegepaste model een beschrijving levert van de werkelijkheid.

In hoeverre de resultaten van dit model de werkelijkheid beschrijven is niet met zekerheid te zeggen, aangezien er geen resultaten van metingen of andere proeven voorhanden zijn. Echter zeker is de wetenschap dat de meeste aanvaringsmodellen in de praktijk de grondveer net zo slecht meenemen.

Wel geconcludeerd kan worden:

- De berekende verplaatsingen zijn globale verplaatsingen van de caisson. Deze verplaatsingen mogen niet worden vertaald naar lokale verplaatsingen.
- De onderschattingen van de optredende spanningen, zoals aangegeven in paragraaf 2.4.4 en 2.4.7 zullen opwegen tegen de overschatting zoals aangegeven in paragraaf 2.4.8.

Om iets meer te kunnen vertellen over de waarde die gehecht mag worden aan de berekende spanningen, zal meer in detail op de uitkomsten van het model moeten worden ingegaan, zie paragraaf 2.4.10.

2.4.10 Berekende spanningen als bovengrens voor de werkelijk optredende spanningen

De waarde van de op de caissonwanden werkende spanning, t.g.v. een scheepsaanvaring, ligt tussen een onder en een bovengrens. In het algemeen, volgens de theorie van gronddrukken, zoals gepubliceerd door Rankine of Coulomb, kunnen deze grenzen als volgt worden gekwalificeerd:

$$\begin{aligned}\text{Ondergrens} &= \text{neutrale horizontale korrelspanning} = \lambda_n \times \sigma_{\text{vertikaal}}; \\ \text{Bovengrens} &= \text{passieve horizontale korrelspanning} = \lambda_p \times \sigma_{\text{vertikaal}}.\end{aligned}$$

Symbolen:

- λ_n = coëfficiënt voor de horizontale korrelspanning, behorende bij neutraalspanning.
- λ_p = coëfficiënt voor de horizontale korrelspanning, behorende bij passiefspanning.
- $\sigma_{\text{vertikaal}}$ = verticale korrelspanning.

Wordt er voor de op de caissonwanden werkende spanningen uitgegaan van de passieve korrelspanning, dan wordt er voorbij gegaan aan het feit dat er een bepaalde hoeveelheid energie binnen het systeem moet worden gedissipeerd.

T.o.v. de theorie van gronddrukken kan worden opgemerkt:

Via het model wordt een betere schatting verkregen van de optredende kracht bij scheepsaanvaring, dan wanneer er wordt uitgegaan van de passiefkracht. In het model wordt rekening gehouden met een bepaalde maximale hoeveelheid aanvaringsenergie welke moet worden gedissipeerd. De berekende spanningen kunnen dan worden gezien als een bovengrens van de werkelijk optredende spanningen, i.p.v. de passieve horizontale korrelspanning.

Indien wordt uitgegaan van een nauwkeuriger aanvaringsmodel, moet er rekening mee worden gehouden dat via dat model een bovengrens wordt berekend die hoger ligt dan de in dit rapport berekende bovengrens. Aangezien geen referentiewaarden voorhanden zijn, wordt voor de resultaten van het hier gehanteerde model, liever gesproken van een schatting van de bovengrens van de werkelijk optredende spanningen.

Opgemerkt wordt dat een nauwkeuriger (fijner geschematiseerd) model niet per definitie betere resultaten levert.

Geconcludeerd kan worden:

- De via dit model berekende spanningen kunnen worden aangehouden als zijnde een schatting van de bovengrens van de werkelijk optredende spanningen.

De range waarbinnen deze spanningen kunnen variëren kunnen worden bepaald door voor enkele invoerparameters extreme waarden in te voeren. Dit onderdeel zal worden behandeld in hoofdstuk 5; 'Model grenzen'.

2.5 Toelichting berekeningen

2.5.1 Wet van behoud van energie

In deze paragraaf zal in grote lijn de berekening worden uiteengezet. Globaal zal worden beschreven hoe uit de aanvaarenergie de op de caissonwand werkende spanning wordt berekend.

In iedere veer zoals beschreven in paragraaf 2.2; 'Beschrijving model', en 2.3; 'Toelichting invoer parameters', kan energie worden gedissipeerd. De kracht die optreedt bij een scheepsaanvaring kan uit de volgende relatie worden bepaald, gesplitst in y- en x-richting:

$$\begin{aligned}\sum \text{Energie dissipatie veer}_{a, d, f, h, j} &= E_{kin, y} \\ \sum \text{Energie dissipatie veer}_{b, c, e, g, i} &= E_{kin, x}\end{aligned}\tag{2.1}$$

Symbolen:

- $E_{kin, y}$ = aanvaarenergie in y-richting = $1/2 \times m \times v_y^2$
- $E_{kin, x}$ = aanvaarenergie in x-richting = $1/2 \times m \times v_x^2$
- v_y = snelheid van schip, op moment van aanvaring, in y-richting
- v_x = snelheid van schip, op moment van aanvaring, in x-richting

In praktijk komt dit op het volgende neer:

- Bepaal hoeveelheid energie welke moet worden gedissipeerd in x- en y-richting. Dit kan indien gegeven is de aanvaarhoek en de hoeveelheid aanvaarenergie van het schip.
- Bepaal kracht-indringingsrelatie voor het totale systeem van alle veren.
- Bepaal kracht en indringing voor x- en y-richting waarbij voldaan wordt aan relatie 2.1.

Hoe de kracht-indringingsrelatie voor het totale systeem kan worden bepaald, wordt in paragraaf 2.5.2 beschreven.

2.5.2 Kracht-indringingsrelatie

Uitgaande van het feit dat van iedere veer de stijfheid bekend is, en eventueel de maximale kracht welke zich in de veer kan ontwikkelen, kan voor iedere veer een kracht-indringingsrelatie worden opgesteld.

Door gebruik te maken van de regels voor parallel- en seriesystemen van veren, kunnen de stijfheden van de individuele veren samengesteld worden tot een totale stijfheid.

Voor een parallelsysteem geldt:

$$\begin{aligned}\sum \text{Krachten in individuele veren} &= \text{totaal ontwikkelde kracht;} \\ \text{Verplaatsingen van individuele veren} &= \text{totaal optredende verplaatsing.}\end{aligned}$$

Voor een seriesysteem geldt:

$$\begin{aligned}\text{Krachten in individuele veren} &= \text{totaal ontwikkelde kracht;} \\ \sum \text{Optredende verplaatsingen in individuele veren} &= \text{totaal optredende verplaatsing.}\end{aligned}$$

Voor de y-richting geldt:

Parallelsysteem wordt gevormd door:

- schuifveer a;
- grondveer d;
- schuifveer f.

Dit vormt een seriesysteem met:

- grondveer h;
- scheepsveer j.

voor de totale stijfheid, $K_{t,y}$, van het systeem in y-richting geldt nu:

$$1/K_{t,y} = 1/K_h + 1/K_j + 1/(K_a + K_f + K_d)$$

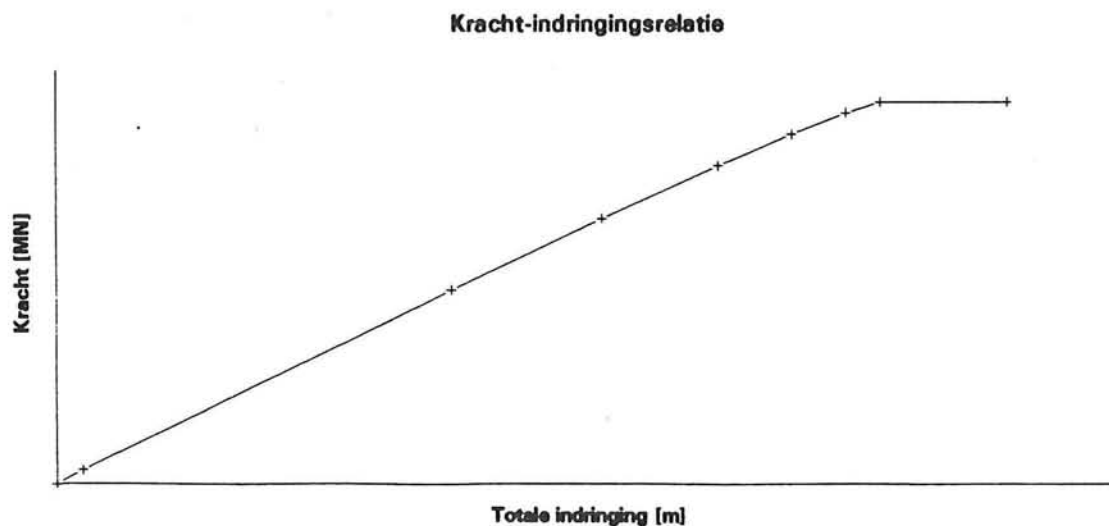
Voor de x-richting geldt iets dergelijks, en kan voor de totale stijfheid, $K_{t,x}$, worden geschreven:

$$1/K_{t,x} = 1/K_b + 1/K_i + 1/(K_b + K_e + K_c)$$

Met deze uitkomsten kan de kracht-indringingsrelatie worden bepaald voor het totale systeem.

Omdat het hier een handberekening betreft, moet van tevoren worden bepaald bij welke verplaatsingen welke veerstijfheid gelijk aan 0 is geworden, oftewel welke veer 'vloeit'. Uitgaande van bovenstaande relaties zal blijken dat er een aantal fasen optreedt waarbij de stijfheid van deze fasen verschilt, vanwege het bovenstaande feit.

In het algemeen kan gesteld worden dat men met dit model een kracht-indringingsrelatie bepaald welke de volgende vorm zal hebben (zie afbeelding 2.8).



Afbeelding 2.8 Kracht-indringingsrelatie, totale systeem

2.5.3 Bepaling spanningen op de caissonwanden

Uitgaande van de kracht-indringingsrelatie voor het totale systeem, worden er een totale kracht en verplaatsing bepaald. Gebruikmakend van de regels voor een parallel- en seriesysteem van veren, kunnen deze kracht en verplaatsing worden vertaald naar krachten en verplaatsingen voor de individuele veren.

De eerste relatie van een parallelsysteem van veren:

$$\sum \text{Krachten in individuele veren} = \text{totaal ontwikkelde kracht,}$$

vertegenwoordigt het krachten evenwicht waaraan het systeem moet voldoen.

De kracht werkend op de zijwand van de caisson kan worden bepaald uit:

$$F_c = F_{t,x} - F_b - F_e.$$

De kracht werkend op de achterwand van de caisson kan worden bepaald uit:

$$F_d = F_{t,y} - F_a - F_f;$$

Symbolen:

- F_a = ontwikkelde kracht in schuifveer a.
- F_b = ontwikkelde kracht in schuifveer b.
- F_c = ontwikkelde kracht in grondveer c.
- F_d = ontwikkelde kracht in grondveer d.
- F_e = ontwikkelde kracht in schuifveer e.
- F_f = ontwikkelde kracht in schuifveer f.
- $F_{t,y}$ = totale ontwikkelde kracht, in y-richting.
- $F_{t,x}$ = totaal ontwikkelde kracht in x-richting.

De spanning werkend op de zij- en achterwand van de caisson is gelijk aan F_c/A resp F_d/A . Hierin is A het oppervlak van de zij- resp. achterwand van de caisson.

Hoofdstuk 3 Invoer van het model

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zullen de invoer gegevens worden berekend voor het model. Allereerst zullen de gegevens worden gepresenteerd waarvan wordt uitgegaan voor deze berekening. In paragraaf 3.3 volgt de berekening en in paragraaf 3.4 zal een overzicht worden gegeven van de berekende invoerparameters.

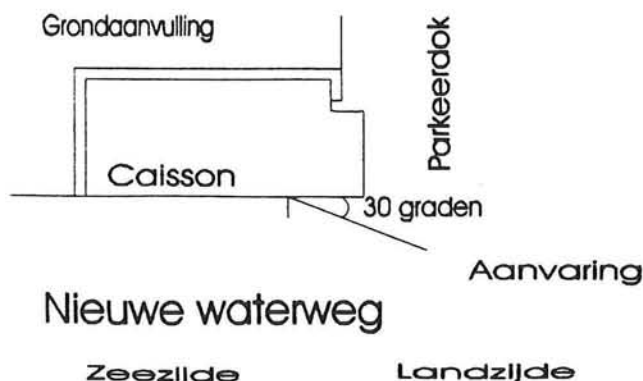
3.2 Gegevens

3.2.1 Aanvaring

- Schip vaart onder een hoek van 30° de caisson aan.
- Totaal te dissiperen aanvaarenergie = 100 MNm.
- $A_{bulb} = 10 \times 10 \text{ m}^2 = 100 \text{ m}^2$
- $K_{schip} = 50 \text{ MN/m}$.

Symbolen:

A_{bulb} = oppervlakte bulbsteven van het schip
 K_{schip} = stijfheid van het schip



Afbeelding 3.1 Aanvaring (bovenaanzicht)

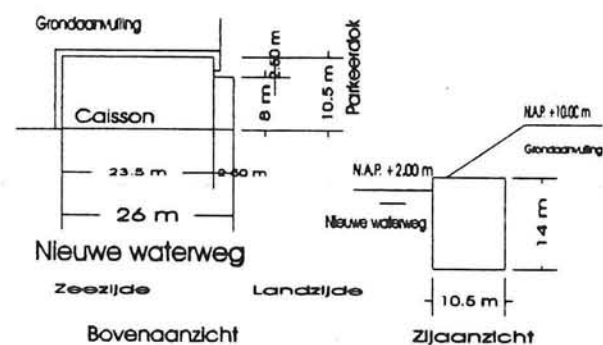
3.2.2 Caissonafmetingen

De volgende caissonafmetingen zijn aangehouden voor de berekening (zie afbeelding 3.2):

- $l = 26 \text{ m.}$
- $b = 10.5 \text{ m.}$
- $h = 14 \text{ m.}$
- $A_{\text{zijwand}} = 10.5 \times 14 = 147 \text{ m}^2.$
- $A_{\text{achterwand}} = 26 \times 14 = 364 \text{ m}^2.$

Symbolen:

- l = lengte van de caisson
- b = breedte van de caisson
- h = hoogte van de caisson
- A_{zijwand} = oppervlakte van de caissonzijwand
- $A_{\text{achterwand}}$ = oppervlakte van de caissonachterwand



Afbeelding 3.2 Boven- en zijaanzicht van de caisson

3.2.3 Grondgegevens

- Talud op de caisson verloopt, onder een helling van 2:3, van N.A.P. + 2 m naar N.A.P. + 10 m (zie afbeelding 3.2).
- Grondwaterstand op N.A.P. 0.0 m.
- $\lambda_{\text{passief}} = 5$
- Passieve korrelspanningen naast de caisson (zie bijlage I)
- Passieve korrelspanningen achter de caisson (zie bijlage I)
- $k = 0.4 \text{ MN/m/m}^2.$

Symbolen:

- λ_{passief} = horizontale korrelspanningscoëfficiënt behorende bij passieve korrelspanning
- k = globale stijfheid grond, deze stijfheid is gegeven per eenheid van oppervlakte.

3.3 Berekening invoerparameters

3.3.1 Energiedissipatie x- en y-richting

Totale hoeveelheid aanvaarenergie welke moet worden gedissipeerd = $E_{kin} = 1/2 \times m \times v^2$.

Symbolen:

- m = massa schip;
- v = snelheid van het schip op moment van aanvaring.

Uitgaande van de totale hoeveelheid kinetische energie, kan voor de hoeveelheid energie voor x- en y-richting de volgende afleiding worden gemaakt.

Met $v^2 = v_x^2 + v_y^2$, volgt hieruit:

$$E_{kin} = 1/2 \times m \times (v_x^2 + v_y^2).$$

Symbolen:

- v_x = snelheid van het schip in x-richting
- v_y = snelheid van het schip in y-richting

Dit is ook te schrijven als:

$$E_{kin} = E_{kin, x} + E_{kin, y} \quad \underline{3.1}$$

Symbolen:

- $E_{kin, x}$ = hoeveelheid energie welke in x-richting moet worden gedissipeerd;
- $E_{kin, y}$ = hoeveelheid energie welke in y-richting moet worden gedissipeerd.

Bij een aanvaarhoek van α , geldt:

$$v_y = v_x \times \tan \alpha.$$

Voor de verhouding van energiedissipatie kan dan worden geschreven:

$$E_{kin, y}/E_{kin, x} = v_x^2 \times \tan^2 \alpha / v_x^2 = \tan^2 \alpha \Leftrightarrow E_{kin, y} = \tan^2 \alpha \times E_{kin, x} \quad \underline{3.2}$$

Vergelijking 3.2 ingevuld in 3.1 levert:

$$E_{kin, x} = \{1/(1 + \tan^2 \alpha)\} \times E_{kin} \quad \underline{3.3}$$
$$E_{kin, y} = \{\tan^2 \alpha / (1 + \tan^2 \alpha)\} \times E_{kin}$$

Gebruikmakend van de gegevens in paragraaf 3.2.1 kan uit vergelijking 3.3 worden berekend:

- $E_{kin, x} = 75 \text{ MNm.}$
- $E_{kin, y} = 25 \text{ MNm.}$

3.3.2 Stijfheid grondveren c; d; g; h

Voor de stijfheid van de grond is een globale stijfheid p.e.v. oppervlakte gegeven. De totale stijfheid van de grondveren c; d; g; h, kan als volgt worden bepaald:

$$K_{\text{totaal}} = k \times A_{\text{kontakt}} \quad 3.4$$

Voor de veren c en d geldt:

A_{kontakt} = kontaktoppervlak tussen de caisson en de aangrenzende grondaanvulling.

Voor de veren g en h geldt:

A_{kontakt} = kontaktoppervlak tussen het schip en de grond in de caisson.

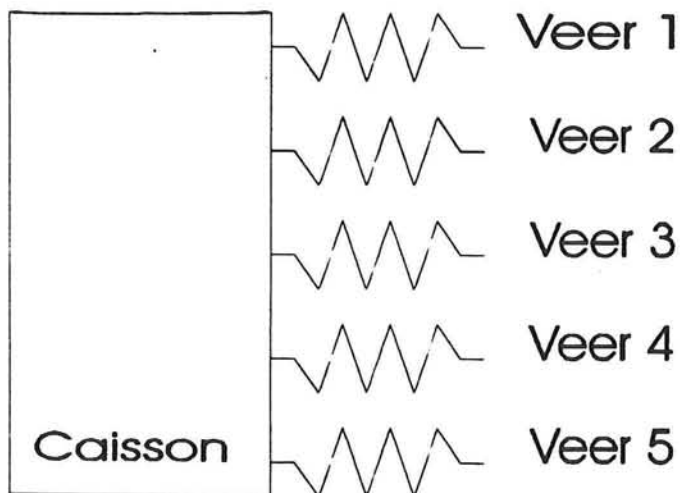
Aannamen:

- Veer c: $A_{\text{kontakt}} = A_{\text{zijwend}}$
- Veer d: $A_{\text{kontakt}} = A_{\text{achterwend}}$
- Veer g: $A_{\text{kontakt}} = A_{\text{bulb}}$
- Veer h: $A_{\text{kontakt}} = A_{\text{bulb}}$

Gebruikmakend van de gegevens in paragraaf 3.2.1 en 3.2.2 wordt berekend:

- $K_c = 58.8 \text{ MN/m}$
- $K_d = 145.6 \text{ MN/m}$
- $K_g = 40 \text{ MN/m}$
- $K_h = 40 \text{ MN/m}$

Door het bereiken van de passieve spanning zal de grondstijfheid afnemen. Om dit proces enigzins te kunnen beschrijven, zullen de veren c en d 'opgesplitst' worden. Op regelmatige afstand, over de hoogte van de caisson verdeeld, zal een 5-tal veren worden toegepast (zie afbeelding 3.3).



Afbeelding 3.3 Over de hoogte verdeelde veren (zowel achter als naast de caisson)

De stijfheden voor deze individuele veren bedragen:

- $K_{o,n} = K_o/5 = 11.76 \text{ MN/m}$; voor $n = 1 \text{ t/m } 5$
- $K_{d,n} = K_d/5 = 29.12 \text{ MN/m}$; voor $n = 1 \text{ t/m } 5$

3.3.3 Stijfheid schuifveren a en b

Een beginschatting van de stijfheid voor de schuifveren a en b is zeer moeilijk te geven. Voor de stijfheid wordt de volgende aanname gehanteerd:

$$K_a = 0.4 \times K_d$$

3.5

$$K_b = 0.4 \times K_o$$

Hierbij is voor de eenvoud van de berekening uitgegaan, dat de stijfheid van de schuifveer in x- cq. y-richting een functie is van de stijfheid van de grondveer in die zelfde richting.

Met de waarden van K_d en K_o berekend in paragraaf 3.3.2, kan voor de stijfheid van de schuifveren worden berekend:

- $K_a = 58.24 \text{ MN/m}$
- $K_b = 23.52 \text{ MN/m}$

3.3.4 Stijfheid bodemschuifveren e en f

Voor de bodemschuifveren wordt een ∞ grote stijfheid aangehouden. In feite wordt de fundering van de caisson daarmee als niet vervormbaar geschematiseerd. De verwachting is dat bij een zeer kleine vervorming van de fundering de maximale wrijvingskracht wordt bereikt. De aanname van een ∞ grote stijfheid is daarmee geoorloofd. Dus:

- $K_e = \infty \text{ MN/m}$
- $K_f = \infty \text{ MN/m}$

3.3.5 Stijfheid scheepsveren i en j

Voor de stijfheid van het schip wordt aangehouden $K_{\text{schip}} = 50 \text{ MN/m}$.

Zowel voor de x- als de y-richting zal voor de stijfheid deze waarde worden aangehouden:

- $K_i = 50 \text{ MN/m}$
- $K_j = 50 \text{ MN/m}$

3.3.6 Maximale kracht grondveren c en d

De maximale kracht die kan optreden in veer c en d is gelijk aan de passiefkracht naast resp. achter de caisson.

De passiefkracht is de kracht welke optreedt bij een volledig over de hoogte ontwikkeld passief grondlichaam. De totale passief kracht, F_{passief} , kan bepaald worden uit het oppervlak van de passieve korrelspanningsfiguur.

Zie voor de horizontale, passieve, korrelspanning naast en achter de caisson bijlage I.

Voor de grond naast de caisson kan worden berekend, per meter breedte:

$$f_{\text{passief}, x} = 14 \times 170 + 12 \times (340-170) + 1/2 \times 2 \times (340-170) + 1/2 \times 12 \times (940-340) \text{ KN/m};$$
$$f_{\text{passief}, x} = 8190 \text{ KN/m}.$$

De totale passiefkracht naast de caisson wordt nu:

$$- F_{\text{passief}, x} = 10.5 \times 8190 = 85995 \text{ KN} \approx 86 \text{ MN}.$$

Voor de grond achter de caisson kan worden berekend, per meter breedte:

$$f_{\text{passief}, y} = 14 \times 425 + 12 \times (595-425) + 1/2 \times 2 \times (595-425) + 1/2 \times 12 \times (1195-595) \text{ KN/m};$$
$$f_{\text{passief}, y} = 11760 \text{ KN/m}.$$

De totale passiefkracht achter de caisson wordt nu:

$$- F_{\text{passief}, y} = 26 \times 11760 = 305760 \text{ KN} \approx 306 \text{ MN}.$$

Voor de maximale kracht in de grondveren c en d geldt nu:

$$- F_{o, \text{max}} = F_{\text{passief}, x} = 86 \text{ MN}$$
$$- F_{d, \text{max}} = F_{\text{passief}, y} = 306 \text{ MN}.$$

3.3.7 Maximale kracht individuele grondveren c_n en d_n

De maximale kracht in de individuele grondveren is gelijk aan de passiefkracht per laag. Over de hoogte worden z veren toegepast, corresponderende met z lagen.

De passiefkracht per laag kan als volgt worden bepaald:

- Bepaal per laag de gemiddelde passiefspanning;
- Vermenigvuldig deze met het oppervlak per laag.

Iedere laag grond welke geschematiseerd wordt door een veer heeft een oppervlak van:

$$A_{\text{laag}} = A_{\text{totaal}}/z$$

Hierin geldt voor veer:

- c; $A_{\text{totaal}} = A_{\text{zijwand}}$
- d; $A_{\text{totaal}} = A_{\text{achterwand}}$

De hoogte van iedere laag is, voor de x- resp. y-richting:

$$h_{\text{laag}} = A_{\text{laag}}/b$$

$$h_{\text{laag}} = A_{\text{laag}}/l$$

Symbolen:

- b = breedte caisson
- l = lengte caisson

Voor het aantal lagen wordt voorlopig aangehouden $z = 5$. De veren worden genummerd van boven naar beneden. Gebruikmakend van de passieve korrelspanningsfiguur uit bijlage I, kunnen de maximale krachten voor de individuele veren worden berekend (zie bijlage II).

Voor de grondveren c_n , zie tabel 3.1.

Voor de grondveren d_n , zie tabel 3.2.

De krachten $F_{c, \text{max}}$ en $F_{d, \text{max}}$ worden in de tabel bepaald door de maximale krachten per laag op te tellen. De totale maximale krachten vormen een voldoende nauwkeurige benadering, van $F_{\text{passief, x}}$ en $F_{\text{passief, y}}$ zoals berekend in paragraaf 3.3.6 (zie tabel 3.1 resp. 3.2).

Tabel 3.1 Maximale kracht in grondveren c_n

	Gemiddelde passiefspanning per laag [MN/m ²]	Oppervlak per laag [m ²]	Maximale kracht $F_{c_n, \text{max}}$ [MN]
Veer 1	0,275	29,4	8,09
Veer 2	0,45	29,4	13,23
Veer 3	0,59	29,4	17,35
Veer 4	0,72	29,4	21,17
Veer 5	0,87	29,4	25,58
$F_{c, \text{max}}$			85,42
$F_{\text{passief, x}}$			86

Tabel 3.2 Maximale kracht in grondveren d_c

	Gemiddelde passiefspanning per laag [MN/m ²]	Oppervlak per laag [m ²]	Maximale kracht F _{on, max} [MN]
Veer 1	0,53	72,8	38,58
Veer 2	0,705	72,8	51,32
Veer 3	0,845	72,8	61,52
Veer 4	0,985	72,8	71,71
Veer 5	1,125	72,8	81,90
F _{d, max}			305,03
F _{passief, y}			306

3.3.8 Maximale kracht schuifveren a en b

Voor de maximale wrijvingskracht die zich kan ontwikkelen tussen de caissonzijwand en de aangrenzende grondaanvulling, wordt aangehouden:

$$F_{a, \max} = F_{c, \max} \times \tan\beta$$

Voor de maximale wrijvingskracht die zich kan ontwikkelen tussen de caissonachterwand en de grondaanvulling, wordt aangehouden:

$$F_{b, \max} = F_{d, \max} \times \tan\beta$$

Symbolen:

- F_{c, max} = maximale kracht die kan optreden in grondveer c.
- F_{d, max} = maximale kracht die kan optreden in grondveer d.
- β = hoek van wrijving tussen caissonwand en grondaanvulling.

Worden de volgende waarden ingevuld:

- F_{c, max} = 86 MN
- F_{d, max} = 306 MN
- β = 30°, wordt gelijk genomen aan de hoek van aanvaring.

dan kan worden berekend:

- F_{a, max} = 49.65 MN
- F_{b, max} = 176 MN

3.3.9 Maximale kracht bodemschuifveren e; f

De maximale kracht welke kan optreden in de bodemschuifveren e en f, is gelijk aan de maximale schuifkracht welke onder de caisson kan optreden in x- resp. y-richting.

$$F_{e, \max} = F_{\text{wrijving, x}} = F_{\text{wrijving}} \times \cos \alpha$$

$$F_{f, \max} = F_{\text{wrijving, y}} = F_{\text{wrijving}} \times \sin \alpha \quad 3.6$$

Symbolen:

- F_{wrijving} = totale wrijvingskracht tussen caissonbodem en grondslag
- α = hoek waaronder het schip de caisson aanvaart

Er wordt vanuit gegaan dat de wrijvingskracht tegengesteld is aan de aanvaarrichting.

De totale wrijvingskracht onder de caisson kan worden bepaald uit:

$$F_{\text{wrijving}} = F_{\text{vertikaal}} \times \tan \phi \quad 3.7$$

Symbolen:

- $F_{\text{vertikaal}}$ = funderingsdruk
- ϕ = hoek van inwendige wrijving grondslag

Voor de funderingsdruk geldt:

$$F_{\text{vertikaal}} = F_{\text{gewicht}} - F_{\text{opwaarts}} \quad 3.8$$

Symbolen:

- F_{gewicht} = eigengewicht van de caisson + vulling (= $F_{\text{caisson}} + F_{\text{vulling}}$)
- F_{opwaarts} = opwaartse waterdruk

De waarden voor de verschillende variabelen worden berekend in bijlage III, voor een overzicht van de berekende waarden zie tabel 3.3.

Tabel 3.3 Funderingsdruk.

	[MN]
F_{caisson}	26,7
F_{vulling}	52,2
$F_{\text{gewicht}} = F_{\text{caisson}} + F_{\text{vulling}}$	78,90
F_{opwaarts}	32
$F_{\text{vertikaal}} = F_{\text{gewicht}} - F_{\text{opwaarts}}$	46,90

Gebruikmakend van vergelijking 3.7, en van de volgende gegevens:

$$\begin{aligned} \alpha &= 30^\circ \\ \phi &= 30^\circ \\ F_{\text{vertikaal}} &= 46.9 \text{ MN} \end{aligned}$$

kan voor de wrijvingskracht worden bepaald:

$$- \quad F_{\text{wrijving}} = F_{\text{vertikaal}} \times \tan\phi = 46.9 \times \tan 30^\circ = 27 \text{ MN}$$

Voor de wrijvingskracht in x- en y-richting volgt hier dan uit:

$$\begin{aligned} - \quad F_{\text{wrijving, x}} &= F_{\text{wrijving}} \times \cos\alpha = 27 \times \cos 30^\circ = 23.4 \text{ MN} \\ - \quad F_{\text{wrijving, y}} &= F_{\text{wrijving}} \times \sin\alpha = 27 \times \sin 30^\circ = 13.5 \text{ MN} \end{aligned}$$

De maximale kracht in bodemschuifveren e en f is dan:

$$\begin{aligned} - \quad F_{\text{max, e}} &= F_{\text{wrijving, x}} = 23.4 \text{ MN} \\ - \quad F_{\text{max, f}} &= F_{\text{wrijving, y}} = 13.5 \text{ Mn} \end{aligned}$$

3.4 Overzicht invoerparameters

In paragraaf 3.3 zijn de invoerparameters van het aanvaringsmodel berekend. Deze uitkomsten dienen als uitgangspunt voor de berekeningen in hoofdstuk 4. In deze paragraaf zal in de vorm van twee tabellen een overzicht worden gegeven van de berekende invoerparameters voor de x-richting (zie tabel 3.4) en de y-richting (zie tabel 3.5).

Tabel 3.4 Invoerparameters x-richting

Te dissiperen energie in x-richting = 75 MNm	Stijfheid [MN/m]	Maximale kracht [MN]
Schuifveer b	23,52	176
Grondveer c ₁	11,76	8,09
Grondveer c ₂	11,76	13,23
Grondveer c ₃	11,76	17,35
Grondveer c ₄	11,76	21,17
Grondveer c ₆	11,76	25,58
Bodemschuifveer e	∞	23,4
Grondveer g	40	—
Scheepsveer i	50	—

Tabel 3.5 Invoerparameters y-richting

Te dissiperen energie in y-richting = 25 MNm	Stijfheid [MN/m]	Maximale kracht [MN]
Schuifveer a	58,24	49,65
Grondveer d ₁	29,12	38,58
Grondveer d ₂	29,12	51,32
Grondveer d ₃	29,12	61,52
Grondveer d ₄	29,12	71,71
Grondveer d ₅	29,12	81,9
Bodemschuifveer f	∞	13,5
Grondveer h	40	—
Scheepsveer j	50	—

Hoofdstuk 4 **Berekening spanning op caissonwanden t.g.v. een scheepsaanvaring**

4.1 **Inleiding**

In dit hoofdstuk zullen de spanningen worden berekend op de caissonwanden, t.g.v. een aanvaring. De berekening zal plaats vinden volgens de grote lijn zoals beschreven in paragraaf 2.5.

De paragrafen zullen over het algemeen als volgt zijn ingedeeld:

- Algemene afleiding
- Invullen van invoergegevens in de formule
- Resultaten

Waar nodig, zal worden verwezen naar de bijlagen.

4.2 **Kracht-indringingsrelatie x-richting**

M.b.v. de gegevens uit paragraaf 3.4; tabel 3.4, kunnen de kracht-indringingsrelaties worden opgesteld voor de volgende veren:

- schuifveer b;
- grondveren c_1 t/m c_6 ;
- bodemschuifveer e;
- grondveer g;
- scheepsveer i.

Zie bijlage IV.

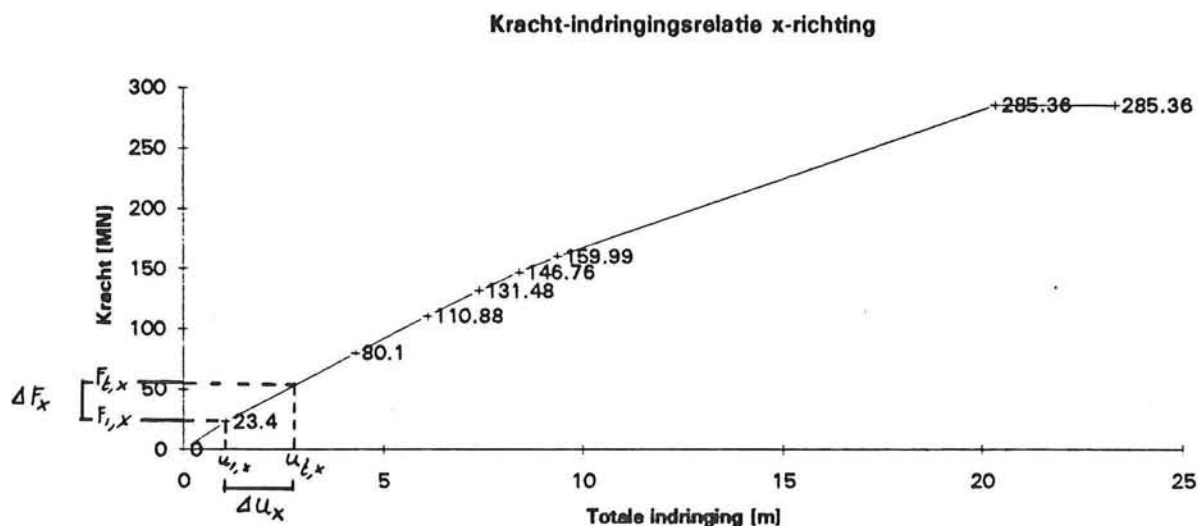
Door gebruik te maken van de regels voor parallel- en seriesystemen van veren, kan voor de totale stijfheid van het systeem worden geschreven:

$$1/K_{t,x} = 1/K_0 + 1/K_1 + 1/(K_b + K_e + K_c) \quad 4.1$$

Door het optreden van vloeï zal de stijfheid van het gehele systeem afnemen. De kracht-indringingsrelatie voor de x-richting is bepaald m.b.v. het spreadsheet programma excel. Voor een overzicht van de berekende kracht-indringingsrelatie en de gebruikte 'worksheet', zie bijlage V.

4.2.1 Energiedissipatie x-richting

In x-richting moet 75 MNm aanvaarenergie worden gedissipeerd. Om de kracht en indringing in x-richting te bepalen bij deze hoeveelheid aanvaarenergie, moet het oppervlak onder de kracht-indringingsrelatie worden bepaald welke gelijk is aan 75 MNm (zie afbeelding 4.1).



Afbeelding 4.1 Kracht-indringingsrelatie x-richting

Voor de energiedissipatie kan worden geschreven:

$$E_{kin, x} = 1/2 \times F_{1, x} \times u_1 + F_{1, x} \times \Delta u + 1/2 \times \Delta F \times \Delta u \quad 4.2$$

Symbolen:

- $F_{1, x}$ = kracht 1^o fase in x-richting.
- u_1 = Indringing 1^o fase in x-richting.
- ΔF = Ontwikkelde kracht in tweede fase.
- Δu = Indringing tweede fase

Vergelijking 4.2 kan worden herleid naar een vierkantsvergelijking in ΔF :

$$E_{kin, x} = 1/2 \times \Delta F^2 / K_2 + F_{1, x} \times \Delta F / K_2 + 1/2 \times F_{1, x}^2 / K_1 \quad 4.3$$

De volgende waarden kunnen worden ingevuld:

- $E_{kin, x}$ = 75 MNm
- $F_{1, x}$ = 23,4 MN (= $F_{wr, x}$)
- K_1 = 22,22 MN/m
- K_2 = 17,5 Mn/m

Dit levert de volgende resultaten:

- $\Delta F_x = 28,5 \text{ MN};$
- $\Delta u_x = 1,63 \text{ m}.$

- $F_{t,x} = F_{1,x} + \Delta F_x = 23,4 \text{ MN} + 28,5 \text{ MN} = 51,9 \text{ MN}$
- $u_{t,x} = u_{1,x} + \Delta u_x = 1,05 \text{ m} + 1,63 \text{ m} = 2,68 \text{ m}.$

Nergens in de grondaanvulling, blijkt de passieve korre尔panning te worden bereikt.

Met deze resultaten kunnen de spanningen worden berekend op de caissonzijwand (zie paragraaf 4.2.2).

4.2.2 Spanningen op de caissonzijwand

De kracht werkend op de zijwand van de caisson kan worden bepaald uit:

$$F_c = F_{t,x} - F_b - F_e.$$

Symbolen:

- F_b = ontwikkelde kracht in schuifveer b.
- F_c = ontwikkelde kracht in grondveer c.
- F_e = ontwikkelde kracht in schuifveer e.
- $F_{t,x}$ = totaal ontwikkelde kracht in x-richting.

De spanning werkend op de zijwand van de caisson is gelijk aan F_c/A . Hierin is A het oppervlak van de zijwand van de caisson.

De kracht F_b kan worden bepaald uit de individuele kracht-indringingsrelatie, voor deze veer (zie bijlage IV). Voor de resultaten zie tabel 4.1.

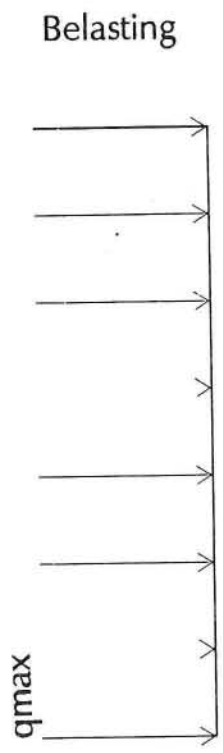
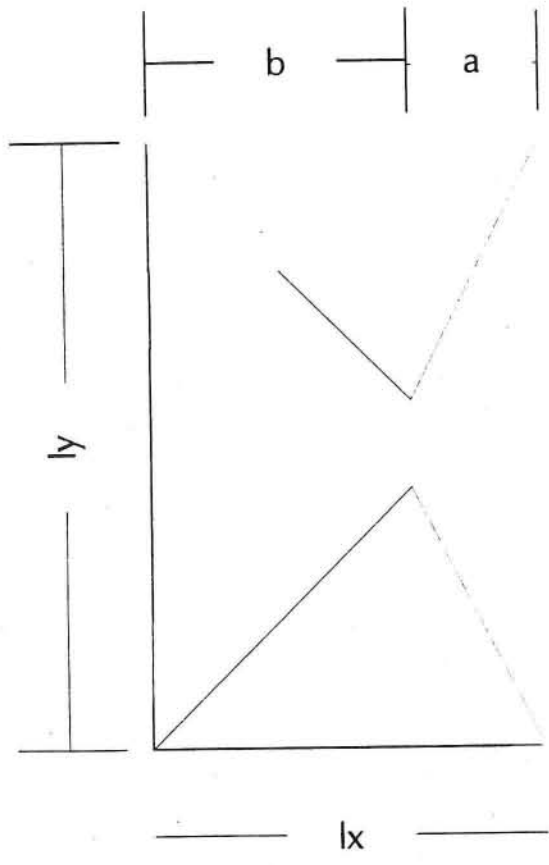
Tabel 4.1 Berekende krachten

	Kracht [MN]
$F_{1,x}$	23,4
ΔF_x	28,5
$F_{t,x} = F_{1,x} + \Delta F_x$	51,90
F_b	8,23
F_e	23,4
$F_c = F_{t,x} - F_b - F_e$	20,27

Het oppervlak van de caissonzijwand = $b \times h = 10,5 \times 14 = 147 \text{ m}^2$. Voor de spanning op de zijwand kan worden berekend:

$$\sigma_c = 20,27 \times 10^3 / 147 = 138 \text{ KN/m}^2$$

STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG



= inklemming

----- = scharnierende oplegging

CONCEPT-ONTWERP CAISSONVARIANT BIJLAGEN

Bijlagen

Bijlage I	Bepaling verticale krachten werkend op de caisson, in eindfase	iii
Bijlage II	Bepaling horizontale krachten werkend op de caisson, in eindfase	vii
Bijlage IIA	Bepaling verticale korrelspanningen onder de caisson	
Bijlage IIB	Bepaling buigstijfheid van de combiwand (T.a.v. caisson voldoende veiligheid tegen afschuiving)	
Bijlage IIC	Bepaling buigstijfheid van de combiwand (T.a.v. resultante van H en V door de kern van het grondvlak)	
Bijlage III	Belastinggevallen voor de elementen van de caisson	ix
Bijlage IV	Bepaling compartimentgrootte	xiv
Bijlage V	Onder-/bovengrens uiterst opneembare schuifspanning (uitgangs caisson)	xvii
Bijlage VI	Uitdrukkingen voor V_d (uitgangs caisson)	xx
Bijlage VII	Uitdrukkingen voor V_d (halvering overspanning met prefab wanden)	xxv
Bijlage VIII	Excel worksheet voor de bepaling van metacentrumhoogte, als functie van de vloerdikte van de caisson	xxviii
Bijlage IX	Berekening scheefhang	xxxii
Bijlage X	Bepaling benodigde hoeveelheid vaste ballast	xxxvi
Bijlage XI	Berekening scheefhang na een scheepsaanvaring	xxxviii

Bijlage I

Bepaling verticale krachten werkend op de caisson, in eindfase

In deze bijlage zullen de volgende verticale krachten worden berekend t.b.v. de bepaling van de vertikaal resulterende kracht V:

- $F_{\text{eigen, 2}}$ = Maximale eigengewicht van de caisson, behorende bij een diepgang van 10 m.
- F_{vulling} = Eigengewicht van de zandvulling in de caisson.
- F_{talud} = Eigengewicht van het zand op de caisson (talud).
- F_{opwaarts} = Opwaartse waterdruk.

Bepaling maximaal eigengewicht van de caisson, $F_{\text{eigen, 2}}$

$$F_{\text{eigen, 2}} = \gamma_b \times V_b = A_{\text{caisson}} \times d_{\text{max}} \times \gamma_w \quad \text{I.1}$$

Symbolen:

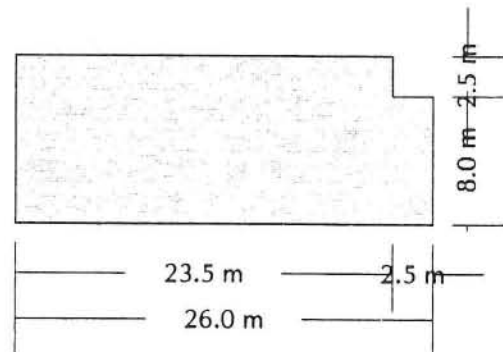
- γ_b = soortelijk gewicht beton.
- V_b = volume beton verwerkt in de caisson.
- A_{caisson} = (vloer-)oppervlak van de caisson.
- d_{max} = maximaal toelaatbare diepgang.
- γ_w = soortelijk gewicht water.

De volgende waarden:

- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- $A_{\text{caisson}} = 26 \times 8 + 23,5 \times 2,5 = 266,75 \text{ m}^2$
- $d_{\text{max}} = 10 \text{ m}$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$,

ingevuld in vergelijking I.1 levert:

- $F_{\text{eigen, 2}} = \underline{\underline{26,7 \text{ MN}}}$



Bepaling eigengewicht van de caissonvulling, F_{vulling}

Afbelding 1 Caissonoppervlak

$$F_{\text{vulling}} = (h_{\text{nat}}/h_{\text{totaal}}) \times V_{\text{vulling}} \times \gamma_{\text{nat}} + (h_{\text{droog}}/h_{\text{totaal}}) \times V_{\text{vulling}} \times \gamma_{\text{droog}} \quad \text{I.2}$$

Symbolen:

- h_{nat} = hoogte natte grond in de caisson.
- h_{droog} = hoogte droge grond in de caisson.
- V_{vulling} = volume grond in de caisson.
- γ_{nat} = soortelijk gewicht natte grond.
- γ_{droog} = soortelijk gewicht droge grond.

Grondwaterstand in de caisson wordt aangehouden op N.A.P. - 0,34 m. Hieruit volgt:

- $h_{\text{nat}} = 11,66 \text{ m}$
- $h_{\text{droog}} = 2,34 \text{ m}$
- $h_{\text{totaal}} = 14 \text{ m}$

Volume grond in de caisson:

$$V_{\text{vulling}} = V_{\text{uitw.}} - V_b$$

Symbolen:

- $V_{\text{uitw.}}$ = uitwendig volume van de caisson

Met de volgende waarden ingevuld:

- $V_{\text{uitw.}} = 266,75 \times 14 = 3734,5 \text{ m}^3$
- $V_b = 1067 \text{ m}^3$

levert dit

- $V_{\text{vulling}} = 2667,5 \text{ m}^3$

Voor soortelijk gewicht wordt aangehouden:

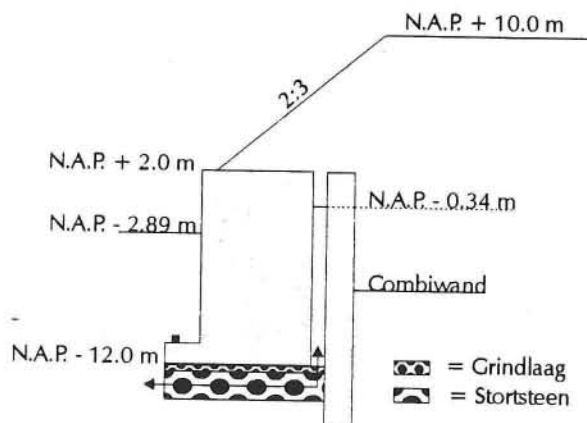
- $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{droog}} = 17 \text{ kN/m}^3$

Bovenstaande waarden ingevuld in vergelijking 1.2 levert:

- $F_{\text{vulling}} = \underline{52 \text{ MN}}$

Bepaling eigengewicht van de grond op de caisson, F_{refud}

De hoeveelheid grond op de caisson kan worden bepaald uit afbeelding 2.



Afbeelding 2 Grond op de caisson

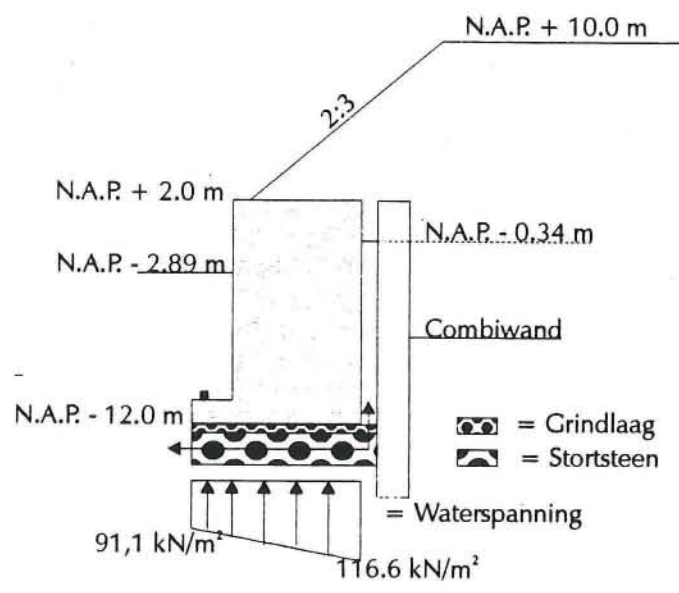
- $F_{\text{refud}} = \underline{0,5 \times 7,5 \times 5 \times 26 \times 17 = 8287,5 \text{ kN} \approx 8,3 \text{ MN}}$

Bepaling opwaartse waterdruk, $F_{opwaerts}$

- Buitenwaterstand = N.A.P. - 2,89 m
- Binnenwaterstand = N.A.P. - 0,34 m
- Bodemniveau caisson = N.A.P. - 12 m

Voor de opwaartse waterdruk kan dan worden berekend (zie afbeelding 3):

- $F_{opwaerts} = 91,1 \times 266,75 + 0,5 \times (116,6 - 91,1) \times 266,75 = 27701,98 \text{ kN} \approx 27,7 \text{ MN}$



Afbeelding 3 Opwaartse waterdruk op de caisson

Hier volgt een overzicht van de berekende waarden (zie tabel I.1)

Tabel I.1 Vertikale krachten werkend op de caisson

	[MN]
F_{eigen}	26,7
$F_{vulling}$	52
F_{talud}	8,3
$F_{opwaerts}$	27,7
V (= Vertikaal resulterende kracht)	59,3

Bijlage II

Bepaling horizontale krachten werkend op de caisson, in eindfase

In deze bijlage worden de volgende waarden bepaald:

- H_1 = Resultante van horizontale waterspanningen voor de caisson (buitenwaterstand).
- H_2 = Resultante van horizontale grondspanningen achter de caisson.

Deze resultaten worden gebruikt om de horizontaal resulterende kracht op de caisson te bepalen (zie afbeelding 1).

Bepaling resultante van horizontale waterspanningen voor de caisson, H_1

$$H_1 = (1/2) \times \gamma_w \times h_w^2 \times l_{\text{caisson}} \quad \text{II.1}$$

Gegevens:

- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $h_w = 9,11 \text{ m}$ (Buitenwaterstand op N.A.P. - 2,89 m; bodem caisson op N.A.P. -12 m)
- $l_{\text{caisson}} = 26 \text{ m}$

Bovenstaande gegevens ingevuld in vergelijking II.1 levert:

$$H_1 = (1/2) \times 10 \times (9,11)^2 \times 26 = 10788,9 \text{ kN} \approx 10,8 \text{ MN}$$

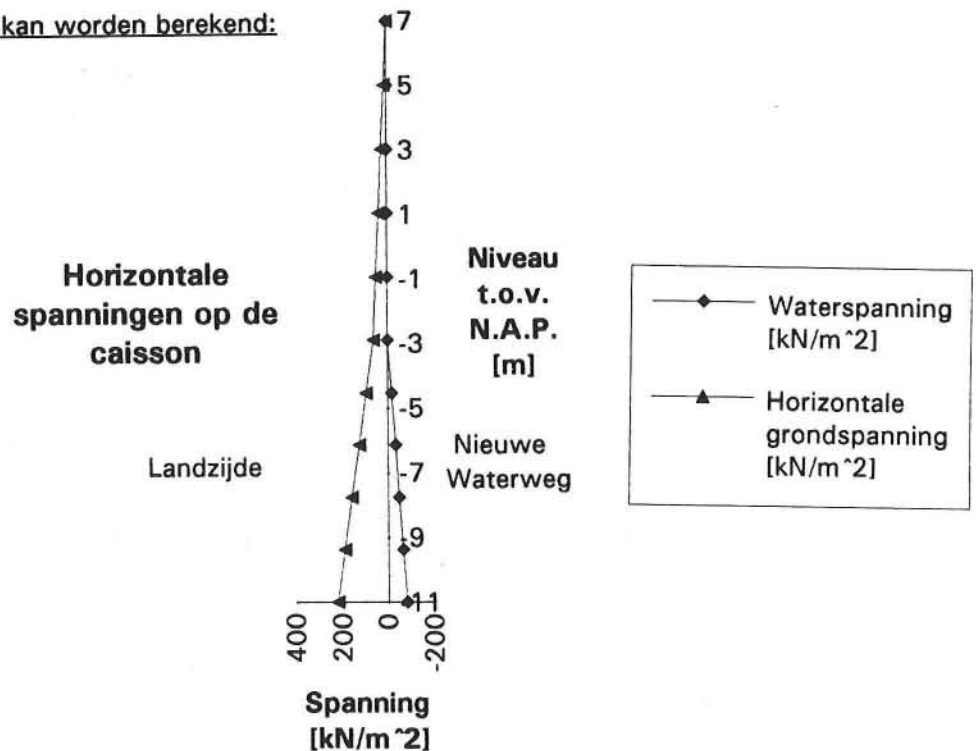
Bepaling resultante van horizontale grondspanningen achter de caisson, H_2

Gegevens:

- Bovenkant grondmassa achter de caisson op N.A. P. + 7 m.
- Grondwaterstand op N.A.P. - 0,34 m.

Voor de resultante, H_2 , kan worden berekend:

$$H_2 = 37,6 \text{ MN}$$



Afbeelding 1 Horizontale spanningen op de caisson

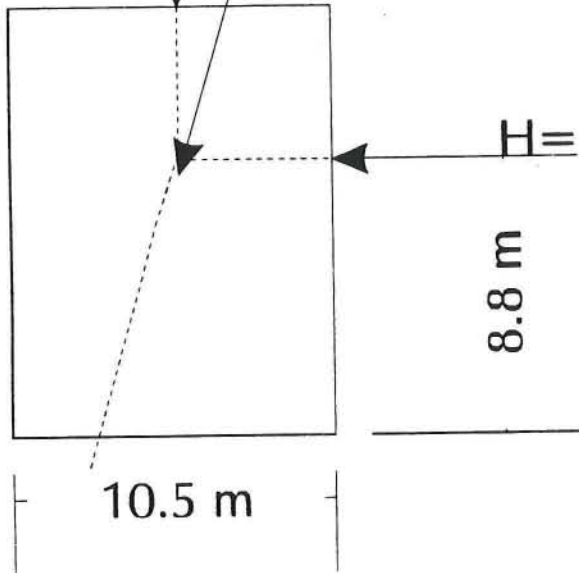
Bijlage IIA

Bepaling verticale korrelspanningen onder de caisson

$$V = 59.3 \text{ MN}$$

0.27 m

R (door de rand van de kern van het grondvlak)



$$H = 13.6 \text{ MN}$$

8.8 m

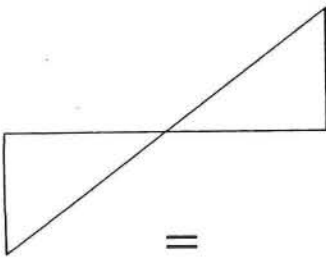
10.5 m



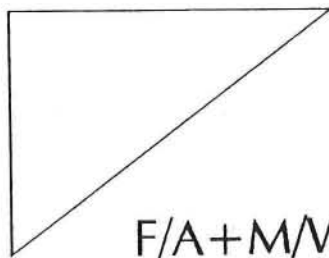
$$V/A = 222.3 \text{ kN/m}^2$$

+

$$M/W = 222.3 \text{ kN/m}^2$$



=



$$F/A + M/W = 445 \text{ kN/m}^2$$

Bijlage IIB

Bepaling buigstijfheid van de combiwand

(T.a.v. caisson voldoende veiligheid tegen afschuiving)

Delft University of Technology
 Geotechnical Laboratory
 For student use only

reduktie ---- Phase 1 (M.b.t Afschuiving; Straal buispad = 0,5 m)

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.0
5.500	14.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.0
14.000	32.000	17.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.500	17.000	20.000	6.260	0.000	119.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0
5.500	14.000	17.000	20.000	6.260	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0
14.000	32.000	17.000	20.000	6.260	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
5.500	0.000	57624.000	-0.070
14.000	0.000	0.000	1.000
32.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	-0.003	0.000	0.000	0.000		
1	0.611	-0.002	-7.152	-23.406	-23.406	-38.308	
2	1.222	-0.002	-28.113	-45.192	-45.192	-35.656	
3	1.833	-0.002	-61.892	-65.358	-65.358	-33.004	
4	2.444	-0.001	-107.499	-83.903	-83.903	-30.352	
5	3.056	-0.001	-165.152	-104.781	-104.781	-34.115	
6	3.667	-0.001	-236.530	-128.819	-128.819	-39.342	
7	4.278	-0.000	-323.296	-155.143	-155.143	-43.084	
8	4.889	-0.000	-426.333	-182.069	-182.069	-44.068	
9	5.500	-0.000	-545.172	-206.858	196.775	-40.572	403.633
10	6.154	-0.001	-422.978	176.994	176.994	-30.247	
11	6.808	-0.002	-310.119	168.221	168.221	-13.414	
12	7.462	-0.002	-203.416	158.166	158.166	-15.374	
13	8.115	-0.003	-103.752	146.688	146.688	-17.577	
14	8.769	-0.004	-12.058	133.786	133.786	-19.727	

15	9.423	-0.005	70.734	119.461	119.461	-21.904
16	10.077	-0.006	143.695	103.712	103.712	-24.081
17	10.731	-0.007	205.893	86.540	86.540	-26.258
18	11.385	-0.008	256.397	67.944	67.944	-28.434
19	12.038	-0.008	294.277	47.924	47.924	-30.658
20	12.692	-0.009	318.602	26.480	26.480	-32.788

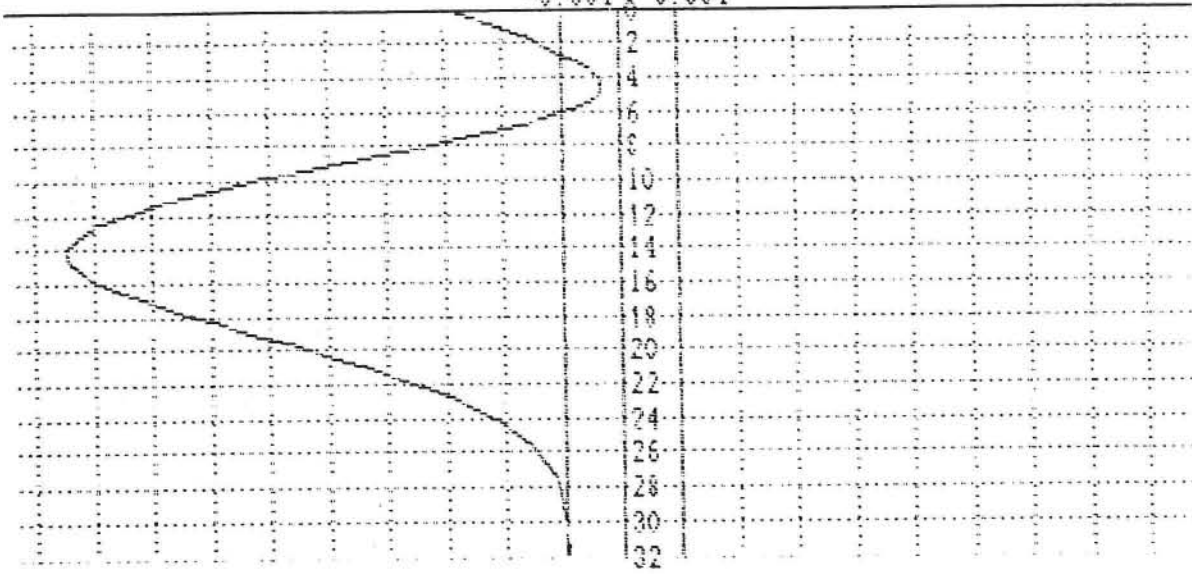
reduktie ---- Phase 1

21	13.346	-0.009	328.440	3.613	3.613	-34.965
22	14.000	-0.009	322.862	-20.677	-20.677	-37.142
23	14.643	-0.009	302.614	-42.317	-42.317	-33.655
24	15.286	-0.009	270.323	-58.143	-58.143	-24.613
25	15.929	-0.009	229.633	-68.447	-68.447	-16.024
26	16.571	-0.009	183.937	-73.719	-73.719	-8.212
27	17.214	-0.008	136.262	-74.604	-74.604	-1.377
28	17.857	-0.007	89.189	-71.848	-71.848	4.286
29	18.500	-0.007	44.802	-66.244	-66.244	8.715
30	19.143	-0.006	4.678	-58.587	-58.587	11.909
31	19.786	-0.006	-30.106	-49.628	-49.628	13.934
32	20.429	-0.005	-58.928	-40.042	-40.042	14.908
33	21.071	-0.004	-81.571	-30.403	-30.403	15.013
34	21.714	-0.004	-98.147	-21.169	-21.169	14.361
35	22.357	-0.003	-109.024	-12.671	-12.671	13.216
36	23.000	-0.003	-114.742	-5.116	-5.116	11.749
37	23.643	-0.002	-115.934	1.406	1.406	10.144
38	24.286	-0.002	-113.259	6.915	6.915	8.567
39	24.929	-0.002	-107.334	11.520	11.520	7.163
40	25.571	-0.002	-98.678	15.408	15.408	6.055
41	26.214	-0.001	-87.678	18.815	18.815	5.300
42	26.857	-0.001	-74.554	22.014	22.014	4.975
43	27.500	-0.001	-59.820	23.823	23.823	2.812
44	28.143	-0.001	-44.871	22.686	22.686	-1.768
45	28.786	-0.001	-31.231	19.749	19.749	-4.567
46	29.429	-0.001	-19.779	15.880	15.880	-6.016
47	30.071	-0.001	-10.919	11.683	11.683	-6.538
48	30.714	-0.001	-4.744	7.530	7.530	-6.459
49	31.357	-0.001	-1.162	3.613	3.613	-6.091
50	32.000	-0.001	0.000	-0.000	-0.000	-5.620

reduktie

Displacement (m)
-0.001 0.001

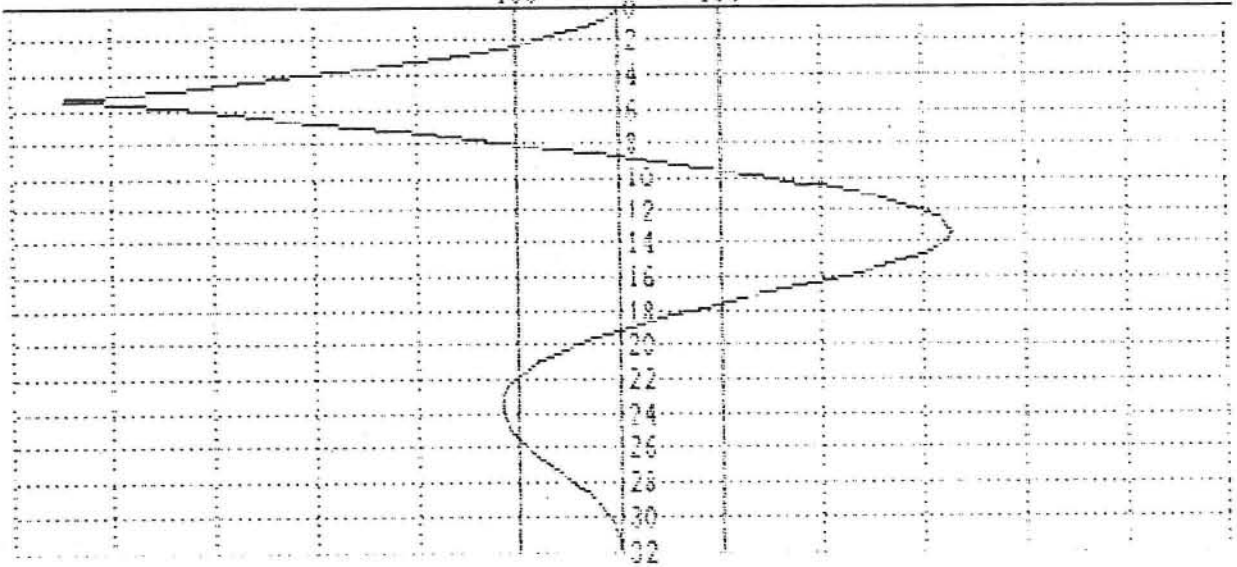
Phase i



reduktie

Bending moment (kNm)

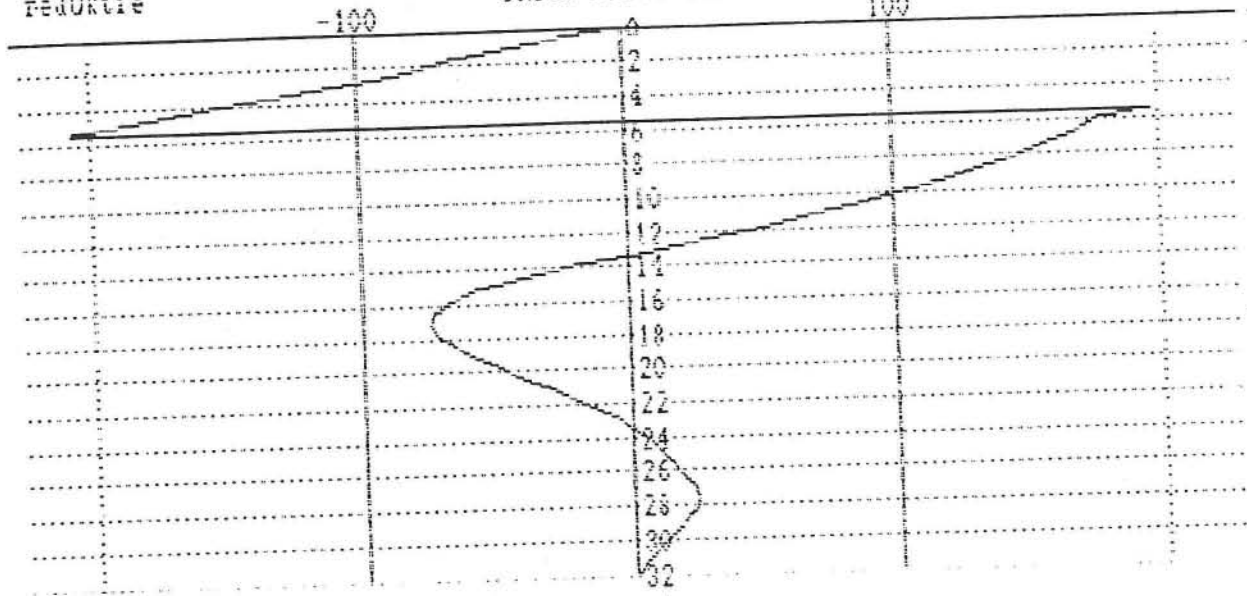
Phase 1



reduktie

Shear force (kN)

Phase 1



Bijlage IIC

Bepaling buigstijfheid van de combiwand

(T.a.v. resultante van H en V door de kern van het grondvlak)

Delft University of Technology
 Geotechnical Laboratory
 For student use only

reduktie (M.b.t kantelen; Straal buispaal = 0,75 m)

Units : kN and m.

EI 4174900.000
 Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Data of layers in initial state (left and right) :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.500	17.000	20.000	3.740	0.000	119.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0
5.500	14.000	17.000	20.000	3.740	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0
14.000	32.000	17.000	20.000	3.740	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.0

reduktie ---- Phase 1

Normal force at the top 0.000
 Normal force at the bottom 0.000
 Moment at the top 0.000

Soil layers at the left side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5.500	14.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
14.000	32.000	17.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.000

Soil layers at the right side :

x-	x+	Wd	Ws	p=0	cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
0.000	5.500	17.000	20.000	3.740	0.000	119.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.000
5.500	14.000	17.000	20.000	3.740	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.000
14.000	32.000	17.000	20.000	3.740	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	0.500	0.000

Forces and Anchors :

x	Fx	Fa	Dw
0.000	0.000	0.000	1.000
5.500	0.000	57624.000	-0.070
14.000	0.000	0.000	1.000
32.000	0.000	0.000	1.000

i	x	w	M	Q-	Q+	f	F
0	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000		
1	0.611	0.001	-13.869	-45.390	-45.390	-74.289	
2	1.222	0.001	-55.095	-89.529	-89.529	-72.240	
3	1.833	0.001	-122.828	-132.145	-132.145	-69.748	
4	2.444	0.000	-216.036	-172.897	-172.897	-66.697	
5	3.056	0.000	-333.437	-211.325	-211.325	-62.791	
6	3.667	0.000	-473.418	-246.795	-246.795	-58.052	
7	4.278	-0.000	-634.189	-279.365	-279.365	-53.307	
8	4.889	-0.000	-814.122	-309.508	-309.508	-49.333	
9	5.500	-0.001	-1011.331	-335.902	381.439	-43.199	717.341
10	6.154	-0.001	-769.201	359.193	359.193	-34.015	
11	6.808	-0.002	-541.296	337.926	337.926	-32.518	
12	7.462	-0.003	-327.763	315.235	315.235	-34.695	
13	8.115	-0.003	-129.530	291.121	291.121	-36.928	
14	8.769	-0.004	52.469	265.583	265.583	-39.049	
15	9.423	-0.005	217.306	238.622	238.622	-41.225	
16	10.077	-0.005	364.048	210.237	210.237	-43.402	
17	10.731	-0.006	491.766	180.428	180.428	-45.579	
18	11.385	-0.006	599.528	149.196	149.196	-47.756	
19	12.038	-0.007	686.404	116.540	116.540	-50.009	
20	12.692	-0.007	751.462	82.461	82.461	-52.109	

21	13.346	-0.008	793.772	46.957	46.957	-54.286
22	14.000	-0.008	812.403	10.031	10.031	-56.463
23	14.643	-0.008	807.778	-24.419	-24.419	-53.576
24	15.286	-0.008	782.690	-53.633	-53.633	-45.434
25	15.929	-0.008	740.522	-77.557	-77.557	-37.207

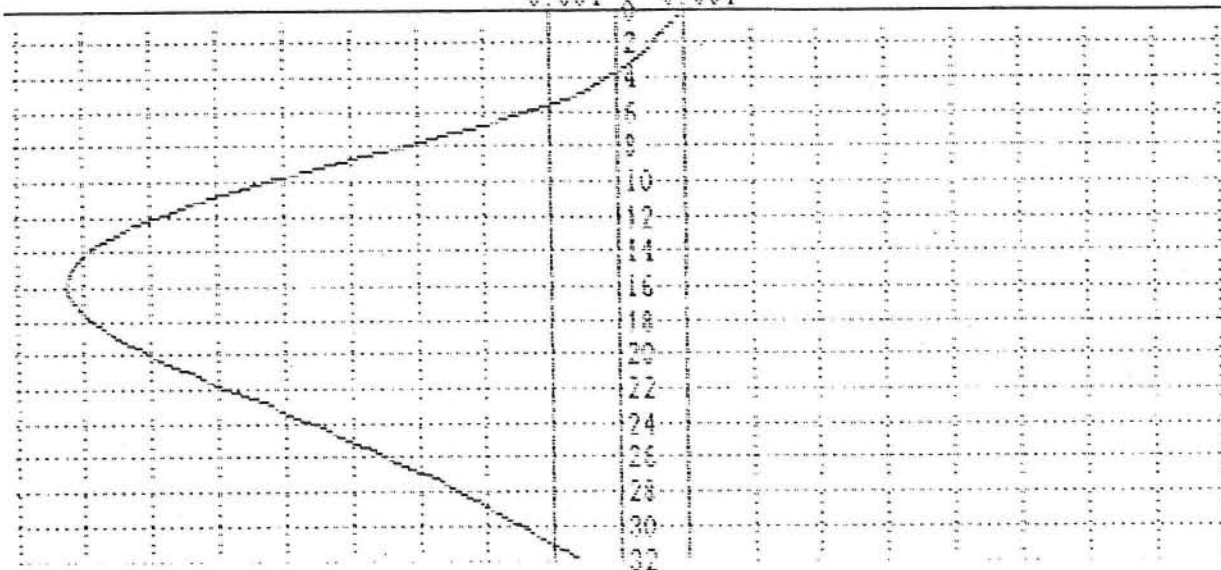
reduktie ---- Phase 1

26	16.571	-0.008	684.653	-96.259	-96.259	-29.131
27	17.214	-0.008	618.382	-109.919	-109.919	-21.244
28	17.857	-0.008	544.861	-118.815	-118.815	-13.836
29	18.500	-0.008	467.036	-123.308	-123.308	-6.988
30	19.143	-0.007	387.601	-123.822	-123.822	-0.799
31	19.786	-0.007	308.964	-120.828	-120.828	4.657
32	20.429	-0.007	233.219	-114.825	-114.825	9.335
33	21.071	-0.006	162.134	-106.328	-106.328	13.236
34	21.714	-0.006	97.149	-95.848	-95.848	16.299
35	22.357	-0.006	39.378	-83.884	-83.884	18.607
36	23.000	-0.005	-10.376	-70.909	-70.909	20.178
37	23.643	-0.005	-51.609	-57.369	-57.369	21.057
38	24.286	-0.004	-84.086	-43.672	-43.672	21.302
39	24.929	-0.004	-107.826	-30.187	-30.187	20.971
40	25.571	-0.004	-123.073	-17.248	-17.248	20.154
41	26.214	-0.003	-130.273	-5.153	-5.153	18.811
42	26.857	-0.003	-130.054	5.833	5.833	17.085
43	27.500	-0.003	-123.208	15.465	15.465	14.981
44	28.143	-0.002	-110.677	23.520	23.520	12.526
45	28.786	-0.002	-93.545	29.780	29.780	9.735
46	29.429	-0.002	-73.035	34.029	34.029	6.608
47	30.071	-0.001	-50.511	36.042	36.042	3.137
48	30.714	-0.001	-27.489	35.581	35.581	-0.718
49	31.357	-0.001	-8.026	24.970	24.970	-16.501
50	32.000	-0.001	0.000	-0.000	-0.000	-38.835

reduktie

Displacement (m)
-0.001 0 0.001

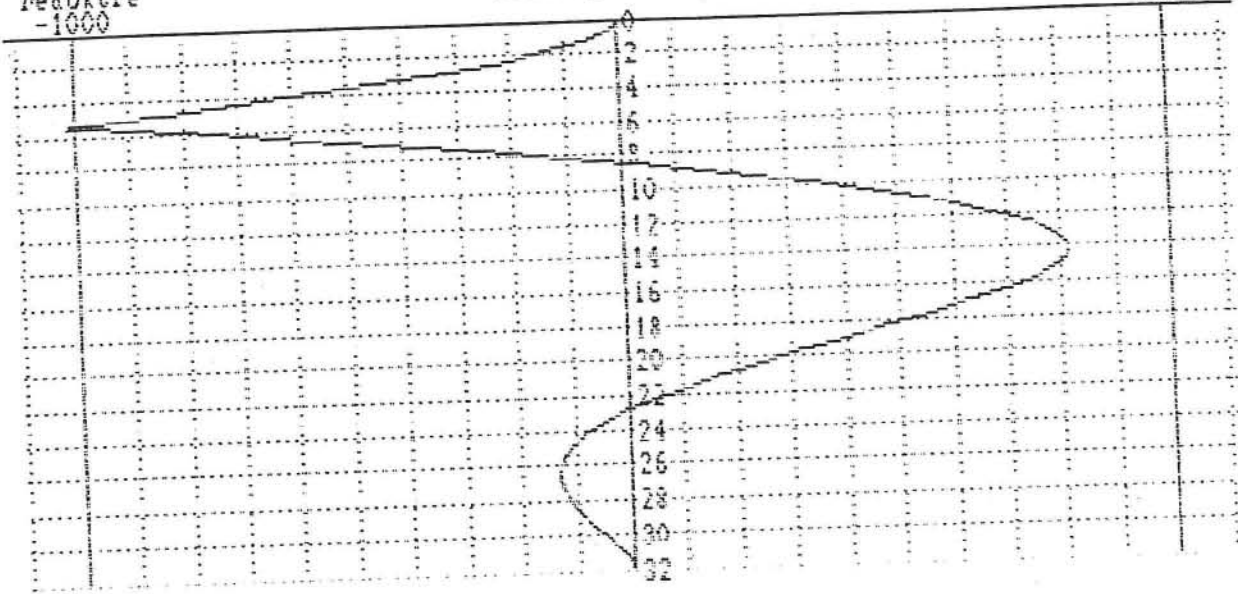
Phase 1



reduktie
-1000

Bending moment (kNm)

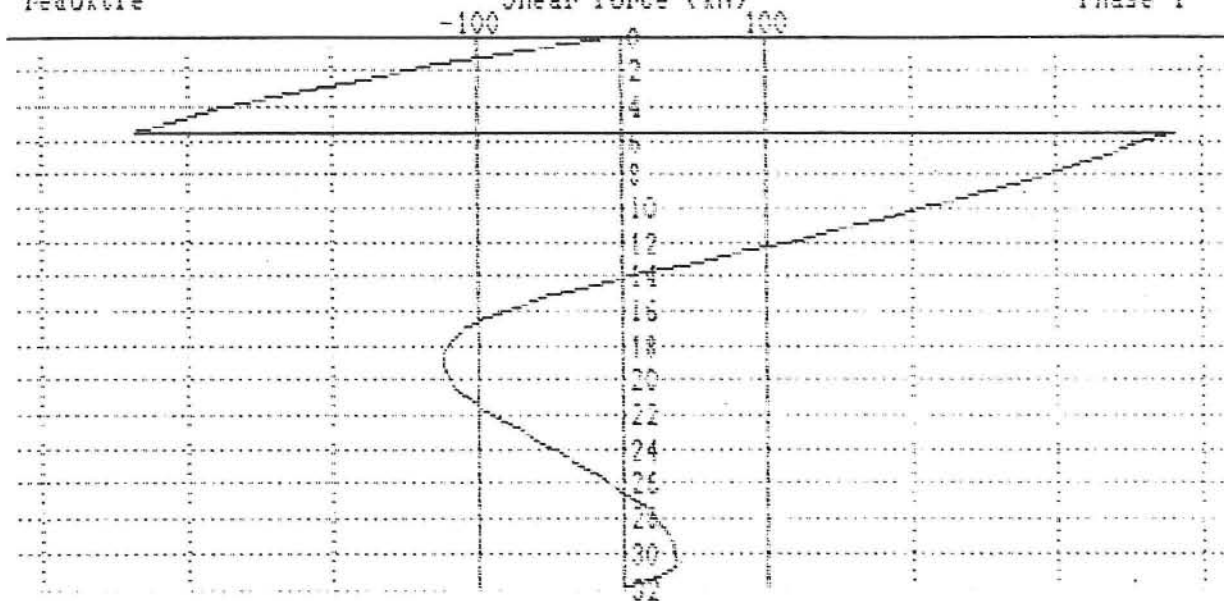
Phase 1
1000



reduktie

Shear force (kN)

Phase 1

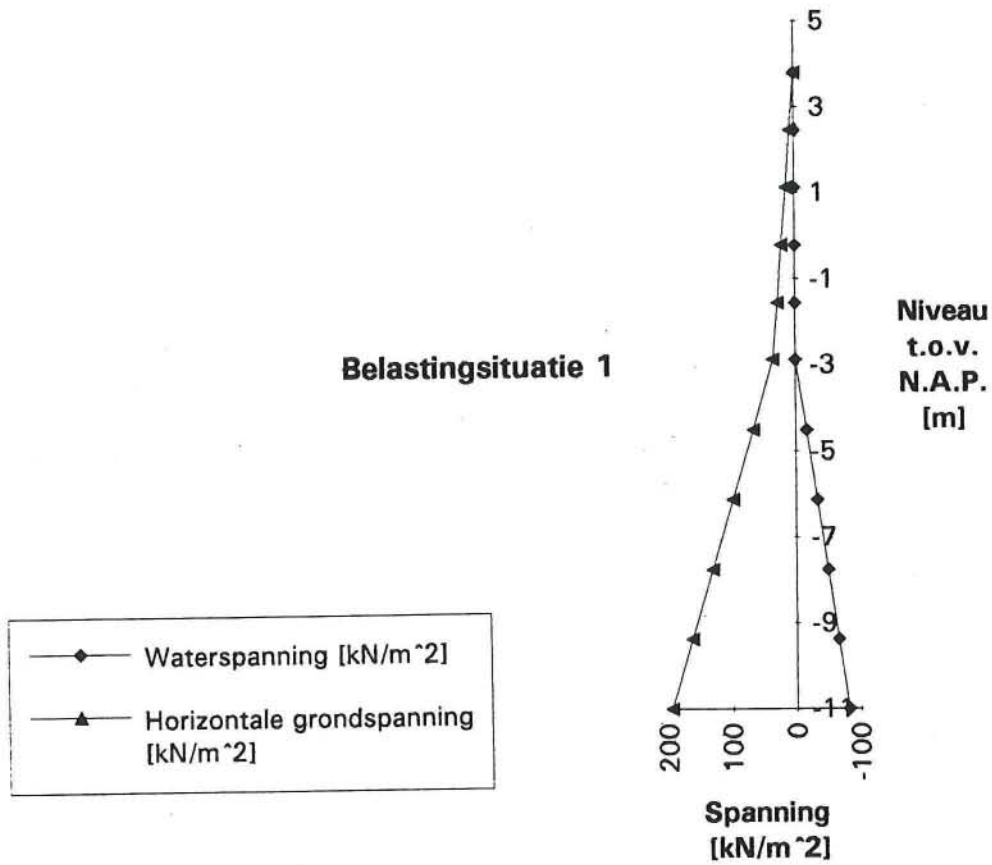


Bijlage III

Belastinggevallen voor de elementen van de caisson

In deze bijlage zullen de optredende spanningen worden gegeven behorende bij de verschillende belastingsituaties.

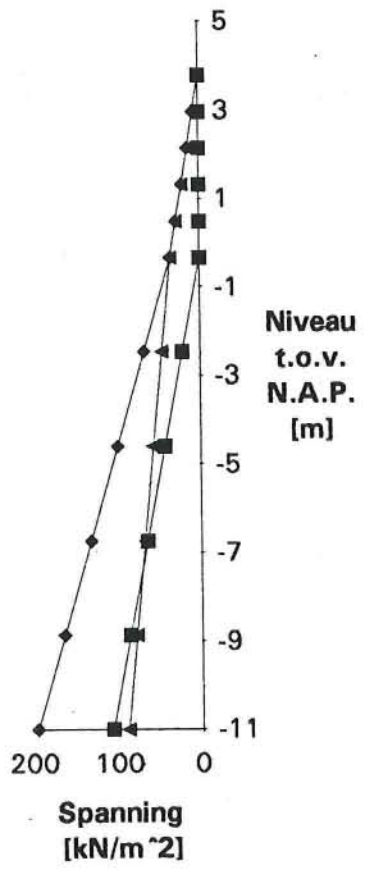
Voor voorwand, langstussenwand en de breedte tussenwanden moet de volgende belastingsituatie worden aangehouden:



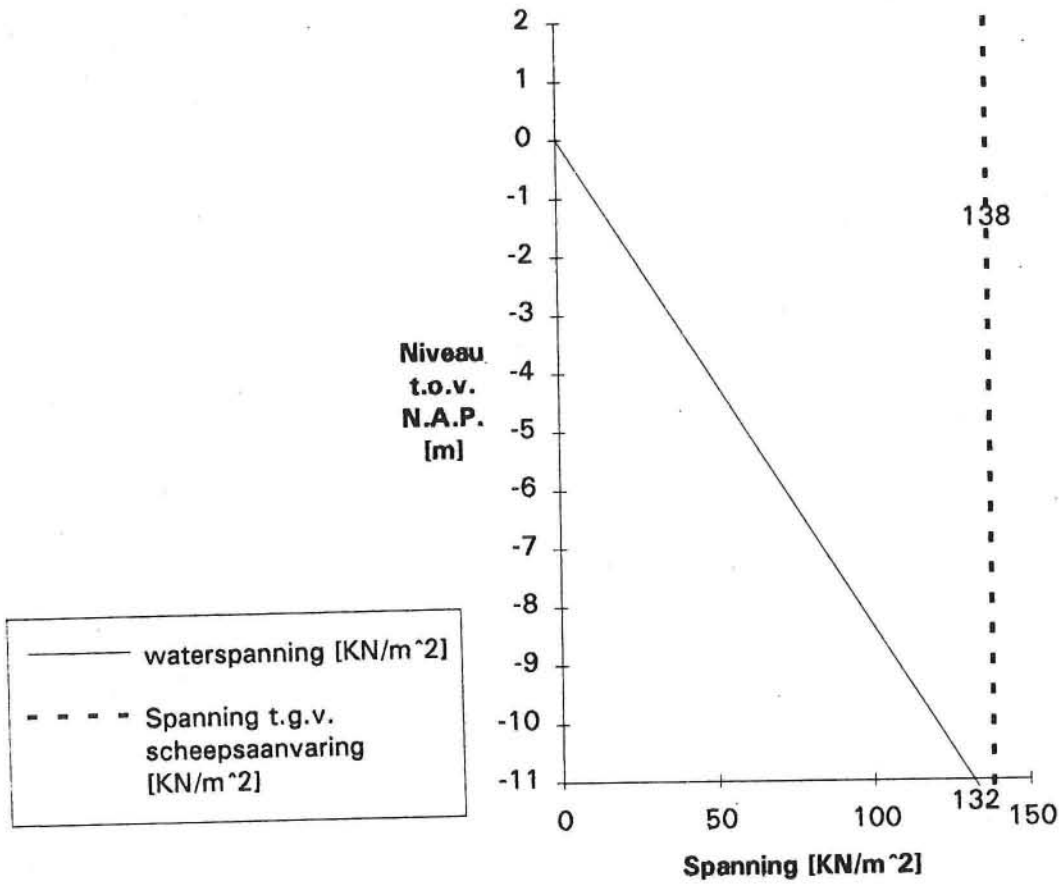
Voor de zijwand grenzend aan de parkeerdok geldt de volgende belastingsituatie:

Belastingsituatie 2

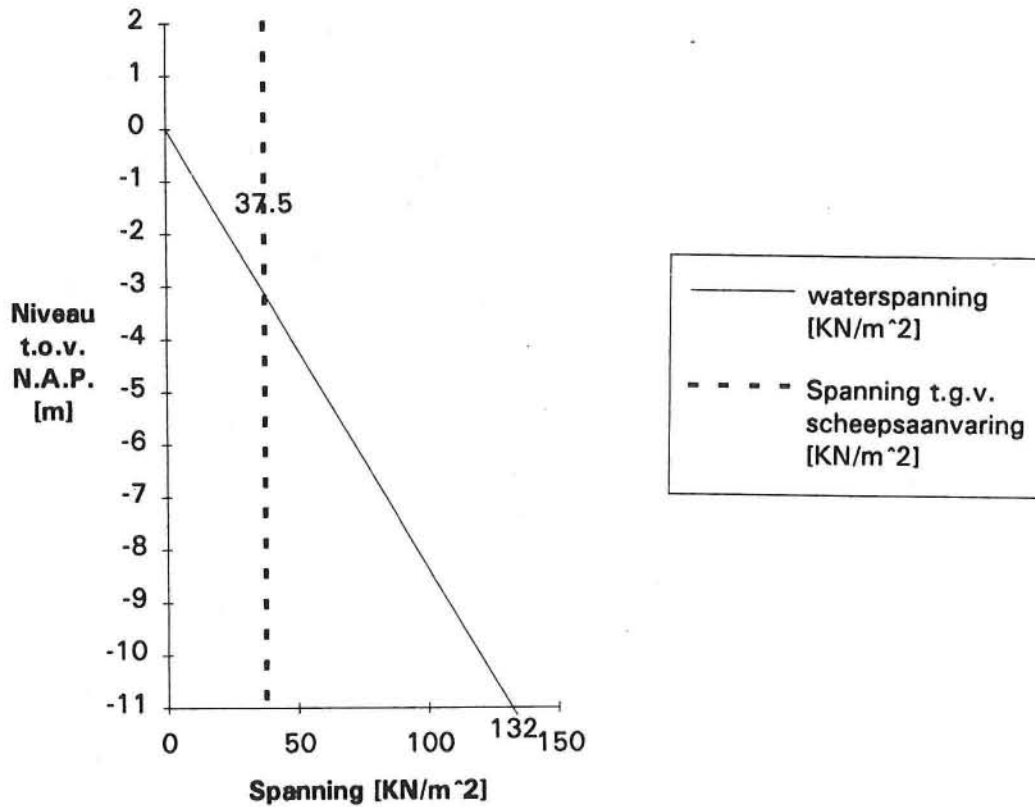
- ▲— Horizontale korrelspanning [KN/m²]
- Waterspanning [KN/m²]
- ◆— Horizontale grondspanning [KN/m²]



Voor de zijwand grenzend aan de grondaanvulling geldt dat de belasting t.g.v. een scheepsaanvaring maatgevend is:



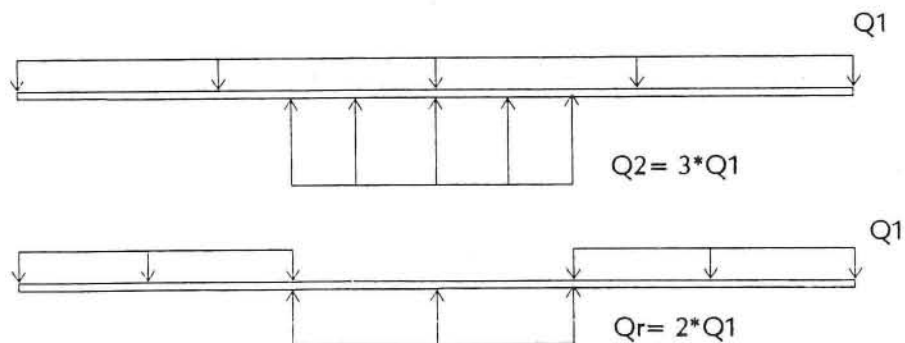
Voor de achterwand (grenzend aan de grondaanvulling) is de belasting in drijffase maatgevend:



Voor de vloer wordt (in lengte richting) de volgende belastingsituatie aangehouden:

Belastingafdracht op de fundering vindt plaats over het middelste 1/3 gedeelte van de caissonvloer. de twee buitenste 1/3 gedeelten steunen niet op de fundering. Voor het bepalen van de vloerdikte is dit een zeer ongunstige schematisatie.

Zie voor het belasting schema afbeelding 1.



Symbolen:

- Q1 = Vertikaal resulterende spanning ($= V/A_{\text{caisson}}$)
- Q2 = Funderingsspanning
- Qr = Resulterende spanning op de caissonvloer

- V = Vertikaal resulterende kracht ($V = 59,3 \text{ MN}$; reeds bepaald in bijlage I)
- A_{caisson} = Vloeroppervlck van de caisson ($A_{\text{caisson}} = 266,75 \text{ m}^2$)

Laatste twee waarden ingevuld levert de volgende resultaten:

- Q1 = 222 kN/m^2
- Qr = 444 kN/m^2

Bijlage IV

Bepaling compartimentgrootte

In deze bijlage wordt de maximaal toegestane compartimentgrootte bepaald. In beginsel wordt er vanuit gegaan dat de maximale compartimentgrootte wordt bepaald door een scheepsaanvaring, voortkomend uit de eis: twee compartimenten stuk, caisson nog zelfdrijvend te vervoeren.

De maximale compartimentgrootte zal bepaald worden voor de caisson met een maximaal eigengewicht ($F_{\text{eigen}} = 26,7 \text{ MN}$).

Voor een heel caisson geldt (in drijfphase):

$$\gamma_b \times V_{b, \text{max}} = \gamma_w \times A_{\text{caisson}} \times d_{\text{max}, 1}$$

Symbolen:

- γ_b = soortelijk gewicht van het beton [kN/m^3].
- $V_{b, \text{max}}$ = volume van het beton verwerkt in de caisson [m^3].
- γ_w = soortelijk gewicht van water [kN/m^3].
- A_{caisson} = bodemoppervlak van de caisson [m^2].
- $d_{\text{max}, 1}$ = maximaal toelaatbare diepgang van de caisson [m].

Voor het bodemoppervlak van de caisson, kan worden berekend:

$$- A_{\text{caisson}} = 26 \times 8 + 2,5 \times 23,5 = 266,75 \text{ m}^2$$

Samen met de volgende waarden:

- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $d_{\text{max}, 1} = 10 \text{ m}$,

ingevuld in vergelijking 1 levert dit:

$$- V_{b, \text{max}} = 1067 \text{ m}^3$$

Voor de caisson na een scheepsaanvaring geldt:

$$\gamma_b \times V_{b, \text{max}} = \gamma_w \times A_{\text{caisson}} \times d_{\text{max}, 2} - \gamma_w \times A_{\text{compartiment}} \times d_{\text{max}, 2}$$

Voor het gemak wordt er hier vanuitgegaan dat de hoeveelheid beton voor en na een scheepsaanvaring gelijk zijn.

Symbolen:

- $d_{\text{max}, 2}$ = maximale toegestane diepgang na scheepsaanvaring [m]
- $A_{\text{compartiment}}$ = maximaal toegestane oppervlak van twee compartimenten [m^2]

De volgende waarden ingevuld in vergelijking 2:

- $V_{b, \max} = 1067 \text{ m}^3$
- $A_{\text{caisson}} = 266,75 \text{ m}^2$
- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $d_{\max, 2} = 11 \text{ m}$,

levert:

- $A_{\text{compartiment}} = 24,25 \text{ m}^2$

Het oppervlak van 1 compartiment mag maximaal bedragen:

- $A_{\text{compartiment, 1}} = 12,1 \text{ m}^2$

Er vanuitgaande dat de langstussenwand centrisch in de caisson is geplaatst, kan de voorlopige lengte van de compartimenten worden bepaald op:

- $l_{\text{compartiment}} = 12,13/5,25 = 2,3 \text{ m}$.

Dit komt neer op 12 compartimenten in lengte richting, dus in totaal 24 compartimenten.

Mocht het uiteindelijke gewicht van de caisson kleiner uitvallen dan zal de berekende compartimentgrootte ook voor deze situatie voldoen (de compartimenten zouden dan in principe ook groter mogen zijn).

Bijlage V

Onder-/bovengrens uiterst opneembare schuifspanning (uitgangs caisson)

Uiterst opneembare schuifspanning

Als 'absolute' ondergrens voor de uiterst opneembare schuifspanning wordt gehanteerd:

$$\tau_1 = 0,4 \times f_b$$

Waarin f_b de rekenwaarde van de treksterkte van de beton is. Uitgaande van B35 kan voor f_b de waarde worden berekend: $f_b = 1,375 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow$

$$\tau_1 = 0,55 \text{ N/mm}^2$$

Absoluut wil zeggen dat voor de opneembare schuifspanning geen lagere waarde hoeft te worden aangehouden dan de hier berekende.

Uit een beschouwing volgens Rafia zou volgen dat, afhankelijk van de verhouding overspanning/elementdikte, er voor de uiterst opneembare schuifspanning een hogere waarde mag worden gehanteerd dan de ondergrens. Formule van Rafia:

$$\tau_1 = 0,60 \times \alpha_u \times d^{-0,25} \times \sqrt{(f_{\text{ock}} + 4)} \times (\omega_d)^{1/3}$$

Voor de nuttige hoogte (d) wordt uitgegaan van die welke hoort bij een minimale wanddikte van 350 mm $\Rightarrow d = 350 - 75 - 10 = 265 \text{ mm}$.

De waarde van α_u kan worden bepaald uit onderstaande grafiek:

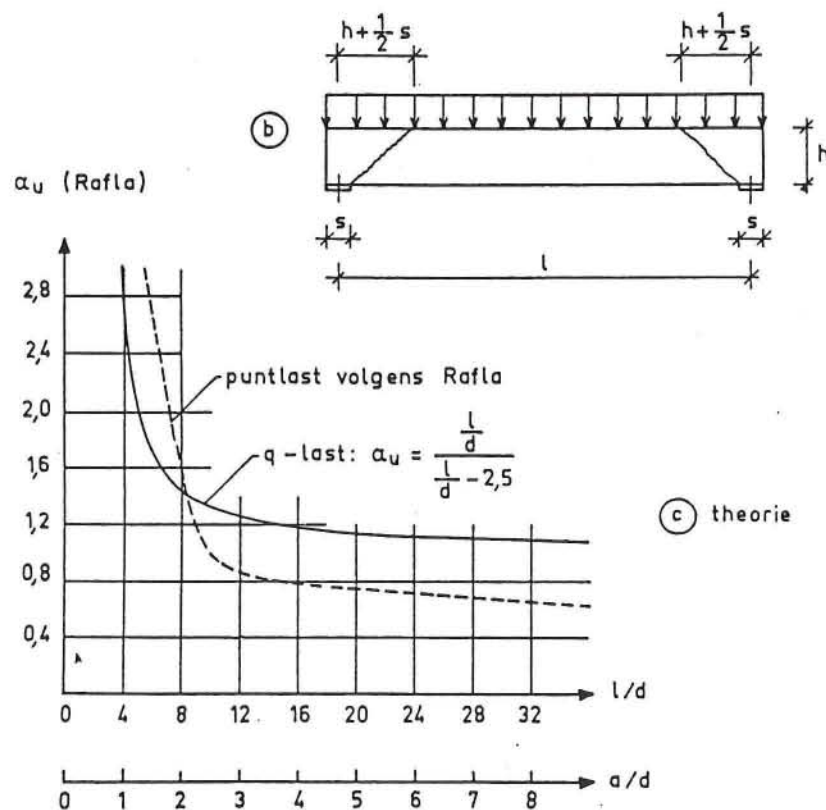


Fig. 9.12 Vergelijking afschuifdraagvermogen gelijkmatig verdeelde belasting en puntlast

De voorwand, langstussenwand en de achterwand hebben een overspanning van $l_x = 2,2$ m:

$$l_x = 2,2 \text{ m} \Rightarrow l/d = 2,2/0,265 = 8,3, \text{ uit de grafiek kan voor } \alpha_u \text{ worden afgelezen} \Rightarrow \alpha_u \approx 1,4.$$

De linker- en rechterzijwand hebben een overspanning van $l_x = 5,25$ m.

$$l_x = 5,25 \text{ m} \Rightarrow l/d = 5,25/0,265 = 19,81 \Rightarrow \alpha_u \approx 1,1$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Voor het wapeningspercentage zal een ondergrens (ω_{min}) en een bovengrens (ω_{max}) worden gehanteerd, welke leiden tot een onder- resp. bovengrens van τ_1 volgens Rafla.

$$\begin{aligned} - \quad \omega_{min} &= 0,16 \% \\ - \quad \omega_{max} &= 1,99 \% \end{aligned}$$

Bron: Walraven J.C, College G20A Gewapend beton. Delft, 1990.

Bovenstaande waarden ingevuld in de formule van Rafla levert:

$l_x = 2,2$ m:

$$\begin{aligned} - \quad \tau_{1, \text{ onder}} &= 0,60 \times 1,4 \times (265)^{-0,26} \times \sqrt{(35 + 4) \times (0,16)^{1/3}} = 0,71 \text{ N/mm}^2 \\ - \quad \tau_{1, \text{ boven}} &= 0,60 \times 1,4 \times (265)^{-0,26} \times \sqrt{(35 + 4) \times (1,99)^{1/3}} = 1,64 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$l_x = 5,25$ m:

$$\begin{aligned} - \quad \tau_{1, \text{ onder}} &= 0,60 \times 1,1 \times (265)^{-0,26} \times \sqrt{(35 + 4) \times (0,16)^{1/3}} = 0,55 \text{ N/mm}^2 \\ - \quad \tau_{1, \text{ boven}} &= 0,60 \times 1,1 \times (265)^{-0,26} \times \sqrt{(35 + 4) \times (1,99)^{1/3}} = 1,28 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Opgemerkt wordt dat de waarde van $\tau_{1, \text{ onder}}$ volgens Rafla, bij een overspanning van 5,25 m, reeds gelijk is aan de ondergrens van τ_1 (= 0,55 N/mm²).

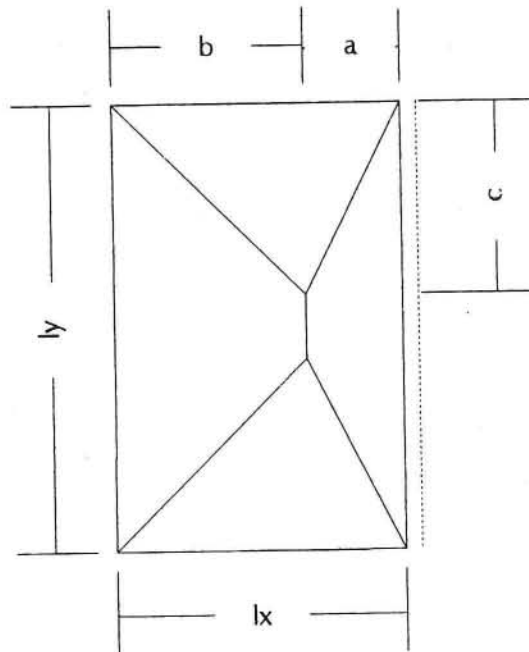
Bijlage VI

Uitdrukkingen voor V_d (uitgangs caisson)

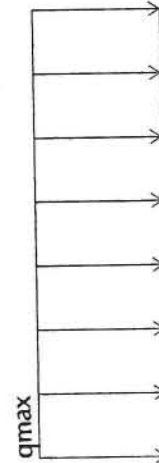
Nu dat de uiterst opneembare schuifspanning bekend is, kunnen voor de verschillende elementen en de verschillende belastinggevallen, uitdrukkingen worden bepaald voor V_d , d , h .

Vloer

Afdrachtsysteem:



Belasting



————— = inklemming
 - - - - - = scharnierende oplegging

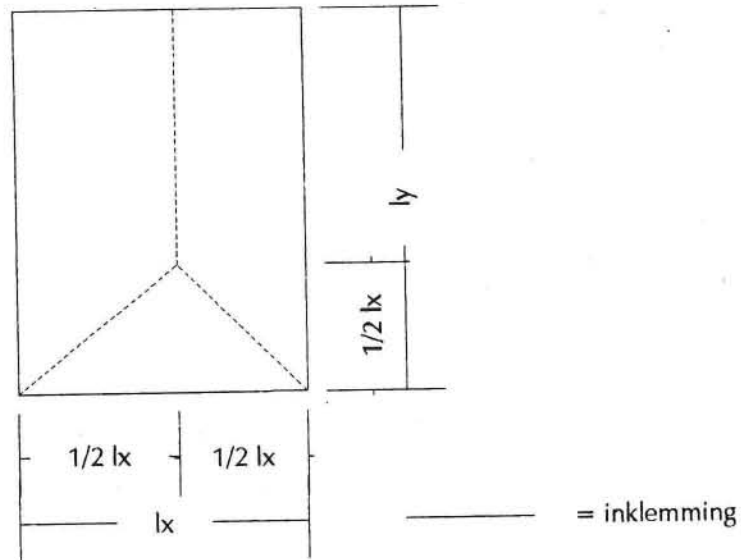
$$\left. \begin{array}{l} c/a = \tan 60^\circ; \quad c/b = \tan 45^\circ; \quad a + b = l_x \\ c = 1,73a; \quad c = b \Rightarrow \quad b = 1,73 a \end{array} \right\} \quad a + 1,73a = l_x \Rightarrow \quad \begin{array}{l} a = 0,37 l_x \\ b = 0,63 l_x \end{array}$$

Dwarskracht/m:

$$- \quad V_d = \gamma \times 0,8 \times q_{\max} \times 0,63 \times l_x \Rightarrow V_d = 1,2 \times 0,8 \times 0,63 \times q_{\max} \times l_x = \underline{0,605 \times q_{\max} \times l_x}$$

De factor 0,8 wordt gehanteerd als aftoppingsfactor van de dwarskracht, dit om rekening te houden met een herverdeling van piekspanningen in het beton.

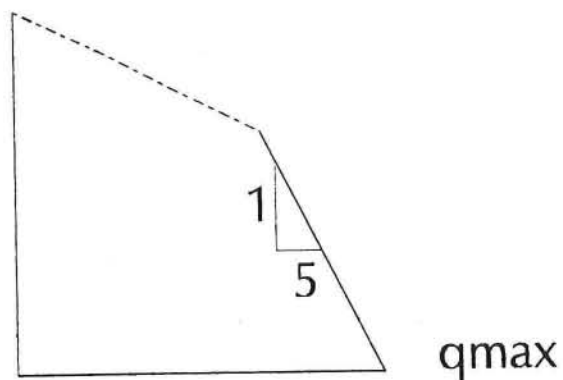
Voor de onderstaande elementen wordt het zelfde dwarskracht-afdrachtsysteem gehanteerd (zie afbeelding)



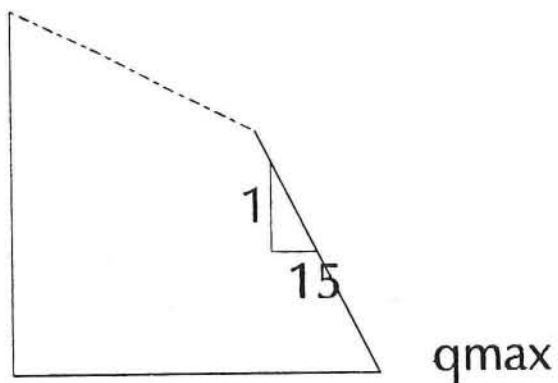
Door een verschil in belasting ontstaan verschillende uitdrukkingen voor V_d deze worden in het hiervolgende afgeleid.

Voorwand, langstussenwand en tussenwanden in breedte richting

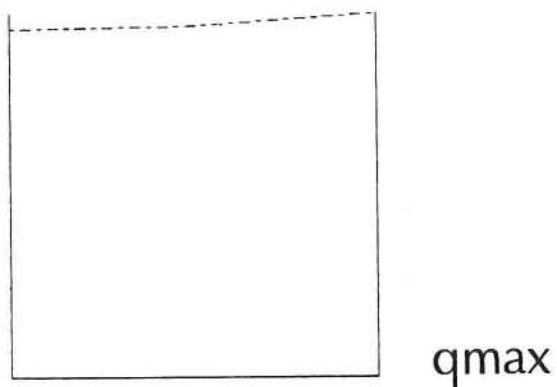
Belasting:



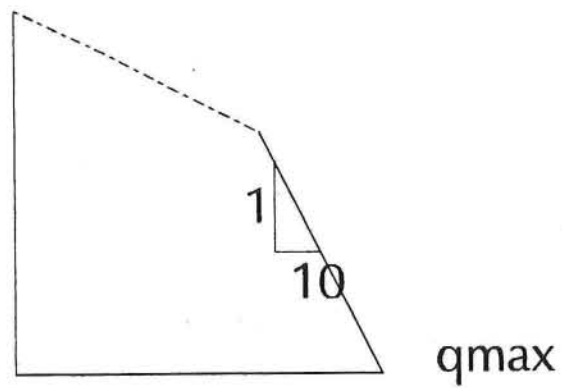
$$V_d = -1,2l_x^2 + 0,48q_{max}l_x$$

Rechterzijwand**Belasting:**

$$V_d = 0,48q_{max}l - 3,6l^2x$$

Linkerzijwand**Belasting:**

$$V_d = 0,5q_{max}l$$

Achterwand**Belasting:**

Voor de achterwand geldt dat niet de belasting t.g.v. een scheepsaanvaring maatgevend is, maar de belasting in drijffase.

$$V_d = 0,48 q_{\max} l - 4,8 l^2 x$$

Bijlage VII

Uitdrukkingen voor V_d (halvering overspanning met prefabwanden)

In deze bijlage zullen enkele uitdrukkingen worden afgeleid voor de hoofdelementen van de caisson, m.b.t. dwarskrachtafdracht.

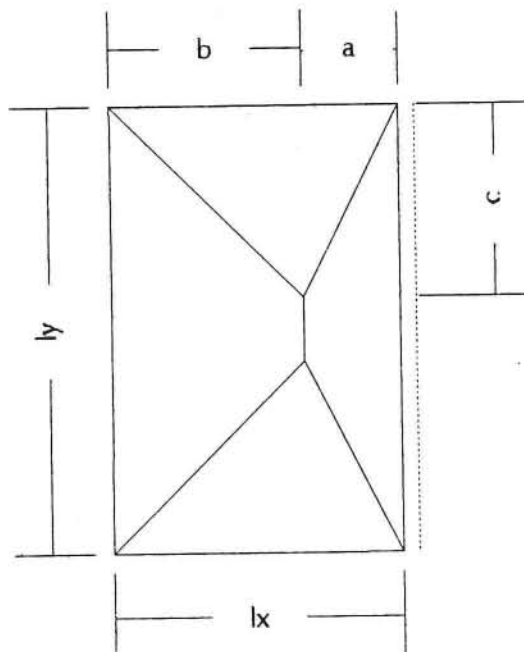
Bij de berekening wordt van het volgende uitgegaan:

- De ondersteuning t.p.v. de later te plaatsen prefabtussenwanden een gedeeltelijke inklemming is. Om een bovengrensbepaling te krijgen wordt er voor de berekening uitgegaan van een scharnierende oplegging.
- De tussenwanden hebben geen invloed op het afdracht mechanisme van de vloer.

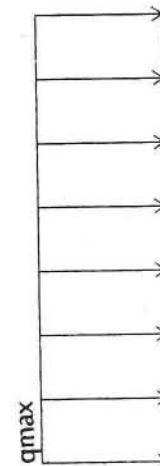
Onderstaand volgen de uitdrukkingen van V_d voor de hoofdelementen van de caisson.

Vloer

Afdrachtsysteem:



Belasting



————— = inklemming

----- = scharnierende oplegging

$$\left. \begin{aligned} c/a &= \tan 60^\circ; & c/b &= \tan 45^\circ; & a+b &= l_x \\ c &= 1,73a; & c &= b \Rightarrow & b &= 1,73 a \end{aligned} \right\}$$

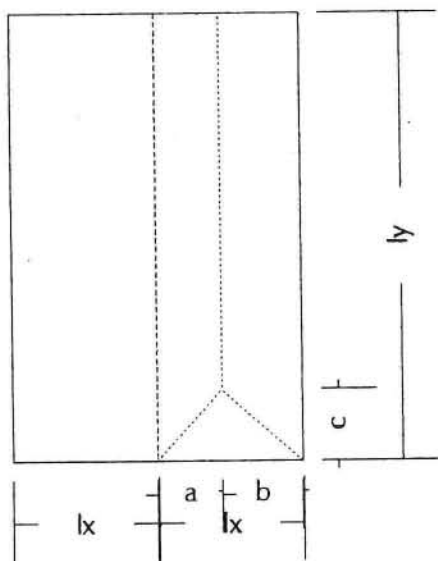
$$a + 1,73a = l_x \Rightarrow \begin{aligned} a &= 0,37 l_x \\ b &= 0,63 l_x \end{aligned}$$

Dwarskracht/m:

$$- \quad V_d = \gamma \times 0,8 \times q_{\max} \times 0,63 \times l_x \Rightarrow V_d = 1,2 \times 0,8 \times 0,63 \times q_{\max} \times l_x = \underline{0,605 \times q_{\max} \times l_x}$$

De factor 0,8 wordt gehanteerd als aftoppingsfactor van de dwarskracht, dit om rekening te houden met een herverdeling van piekspanningen in het beton.

Voor de onderstaande elementen wordt het zelfde dwarskracht-afrachtsysteem gehanteerd (zie afbeelding), tenzij anders vermeld.



----- = scharnierende oplegging
 ————— = inklemming

Door een verschil in belasting ontstaan verschillende uitdrukkingen voor V_d deze worden in het hiervolgende afgeleid. De belasting is dezelfde als gehanteerd in bijlage VI en zal hier niet meer apart worden vermeld.

Voorwand, langstussenwand en tussenwanden in breedte richting

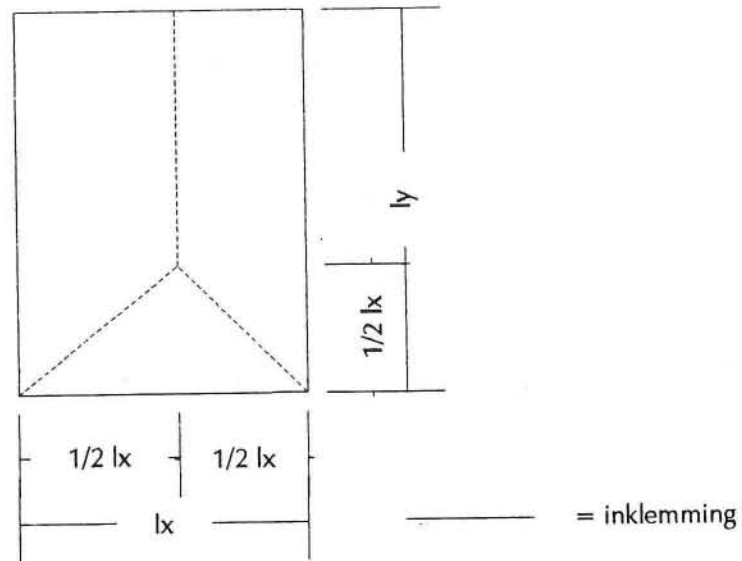
$$- \quad \underline{V_d = -1,9l_x^2 + 0,605q_{\max}l_x}$$

Rechterzijwand

$$- \quad \underline{V_d = 0,605q_{\max}l_x - 5,72l_x^2}$$

Linkerzijwand

$$- \quad \underline{V_d = 0.63 g_{max} l_x}$$

AchterwandAfdrachtsysteem

Voor de achterwand geldt dat niet de belasting t.g.v. een scheepsaanvaring maatgevend is, maar de belasting in drijffase.

$$- \quad \underline{V_d = 0.48 g_{max} l_x \cdot 4.8 l_x^2}$$

Bijlage VIII

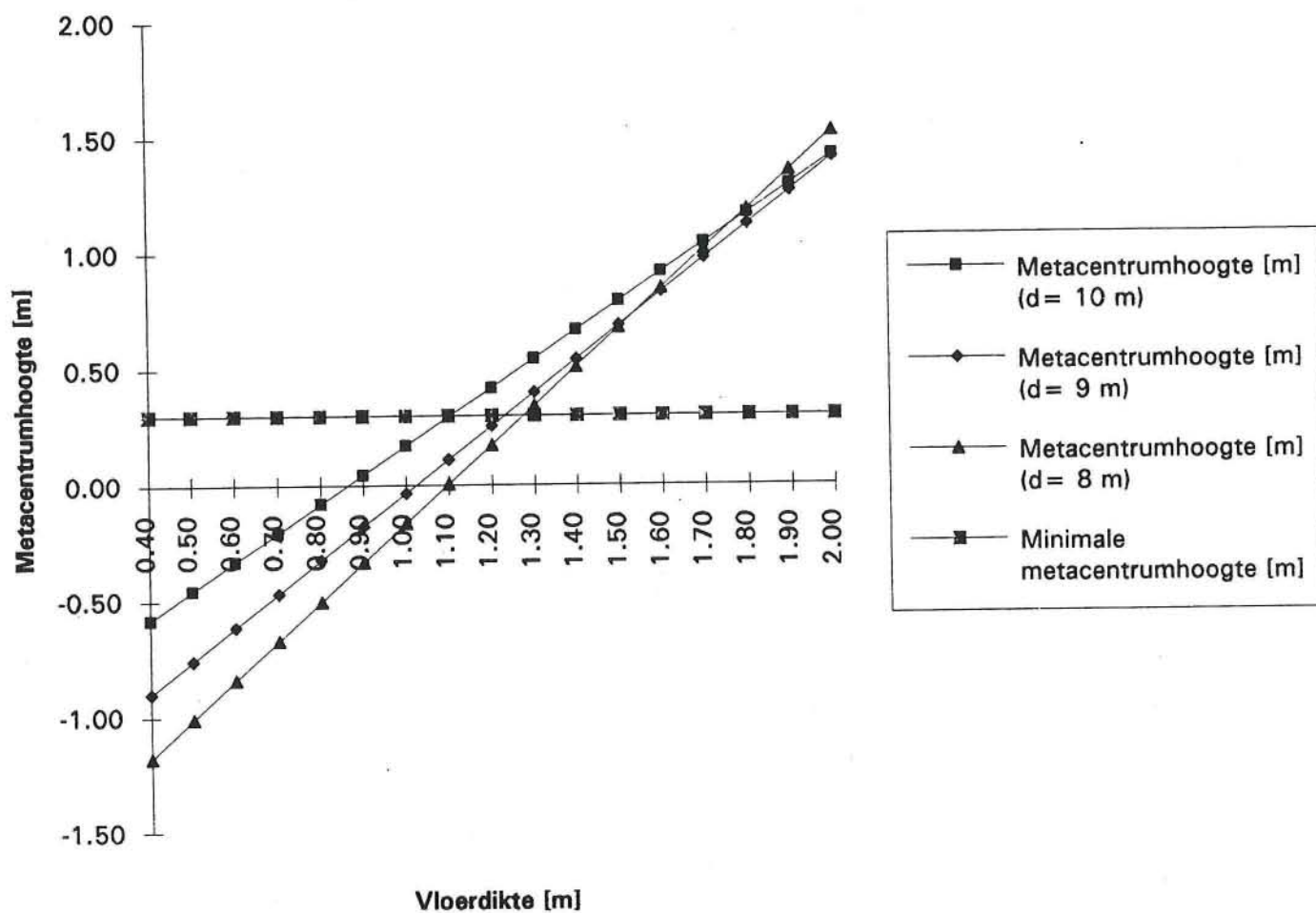
**Excel worksheet voor de bepaling van metacentrumhoogte,
als functie van de vloerdikte van de caisson**

In deze bijlage wordt een overzicht gegeven van de resultaten volgend uit een spreadsheetberekening, m.b.t. de metacentrumhoogte van de caisson voor verschillende vloerdikten.

De minimale metacentrumhoogte voor statische stabiliteit is aangenomen op 0,30 m.

Vloerdikte [m]	Metacentrumhoogte [m] (d= 10 m)	Metacentrumhoogte [m] (d= 9 m)	Metacentrumhoogte [m] (d= 8 m)
0,40	-0,58	-0,90	-1,18
0,50	-0,46	-0,76	-1,01
0,60	-0,33	-0,61	-0,84
0,70	-0,21	-0,47	-0,67
0,80	-0,08	-0,32	-0,50
0,90	0,04	-0,18	-0,33
1,00	0,17	-0,03	-0,16
1,10	0,29	0,11	0,00
1,20	0,42	0,25	0,17
1,30	0,54	0,40	0,34
1,40	0,67	0,54	0,51
1,50	0,79	0,69	0,68
1,60	0,92	0,83	0,85
1,70	1,04	0,98	1,02
1,80	1,17	1,12	1,19
1,90	1,29	1,27	1,35
2,00	1,42	1,41	1,52

Zie ook de grafiek op de volgende pagina.

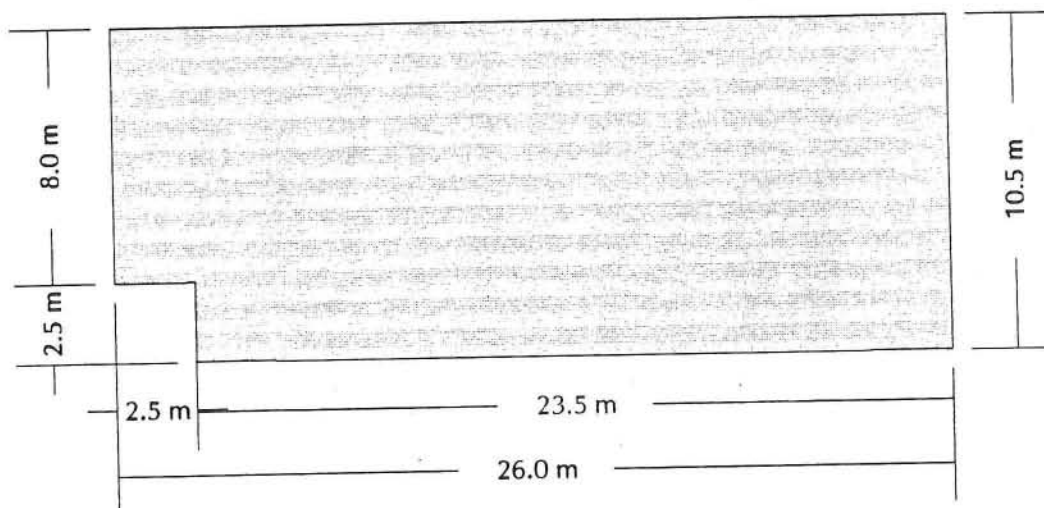
Metacentrumhoogte [m] (h = 14 m)

Bijlage IX

Berekening scheefhang

In deze bijlage wordt de scheefhang berekend van de caisson. Door het niet symmetrisch zijn van de caisson zal een scheefhang optreden, i.d.g. een rotatie van de caisson rond de lengte-as.

Voor de eenvoud van de berekening wordt er vanuitgegaan dat de caisson rechthoekig van vorm is (zie afbeelding 1).



Het berekende traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak is:

- $I = 2405 \text{ m}^4$

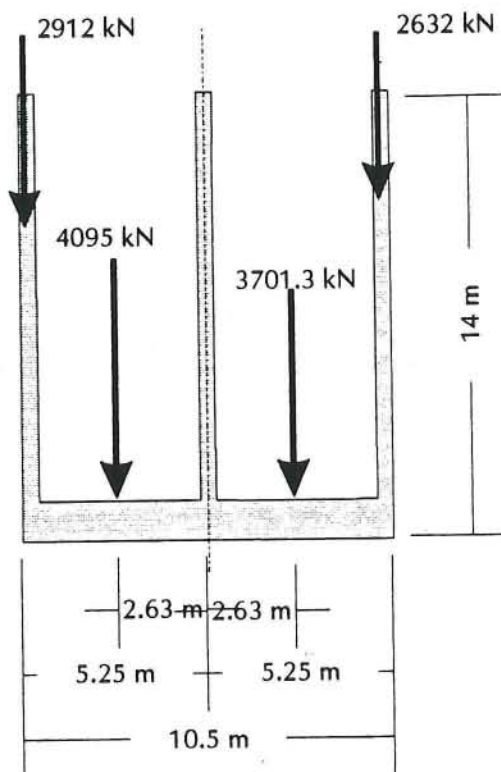
Voor het corrigerend moment uitgeoefend door het water op de caisson wordt de volgende formule gehanteerd:

$$M = \phi \cdot \varphi_w \cdot g \cdot I$$

Voor de berekening worden de volgende waarden gehanteerd:

- $\varphi_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
- $g = 10 \text{ m/s}^2$

Het aandrijvend moment t.g.v. asymmetrie van de caisson kan uit afbeelding 2 worden berekend.



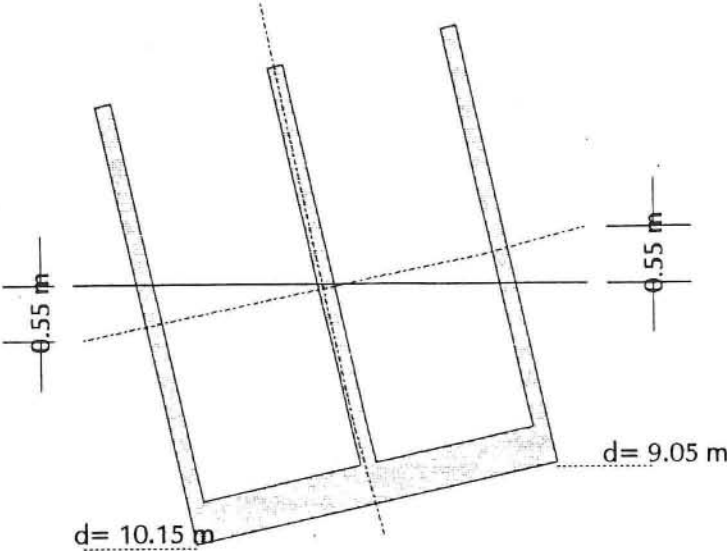
Voor het aandrijvend moment wordt berekend:

- $M_{\text{aandr.}} = 2504 \text{ kNm}$

Dit gelijk gesteld aan de vergelijking van het corrigerend moment, levert de volgende waarde voor de rotatie:

- $\phi = 0,11 \text{ rad}$

Dit betekent dat de caisson een totale scheefhang vertoont van 2,6 m (zie afbeelding 3, op de volgende pagina).

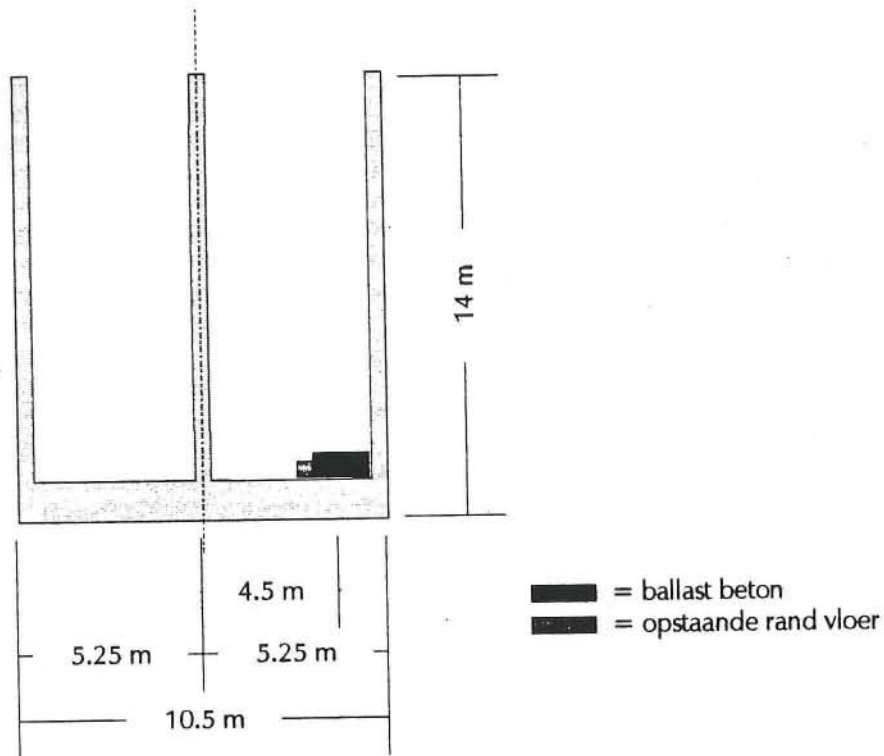


Bijlage X

Bepaling benodigde hoeveelheid vaste ballast

Uit de berekening in bijlage IX blijkt de caisson een totale scheefhang te vertonen van 1,1 m. In deze bijlage wordt berekend hoeveel ballast benodigd is om de scheefhang te corrigeren en wat de extra diepgang van de caisson is t.g.v. deze ballast.

Als vaste ballast wordt gekozen voor prefab betonelementen. Zo kan een zo groot mogelijke arm van de kracht worden verkregen zodat het benodigd gewicht aan ballast kan worden beperkt (en dus de extra diepgang van de caisson t.g.v. deze ballast). Als excentriciteit van de ballast wordt aangehouden: $e = 4,5$ m (zie afbeelding 1).



Voor het benodigd gewicht aan beton wordt berekend:

$$- \quad \Delta F = M/e = 2504/4,5 = 556 \text{ kN}$$

Het volume beton is $V_{\text{ballast}} = 556/25 \approx 23 \text{ m}^3$.

Door dit extra gewicht zal de caisson een grotere diepgang krijgen, voor deze extra diepgang wordt berekend:

$$- \quad \Delta d = \Delta F / (A_{\text{vloer}} \cdot 10) = 556 / (266,75 \cdot 10) = 0,2 \text{ m}$$

De totale diepgang van de caisson komt daarmee op: $d = 10$ m.

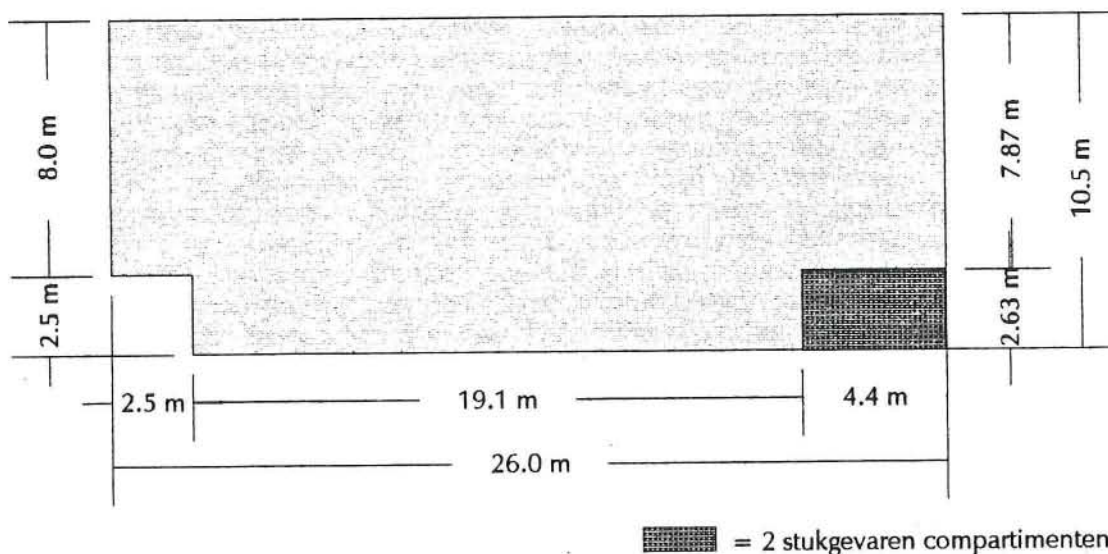
Bijlage XI

Berekening scheefhang na een scheepsaanvaring

In deze bijlage wordt de scheefhang berekend van de caisson na een scheepsaanvaring, waarbij twee compartimenten zijn stukgevaan. De scheefhang ontstaat doordat het gewicht aan de zijde van de aanvaring verminderd. Zo zal bij twee stukke compartimenten het gewicht als volgt worden verminderd:

- 1 tussenwand minder
- 2 elementen aan de voorzijde van de compartimenten minder

Voor de eenvoud van de berekening wordt er vanuitgegaan dat de caisson rechthoekig van vorm is (zie afbeelding 1), waarbij twee compartimenten missen.



Het berekende traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak is:

$$I = 2214 \text{ m}^4$$

Voor het corrigerend moment uitgeoefend door het water op de caisson wordt de volgende formule gehanteerd:

$$M = \phi \cdot \varphi_w \cdot g \cdot I$$

Voor de berekening wordt van de volgende waarden uitgegaan:

- $\varphi_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
- $g = 10 \text{ m/s}^2$

Voor een berekening van het aandrijvend moment wordt er vanuitgegaan dat de twee voorwandelementen en een tussenwand volledig ontbreken. Voor de hiermee overeenkomende hoeveelheid beton is berekend:

- Tussenwand: $\Delta V = -16,8 \text{ m}^3$
- Voorwand: $\Delta V = -19,7 \text{ m}^3$

De gemiddelde diepgang van de stukgevaaren caisson kan nu worden berekend m.b.v. onderstaande formule:

$$d_{\text{gem}} = (V + \Delta V) \times 25 / (A_{\text{vloer}} + \Delta A_{\text{vloer}}) \times 10$$

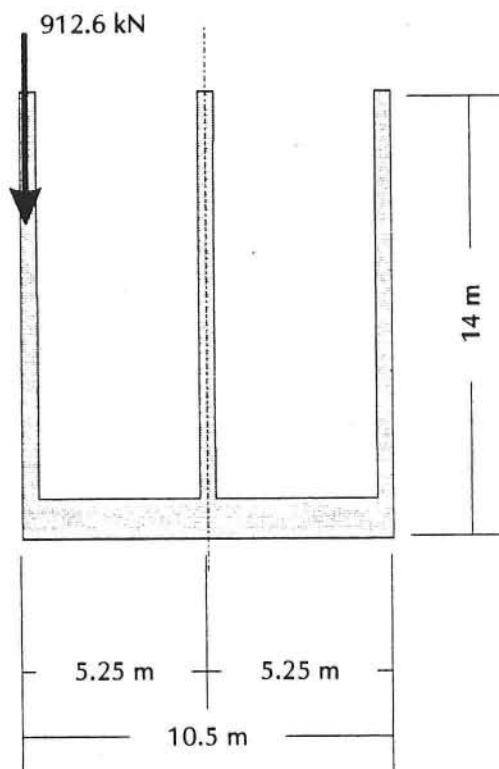
Symbolen:

- V = volume beton voor de aanvaring
 - ΔV = vermindering hoeveelheid beton t.g.v. scheepsaanvaring
 - A_{vloer} = vloeroppervlak van de caisson voor de scheepsaanvaring
 - ΔA_{vloer} = vermindering van het vloeroppervlak na een scheepsaanvaring
- $\Delta A_{\text{vloer}} = -4,4 \times 2,63 = -11,6 \text{ m}^2$

Voor de gemiddelde diepgang na een scheepsaanvaring kan nu worden berekend:

$$d_{\text{gem}} = (1020 - 36,5) \times 25 / (266,75 - 11,6) \times 10 = 9,7 \text{ m}$$

In de berekening worden de gewichten overeenkomend met de vermindering van het volume beton als extra gewicht ingevoerd, om het aandrijvend moment te berekenen (zie afbeelding 2).



Voor het aandrijvend moment wordt berekend:

- $M_{\text{aandr.}} = 4791 \text{ kNm}$

Dit gelijk gesteld aan de vergelijking van het corrigerend moment, levert de volgende waarde voor de rotatie:

- $\phi = 0,22 \text{ rad}$

Dit betekent dat de caisson een totale scheefhang vertoond van 2,3 m.

Om de caisson rechtstandig te kunnen vervoeren kan een deel van het zand, waarmee de caisson is gevuld, als ballast achter blijven in de caisson.

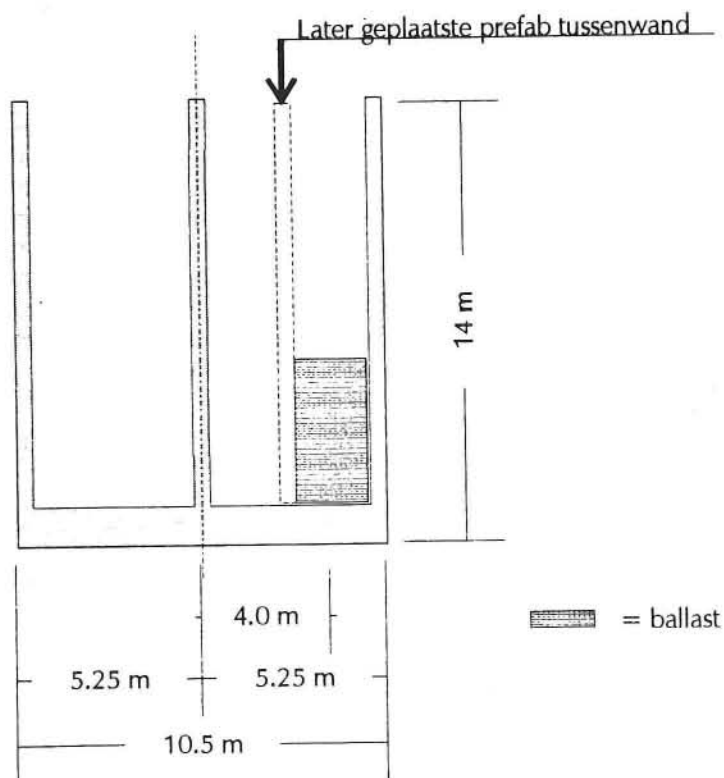
Het gewicht benodigd aan ballast om de caisson rechtstandig te kunnen vervoeren is berekend op:

- $\Delta F = M/e = 4791/4 = 1198 \text{ kN}$

Symbolen:

- ΔF = gewicht van de benodigde ballast
- M = aandrijvend moment
- e = excentriciteit van de ballast

Voor de bepaling van de excentriciteit is er vanuitgegaan dat alleen de compartimenten aan de voorzijde van de tussenwanden gevuld blijven met ballast (zie afbeelding 3)



Het volume zand wat hiermee overeenkomt is:

- $\Delta V = \Delta F / \gamma_{\text{grond}} = 1198 / 17 \approx 70 \text{ m}^3$

De ballast zorgt er voor dat de caisson rechtstandig drijft, maar zorgt er ook voor dat de caisson een extra diepgang krijgt. Deze is berekend op:

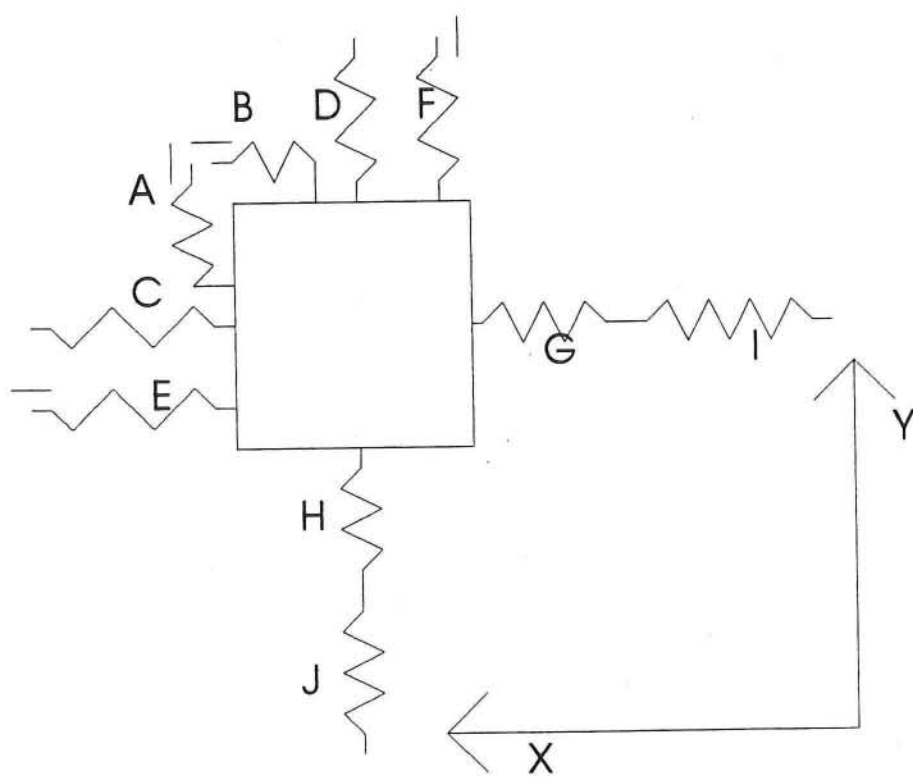
- $\Delta d = \Delta F / (A_{\text{vloer}} \cdot 10) = 1198 / (255,2 \cdot 10) \approx 0,5 \text{ m}$

De totale diepgang van de caisson na scheepsaanvaring wordt dan:

- $d = 9,7 + 0,5 = 10,2 \text{ m}$

Dus de caisson zal na scheepsaanvaring een gemiddelde diepgang hebben van 9,7 m. Door het toepassen van ballast zal de caisson een totale diepgang hebben van 10,2 m. De caisson kan dan met vloed (waterstand \geq N.A.P. + 0,5 m) het Verolmedok worden ingevaren.

STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG



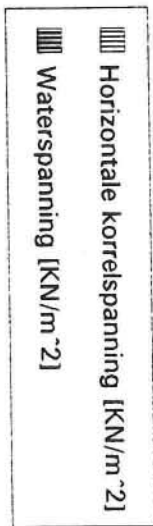
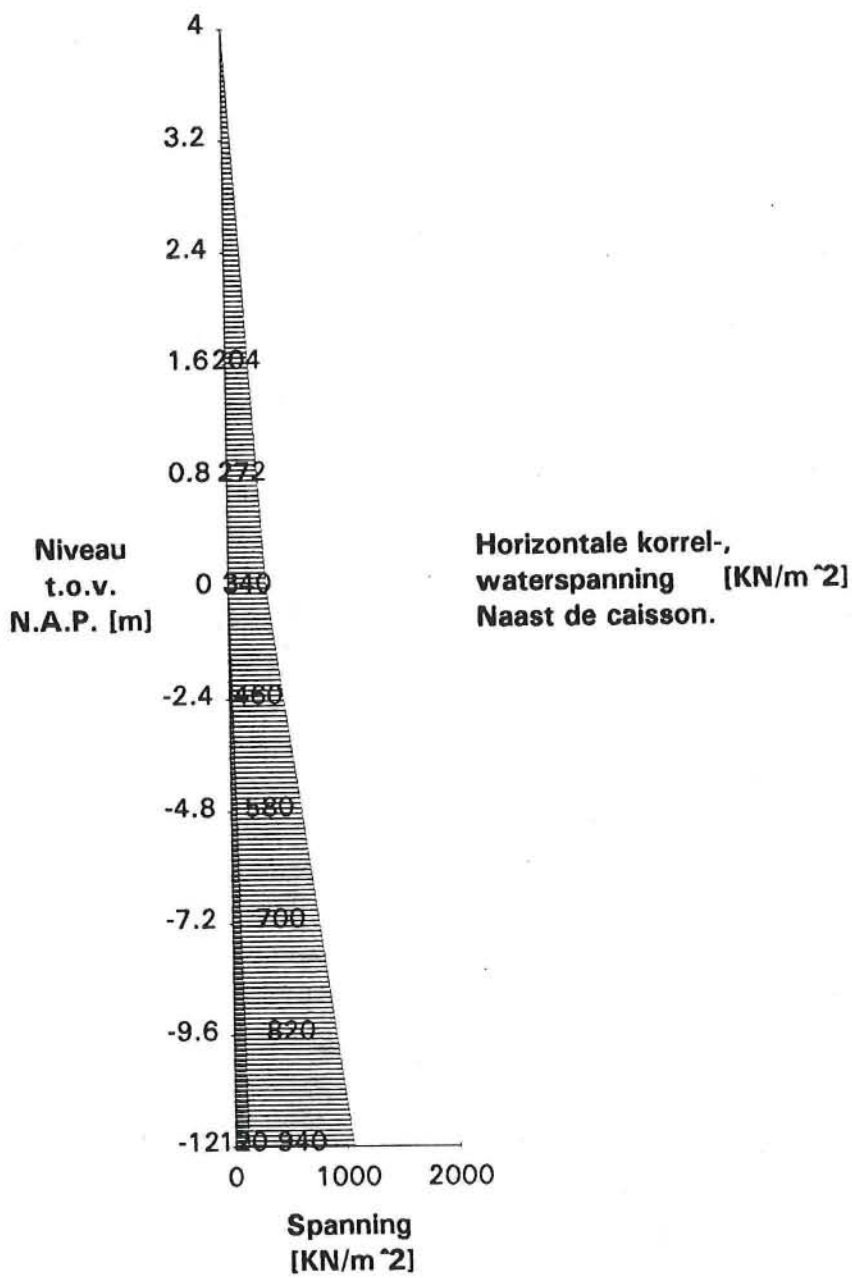
SCHEEPSAANVARINGEN BIJLAGEN

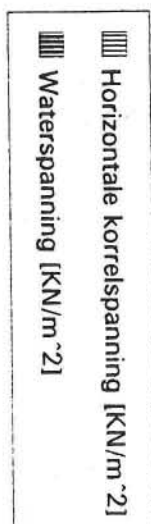
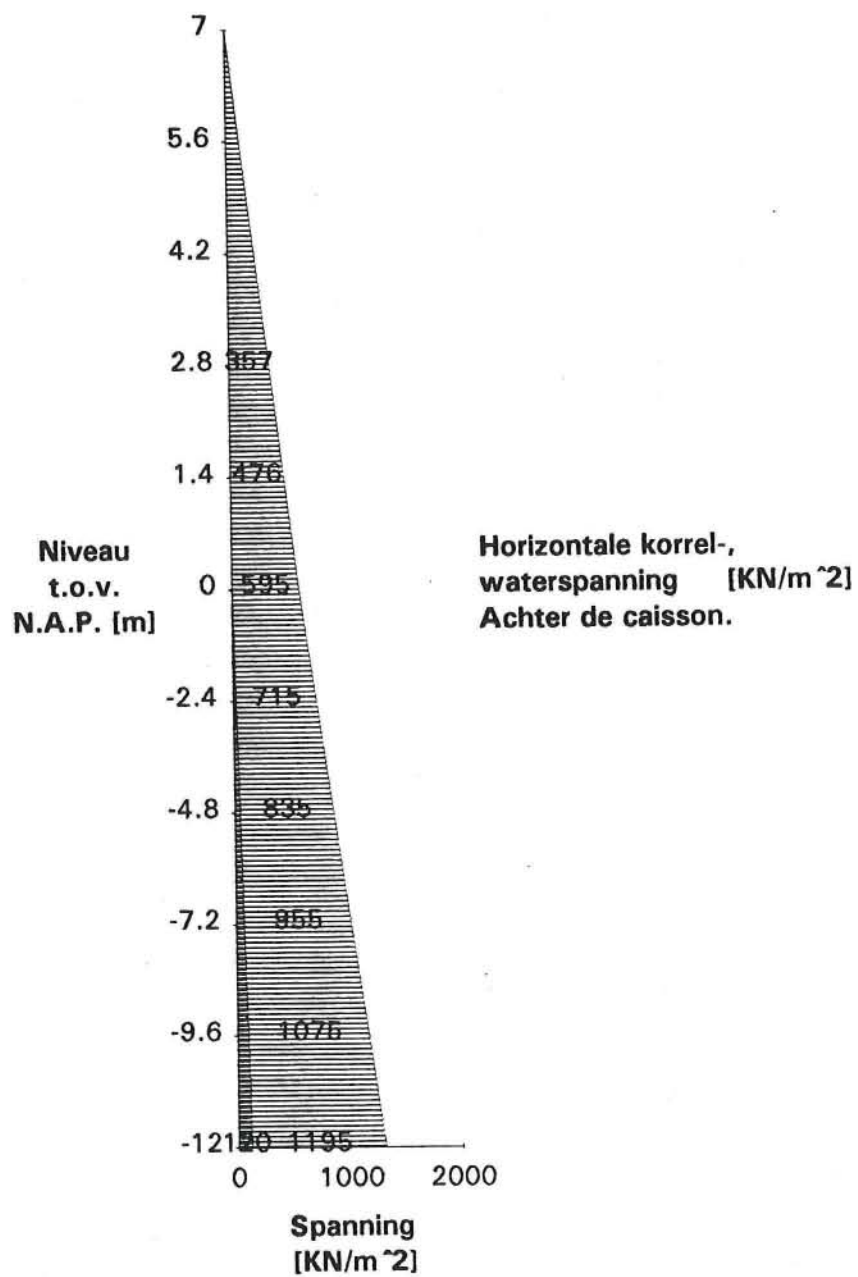
Bijlagen

Bijlage I	Passieve korrelspanning naast en achter de caisson	iii
Bijlage II	Maximale krachten individuele grondveren, x- en y-richting	vi
Bijlage III	Maximale krachten bodemschuifveren e en f	ix
Bijlage IV	Kracht-indringingsrelatie individuele veren, x-richting	xiii
Bijlage V	Kracht-indringingsrelatie totale systeem, x-richting	xvii
Bijlage VI	Kracht-indringingsrelatie individuele veren, y-richting	xxi
Bijlage VII	Kracht-indringingsrelatie totale systeem, y-richting	xxvi
Bijlage VIII	Variatie stijfheid K_a	xxx
Bijlage IX	Variatie stijfheid K_d	xxxvii

Biilage I

Passieve korrelspanning naast de caisson
Passieve korrelspanning achter de caisson





Bijlage II

Maximale krachten individule grondveren x-richting
Maximale krachten individuele grondveren y-richting

Individuele grondveren C₁₁

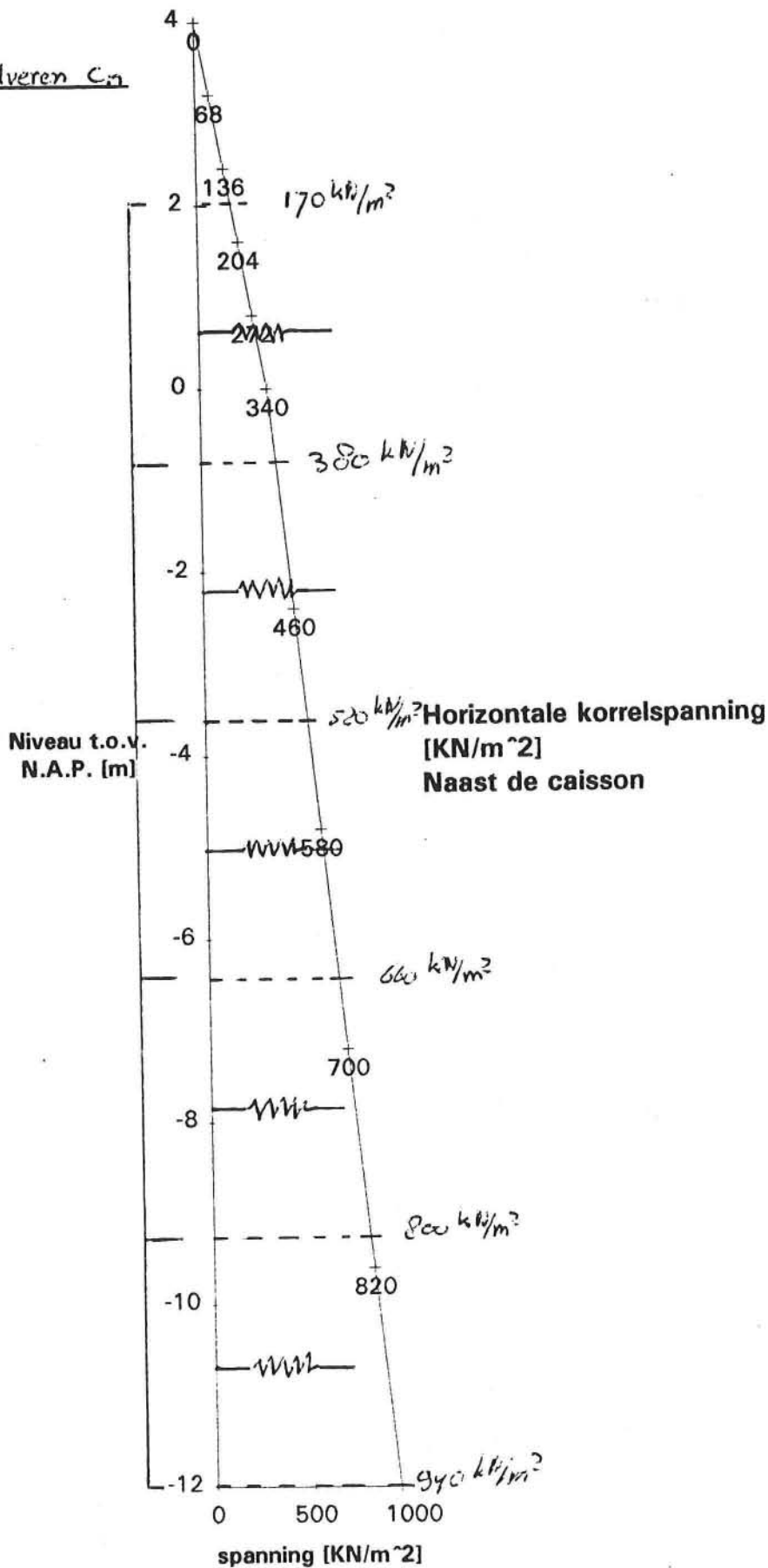
LAAG 1
 $\bar{\sigma}_1 = 275 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,275 \text{ MN/m}^2$

LAAG 2
 $\bar{\sigma}_2 = 450 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,45 \text{ MN/m}^2$

LAAG 3
 $\bar{\sigma}_3 = 520 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,52 \text{ MN/m}^2$

LAAG 4
 $\bar{\sigma}_4 = 720 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,72 \text{ MN/m}^2$

LAAG 5
 $\bar{\sigma}_5 = 870 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,87 \text{ MN/m}^2$



Individuele grondveren dn

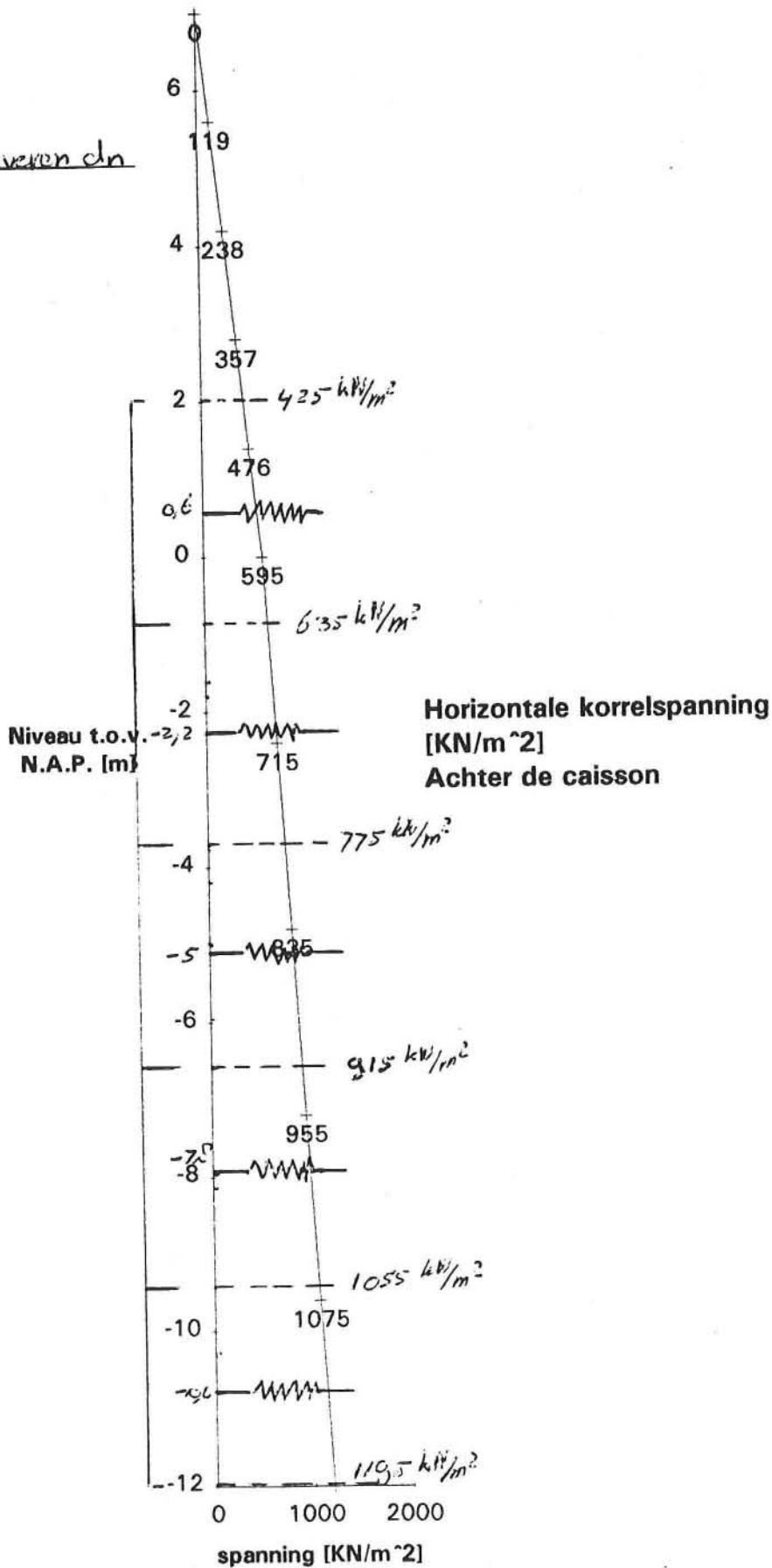
Laag 1
 $\bar{\sigma} = 530 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,53 \text{ MN/m}^2$

Laag 2
 $\bar{\sigma} = 705 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,705 \text{ MN/m}^2$

Laag 3
 $\bar{\sigma} = 845 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,845 \text{ MN/m}^2$

Laag 4
 $\bar{\sigma} = 985 \text{ kN/m}^2$
 $= 0,985 \text{ MN/m}^2$

Laag 5
 $\bar{\sigma} = 1125 \text{ kN/m}^2$
 $= 1,125 \text{ MN/m}^2$



Biilage III

Maximale krachten bodemschuifveren e en f

Maximale kracht bodemschuifveren e; f

De maximale kracht welke kan optreden in de bodemschuifveren e en f, is gelijk aan de maximale schuifkracht welke onder de caisson kan optreden in x- resp. y-richting:

$$F_{\max, e} = F_{\text{wrijving, x}} = F_{\text{wrijving}} \times \cos\alpha \quad \text{III.1}$$

$$F_{\max, f} = F_{\text{wrijving, y}} = F_{\text{wrijving}} \times \sin\alpha$$

Symbolen:

- F_{wrijving} = totale wrijvingskracht tussen caissonbodem en fundering
- α = hoek waaronder het schip de caisson aanvaart.

Er wordt vanuit gegaan dat de wrijvingskracht tegengesteld is aan de aanvaarrichting.

De totale wrijvingskracht onder de caisson kan worden bepaald uit:

$$F_{\text{wrijving}} = F_{\text{vertikaal}} \times \tan\phi \quad \text{III.2}$$

Symbolen:

- $F_{\text{vertikaal}}$ = funderingsdruk
- ϕ = hoek van inwendige wrijving funderingsslag

Voor de funderingsdruk geldt:

$$F_{\text{vertikaal}} = F_{\text{gewicht}} - F_{\text{opwaarts}} \quad \text{III.3}$$

Symbolen:

- F_{gewicht} = eigengewicht van de caisson + vulling (= $F_{\text{caisson}} + F_{\text{vulling}}$)
- F_{opwaarts} = opwaartse waterdruk

Voor bepaling van de wrijvingskracht moeten de volgende zaken worden berekend:

- A Eigengewicht van de caisson
- B Eigengewicht van de caissonvulling
- C Opwaartse waterdruk

A Bepaling eigengewicht van de caisson

Het eigengewicht van de caisson, F_{caisson} , kan bepaald worden door uit te gaan van de maximale toegestane diepgang die geldt voor dit caisson, $d_{\text{max, toelaatbaar}}$.

$$F_{\text{caisson}} = \gamma_{\text{beton}} \times V_{\text{beton}} = A_{\text{bodem}} \times d_{\text{max, toelaatbaar}} \times \gamma_{\text{water}} \quad \text{III.4}$$

Symbolen:

- γ_{beton} = soortelijk gewicht beton = 25 KN/m³
- γ_{water} = soortelijk gewicht water = 10 KN/m³
- V_{beton} = volume beton verwerkt in de caisson
- A_{bodem} = bodemoppervlak van de caisson = $26 \times 8 + 23.5 \times 2.5 = 266.75 \text{ m}^2$
- $d_{\text{max, toelaatbaar}}$ = 10 m

bovenstaande waarden ingevuld levert:

$$F_{\text{caisson}} = 266.75 \times 10 \times 10 = 26675 \text{ KN} \approx 26.7 \text{ MN}$$

B Bepaling eigengewicht grondvulling

Uitgaande van de volgende gegevens kan het eigengewicht van de grond in de caisson worden bepaald:

Waterstand in de caisson wordt aangehouden op N.A.P. Hieruit volgt dat de caisson voor 85.7 % (= $(12/14) \times 100$ %) is gevuld met natte grond en voor 14.3 % met droge grond.

Hieruit volgt voor het gewicht van de vulling:

$$F_{\text{vulling}} = 85.7 \% \times V_{\text{vulling}} \times \gamma_{\text{nat}} + 14.3 \% \times V_{\text{vulling}} \times \gamma_{\text{droog}} \quad \text{III.5}$$

Symbolen:

- γ_{nat} = soortelijk gewicht natte grond = 20 KN/m³
- γ_{droog} = soortelijk gewicht droge grond = 17 KN/m³
- V_{vulling} = volume caissonvulling

Enige onbekende voor het bepalen van het eigengewicht van de caissonvulling is nu nog het volume van de caissonvulling. Hiervoor geldt:

$$V_{\text{vulling}} = V_{\text{totaal}} - V_{\text{beton}} \quad \text{III.6}$$

Symbolen:

- V_{totaal} = totale uitwendige volume van de caisson
- V_{beton} = volume beton verwerkt in de caisson

V_{totaal} : Oppervlak grondvlak van de caisson = $26 \times 8 + 23,5 \times 2,5 = 266,75 \text{ m}^2$
Hoogte van de caisson = 14 m. Hieruit volgt:

$$V_{\text{totaal}} = 14 \times 266,75 = 3734,5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{beton}}: F_{\text{caisson}} / \gamma_{\text{beton}} = 26675 / 25 = 1067 \text{ m}^3$$

Hieruit volgt voor het volume van de caisson vulling ($= V_{\text{totaal}} - V_{\text{beton}}$):

$$- \quad V_{\text{vulling}} = 2667.5 \text{ m}^3$$

Bovenstaande waarden invullen in vergelijking III.5 levert:

$$- \quad \underline{F_{\text{vulling}} = 52.2 \text{ MN}}$$

C Bepaling opwaartse waterdruk

Voor de opwaartse waterdruk F_{opwaarts} geldt:

$$F_{\text{opwaarts}} = h_{\text{water}} \times A_{\text{bodem}} \times \gamma_{\text{water}} \quad \text{III.7}$$

Symbolen:

- h_{water} = hoogte van deel van de caisson wat onder water staat
- γ_{water} = soortelijk gewicht water = 10 KN/m^3

Uitgaande van een waterniveau buiten de caisson op N.A.P ($h_{\text{water}} = 12 \text{ m}$), kan worden berekend:

$$- \quad \underline{F_{\text{opwaarts}} = 32 \text{ MN}}$$

Dus volgt hieruit voor de funderingsdruk:

$$- \quad \underline{E_{\text{vertikaal}} = F_{\text{gewicht}} - F_{\text{opwaarts}} = (26,7 + 52,2) - 32 = 47 \text{ MN}}$$

Voor de wrijvingskracht kan nu worden bepaald:

$$- \quad \underline{E_{\text{wrijving}} = F_{\text{vertikaal}} \times \tan\phi = 47 \times \tan 30^\circ = 27 \text{ MN}}$$

Voor de wrijvingskracht in x- en y-richting volgt hier dan uit:

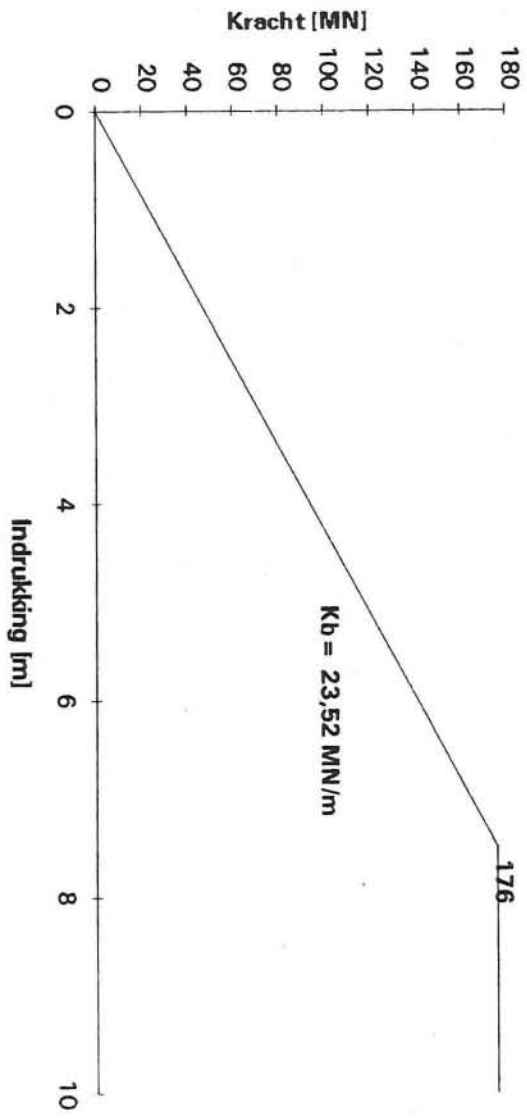
- $F_{\text{wrijving, x}} = F_{\text{wrijving}} \times \cos\alpha = 27 \times \cos 30^\circ \approx 23.4 \text{ MN}$
- $F_{\text{wrijving, y}} = F_{\text{wrijving}} \times \sin\alpha = 27 \times \sin 30^\circ \approx 13.5 \text{ MN}$

De maximale kracht in bodemschuifveren e en f is dan:

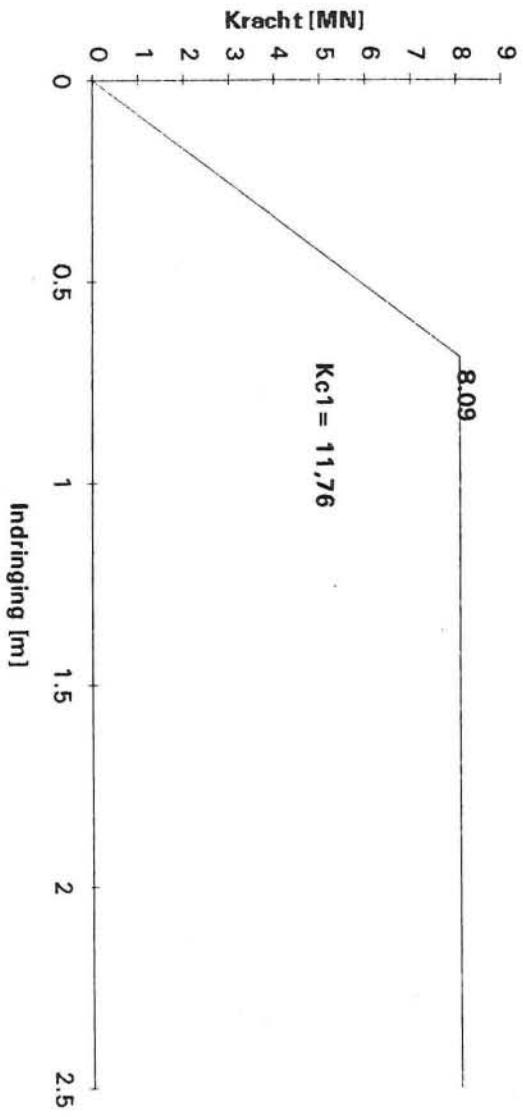
- $F_{\text{max, e}} = F_{\text{wrijving, x}} = 23.4 \text{ MN}$
- $F_{\text{max, f}} = F_{\text{wrijving, y}} = 13.5 \text{ Mn}$

Biilage IV

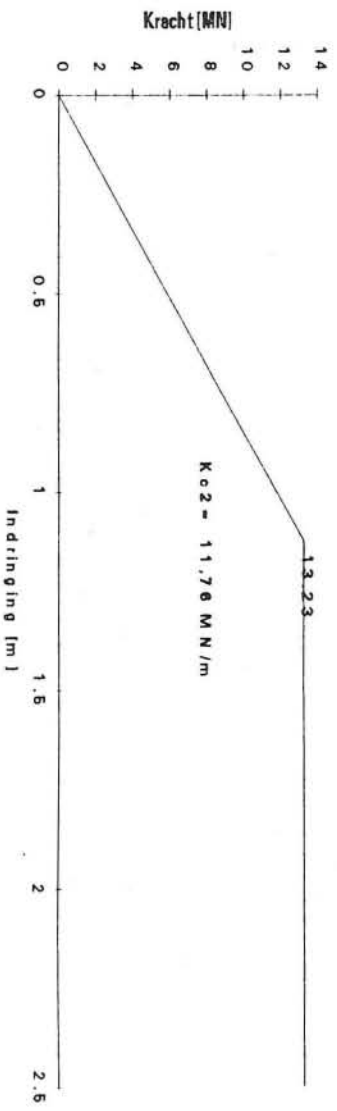
Kracht-indringingsrelatie individuele veren, x-richting



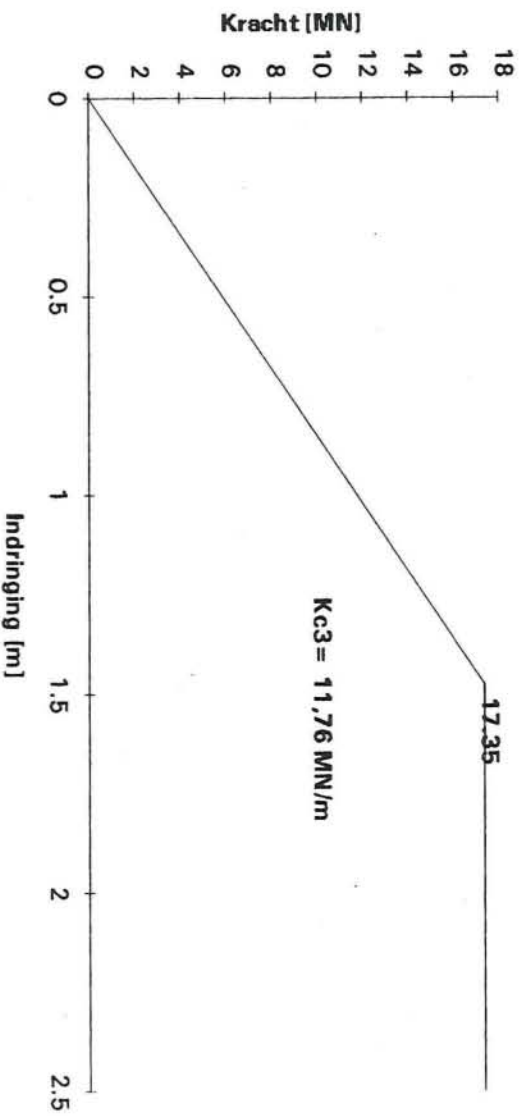
Afbeelding 1 Kracht-indringingsrelatie schuifveer b.



Afbeelding 2 Kracht-indringingsrelatie grondveer c₁.

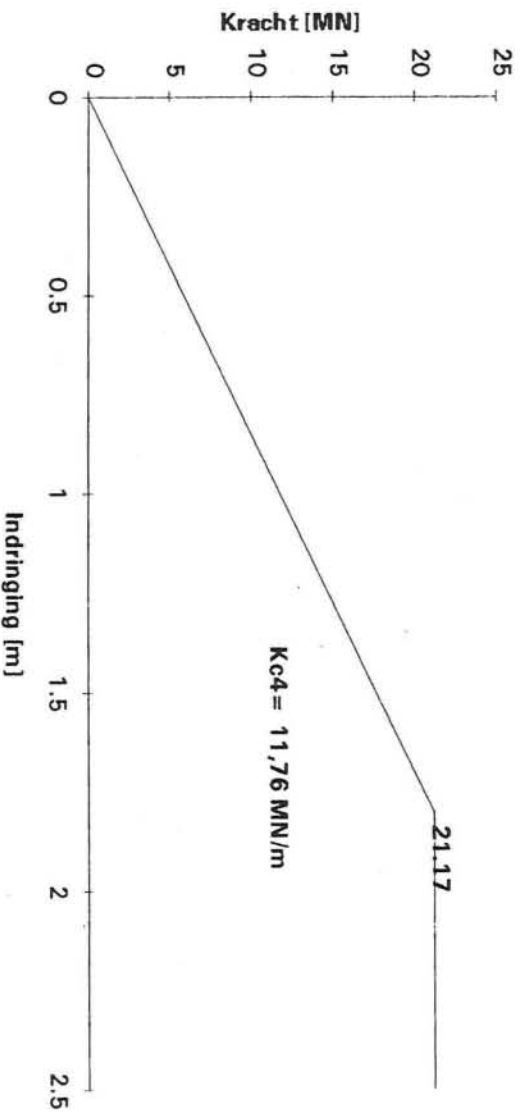


Afbeelding 3 Kracht-indringingsrelatie grondveer c₂.



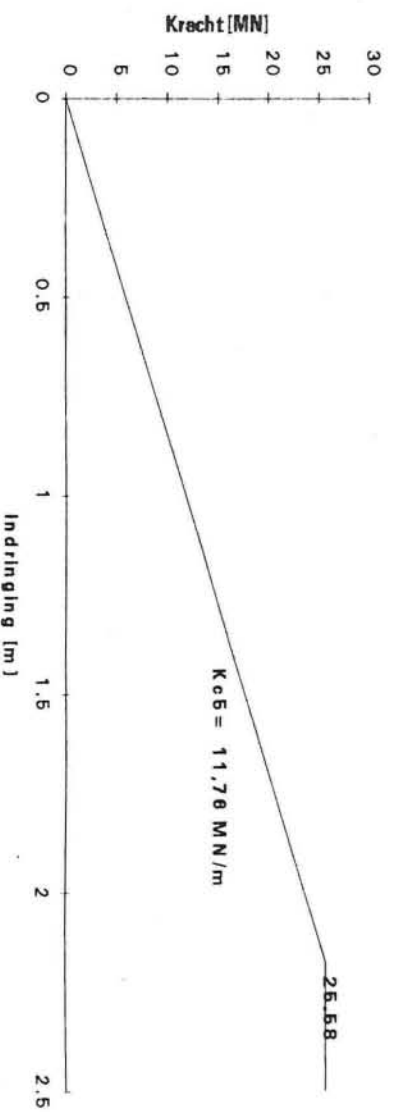
Afbeelding 4

Kracht-indringingsrelatie grondveer C_3 .



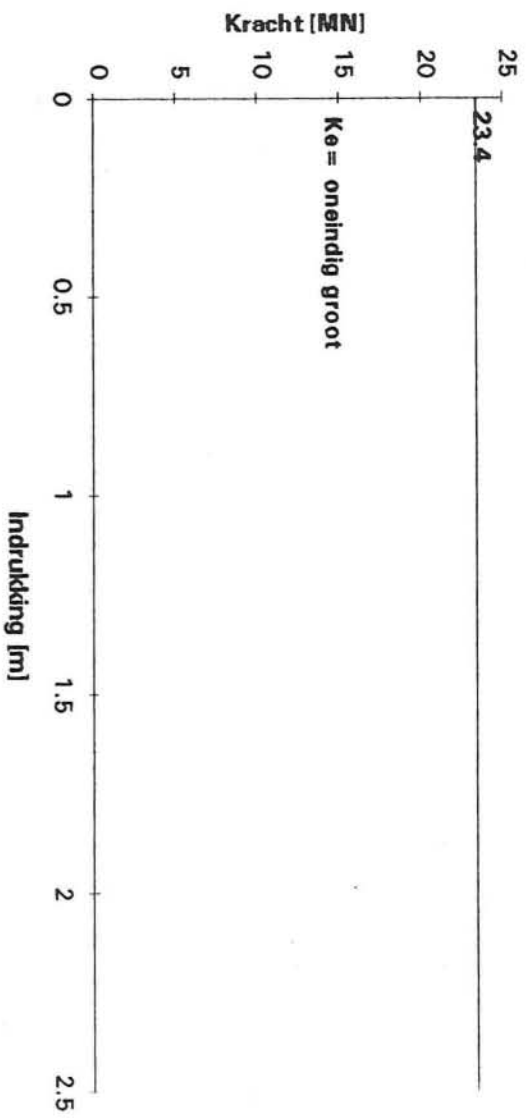
Afbeelding 5

Kracht-indringingsrelatie grondveer C_4 .



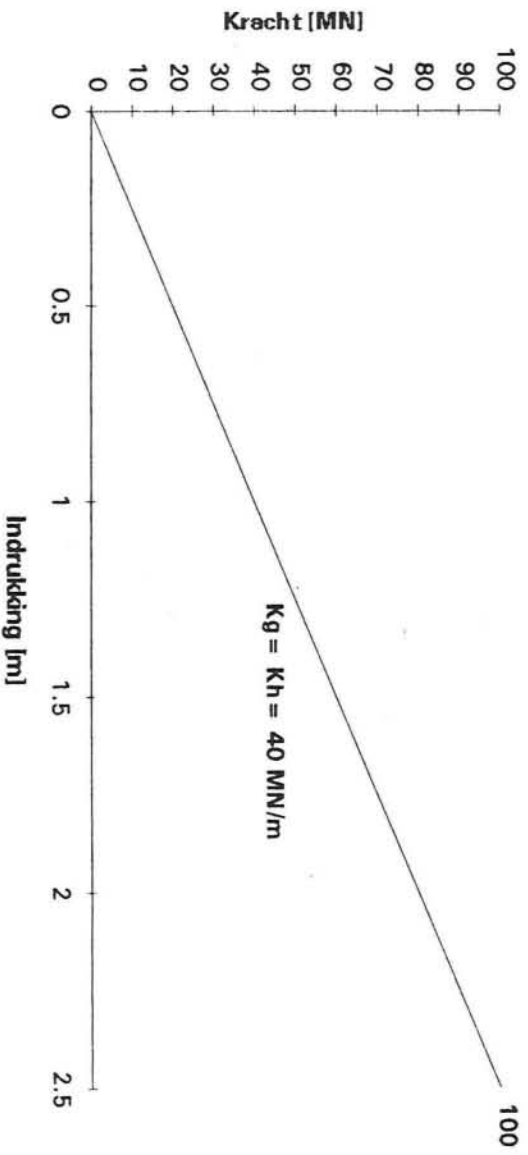
Afbeelding 6

Kracht-indringingsrelatie grondveer C_6 .



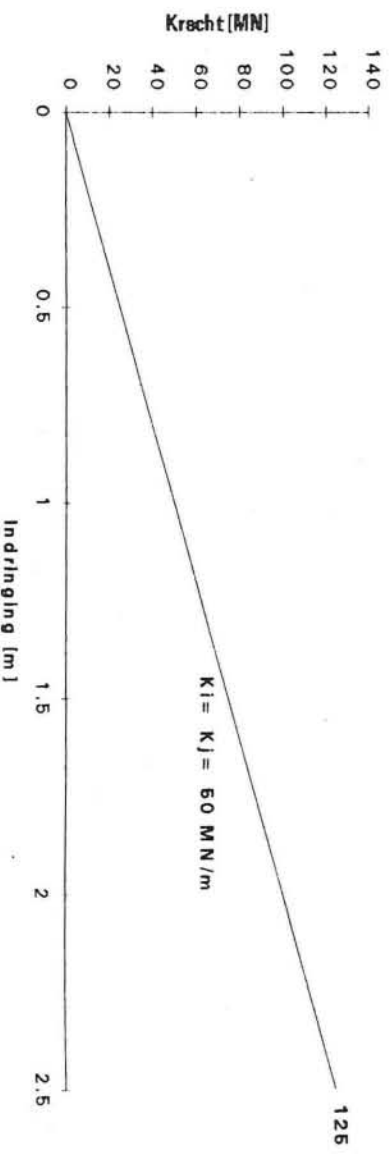
Afbeelding 7

Kracht-indringsrelatie bodemschuifveer e.



Afbeelding 8

Kracht-indringsrelatie grondveer g.

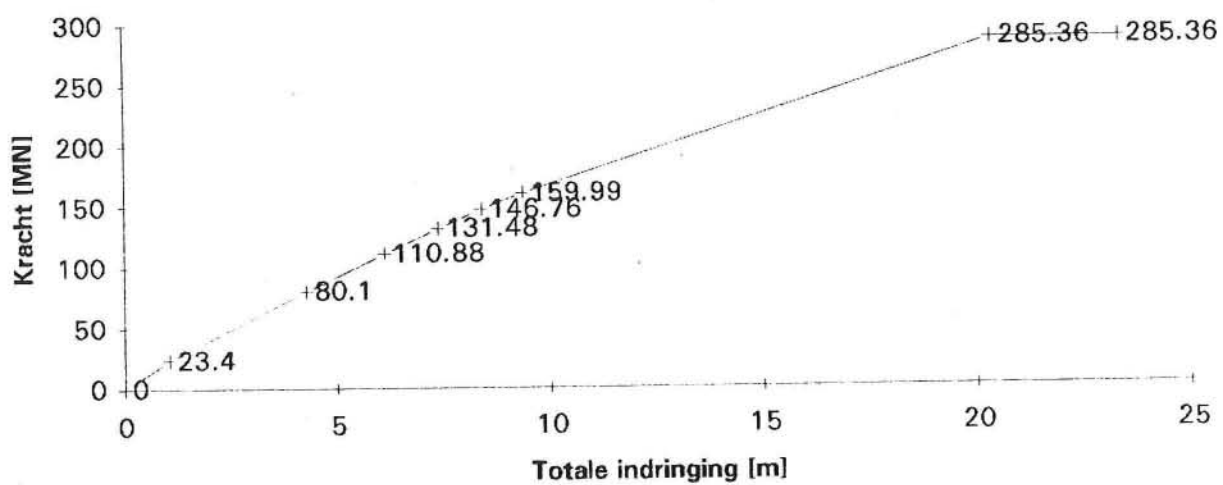


Afbeelding 9

Kracht-indringsrelatie scheepsveer i.

Bilaga V

Kracht-indringingsrelatie totale systeem, x-richting

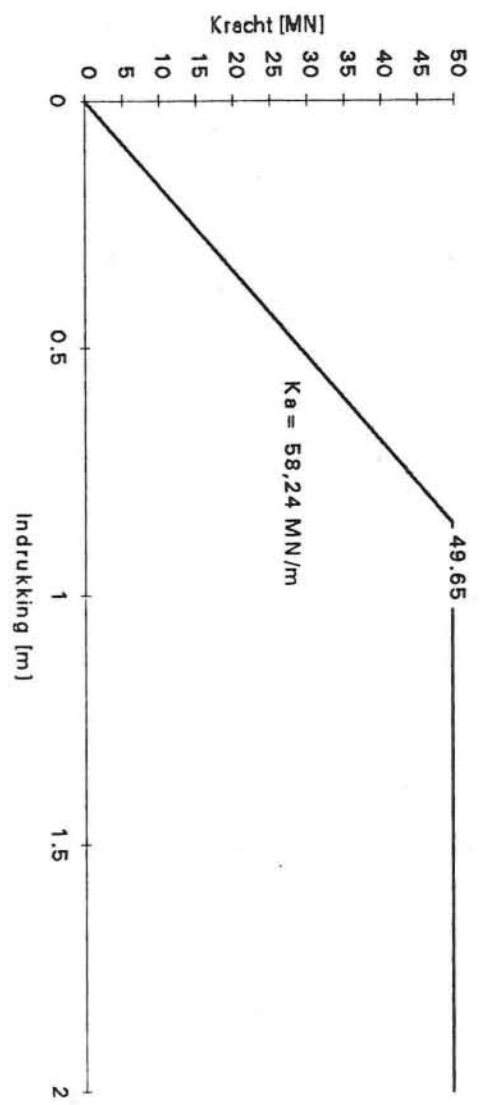
Kracht-indringingsrelatie x-richting

X-richting	Stijfheid [MN/m]	
Stijfheid grondveer, $K_c =$	58.8	
Individuele stijfheid grondveer, $K_{ci} =$	11.76	
Stijfheid schuifveer, $K_b =$	23.52	
Stijfheid schuifveer, $K_e =$	1E+300	
Stijfheid grondveer in caisson, $K_g =$	40	
Stijfheid schip, $K_i =$	50	
Maximale krachten	Krachten [Mn]	
Wrijving met bodem =	23.4	
Wrijving met grondaanvulling =	176.53	
Passiefkracht grondveer1 =	8.1	
Passiefkracht grondveer2 =	13.23	
Passiefkracht grondveer3 =	17.35	
Passiefkracht grondveer4 =	21.17	
Passiefkracht grondveer5 =	25.58	

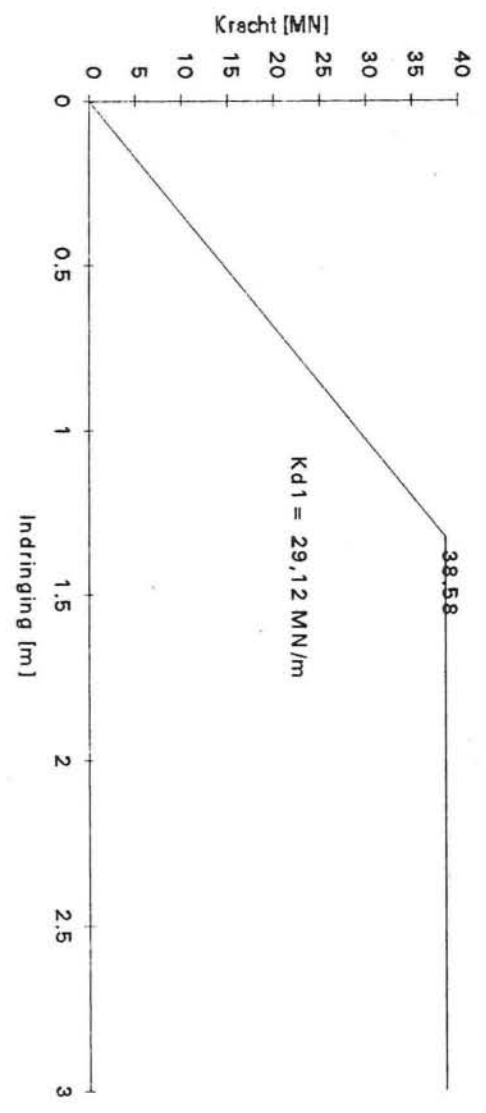
Totale stijfheden [MN/m]	
Stijfheid fase 1 =	22.22222222
Stijfheid fase 2 =	17.49851203
Stijfheid fase 3 =	16.89978923
Stijfheid fase 4 =	16.12726275
Stijfheid fase 5 =	15.09240246
Stijfheid fase 6 =	13.63425568
Stijfheid fase 7 =	11.42635056
Stijfheid fase 8 =	0
Totale verplaatsing [m]	Ontwikkelde krachten [MN]
0	0
1.053	23.4
4.29327551	80.1
6.1146	110.88
7.391940136	131.48
8.404370068	146.76
9.374720068	159.99
20.34672721	285.36
23.34672721	285.36

Biilage VI

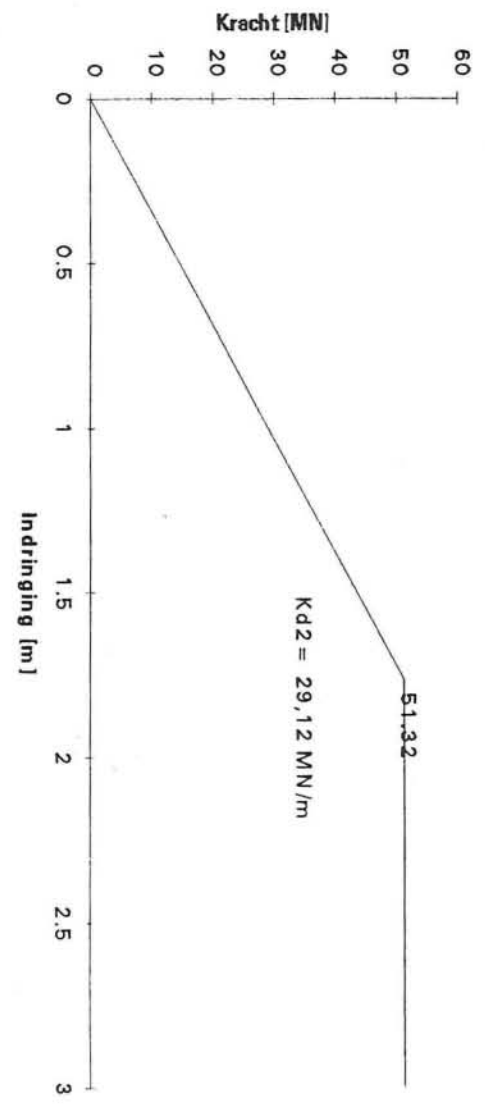
Kracht-indringingsrelatie individuele veren, y-richting



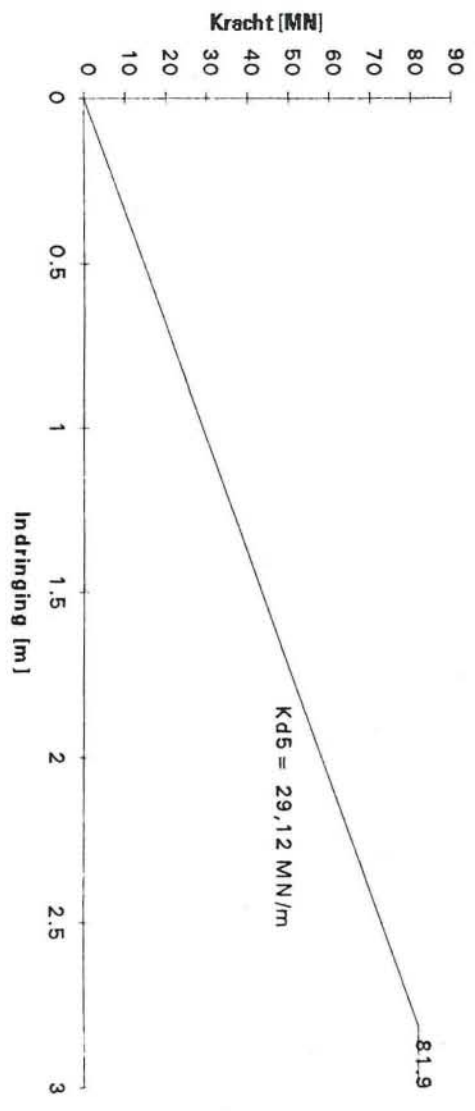
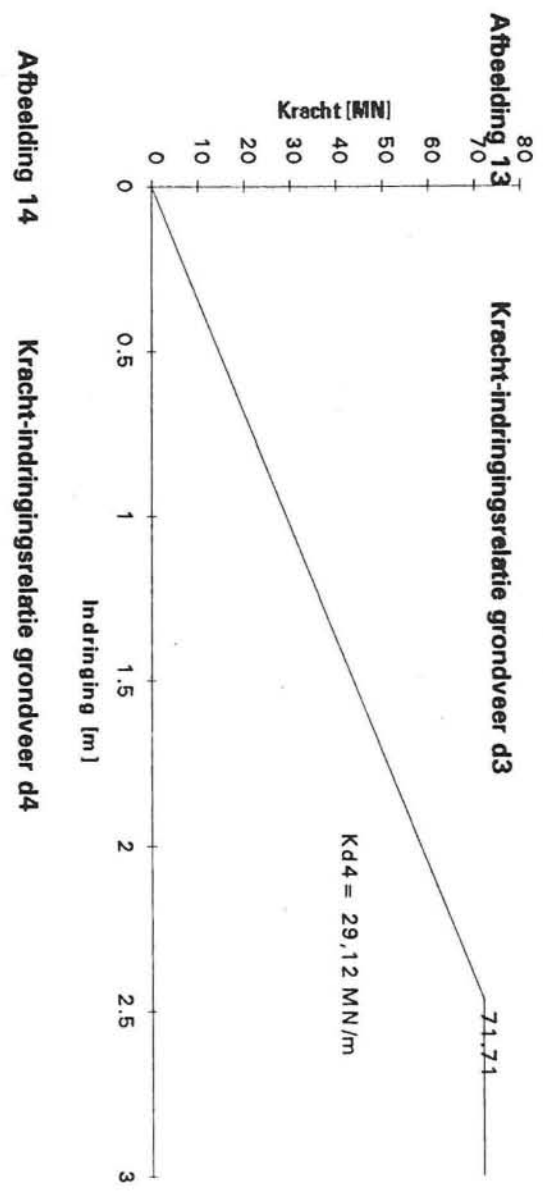
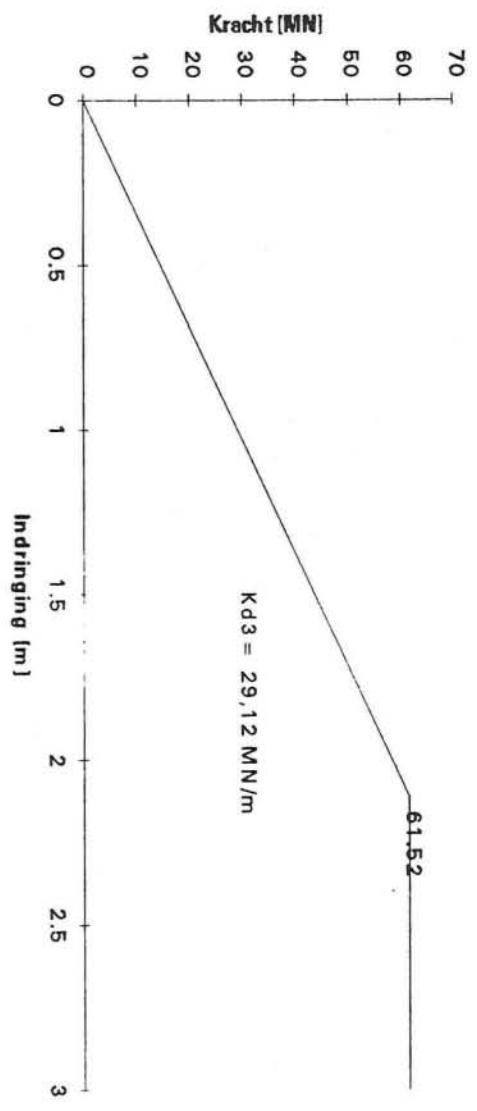
Afbeelding 10 Kracht-indringingsrelatie schuifveer a



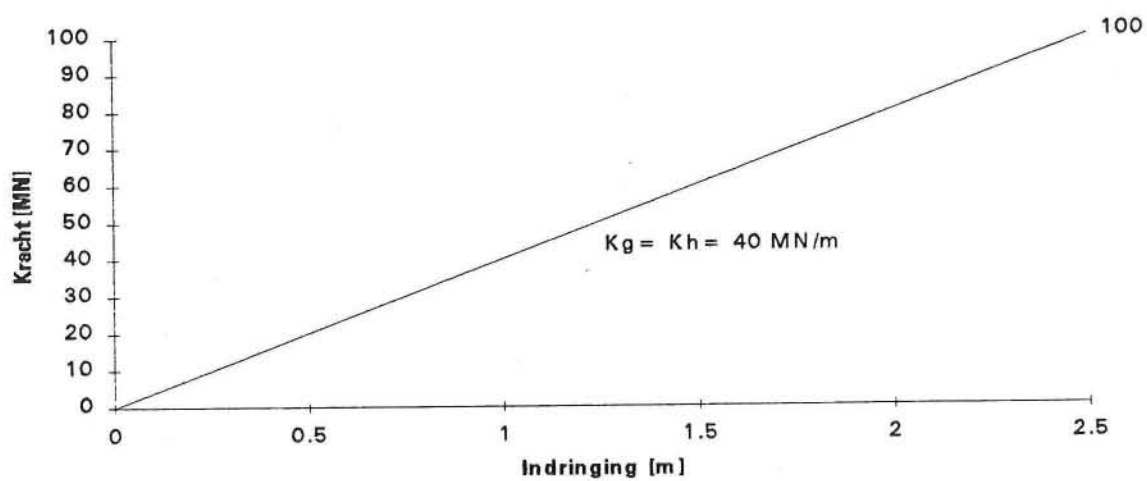
Afbeelding 11 Kracht-indringingsrelatie grondveer d1



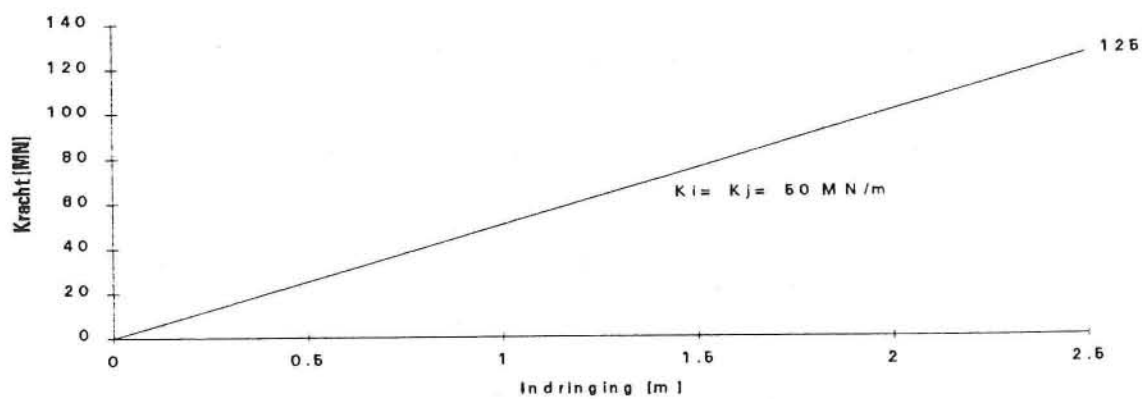
Afbeelding 12 Kracht-indringingsrelatie grondveer d2



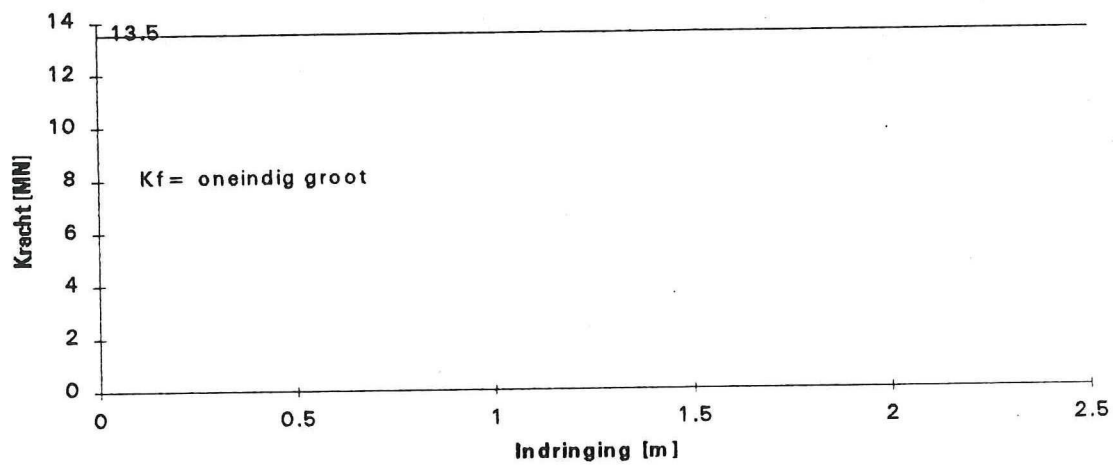
Afbeelding 15 Kracht-Indringingsrelatie grondveer d5



Afbeelding 17 Kracht-indringingsrelatie grondveer h



Afbeelding 18 Kracht-indringingsrelatie scheepsveer j

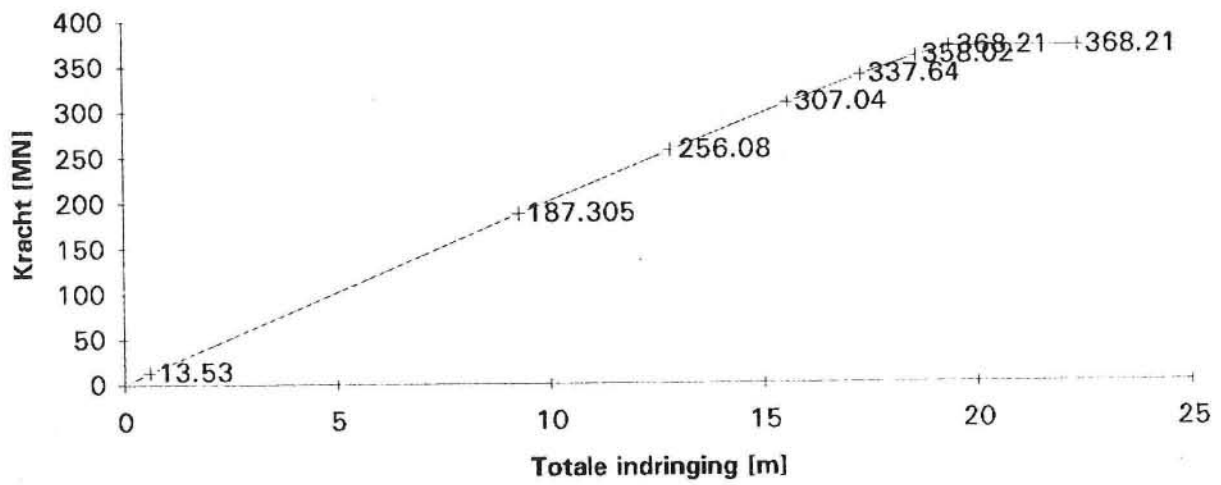


Afbeelding 16

Kracht-indringingsrelatie schuifveer f

Bijlage VII

Kracht-indringingsrelatie totale systeem, y-richting

Kracht-indringingsrelatie y-richting

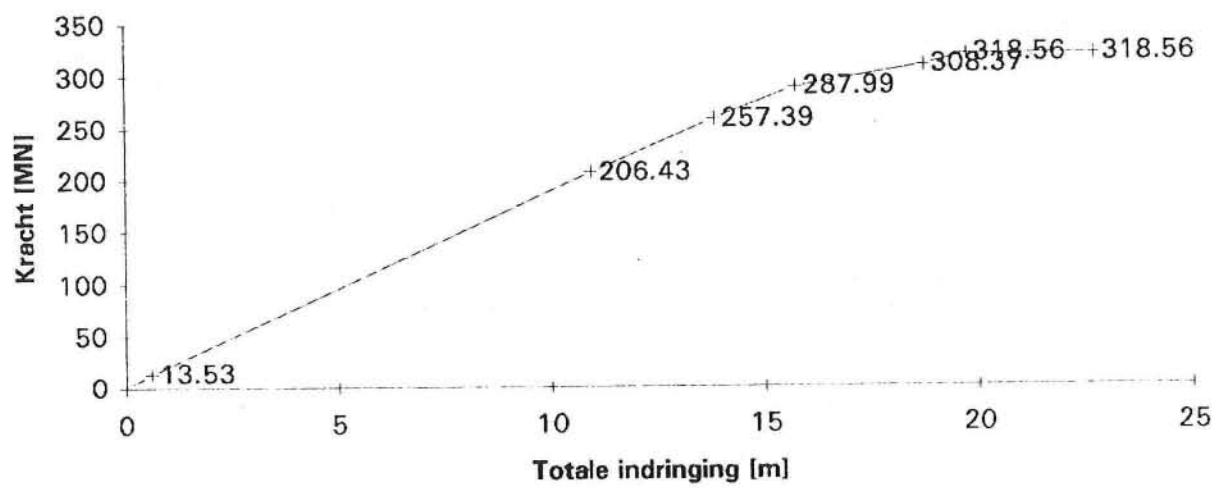
Y-richting	Stijfheid [MN/m]	
Stijfheid grondveer, $K_d =$	145.6	
Individuele stijfheid grondveer, $K_{di} =$	29.12	
Stijfheid schuifveer, $K_a =$	58.24	
Stijfheid schuifveer, $K_f =$	$1E+300$	
Stijfheid grondveer in caisson, $K_h =$	40	
Stijfheid schip, $K_j =$	50	
Maximale krachten	Krachten [Mn]	
Wrijving met bodem =	13.53	
Wrijving met grondaanvulling =	49.65	
Passiefkracht grondveer1 =	38.58	
Passiefkracht grondveer2 =	51.32	
Passiefkracht grondveer3 =	61.52	
Passiefkracht grondveer4 =	71.71	
Passiefkracht grondveer5 =	81.9	

Totale stijfheden [MN/m]	
Stijfheid fase 1 =	22.22222222
Stijfheid fase 2 =	20.03774772
Stijfheid fase 3 =	19.27966102
Stijfheid fase 4 =	18.66188157
Stijfheid fase 5 =	17.71576898
Stijfheid fase 6 =	16.08484313
Stijfheid fase 7 =	12.60387812
Stijfheid fase 8 =	0
Totale verplaatsing [m]	Ontwikkelde krachten [MN]
0	0
0.60885	13.53
9.281231868	187.305
12.84846264	256.08
15.57916264	307.04
17.30643736	337.64
18.57346868	358.02
19.38195	368.21
22.38195	368.21

Biilage VIII

Spanning op achterwand voor $K_a = 0$ en $K_a = \infty$

Kracht-indringingsrelatie Y-richting (Ka = 0 MN/m)



Ka= 0 MN/m

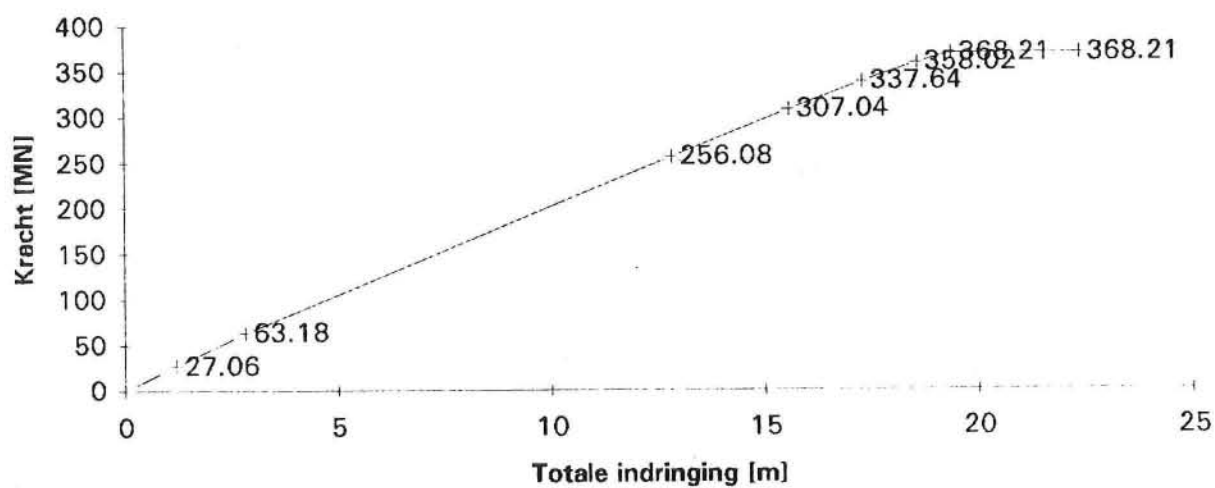
xxxi

Y-richting	Stijfheid [MN/m]	
Stijfheid grondveer, Kd=	145.6	
Individuele stijfheid grondveer, Kdi=	29.12	
Stijfheid schuifveer, Ka=	1.00E-300	
Stijfheid schuifveer, Kf=	1E+300	
Stijfheid grondveer in caisson, Kh=	40	
Stijfheid schip, Kj=	50	
Maximale krachten	Krachten [Mn]	
Wrijving met bodem=	13.53	
Wrijving met grondaanvulling=	0	
Passiefkracht grondveer1=	38.58	
Passiefkracht grondveer2=	51.32	
Passiefkracht grondveer3=	61.52	
Passiefkracht grondveer4=	71.71	
Passiefkracht grondveer5=	81.9	

Ka = 0 MN/m

xxxii

Totale stijfheden [MN/m]				
Stijfheid fase 1 =	22.22222222			
Stijfheid fase 2 =	19.27966102			
Stijfheid fase 3 =	18.66188157			
Stijfheid fase 4 =	17.71576898			
Stijfheid fase 5 =	16.08484313			
Stijfheid fase 6 =	12.60387812			
Stijfheid fase 7 =	1E-300			
Stijfheid fase 8 =	0			
Totale verplaatsing [m]		Ontwikkelde krachten [MN]		
0		0		
0.60885		13.53		
0.60885		13.53		
10.9454283		206.43		
13.82196163		257.39		
15.72437372		287.99		
18.72437372		308.37		
19.72437372		318.56		
22.72437372		318.56		

Kracht-indringingsrelatie y-richting (Ka = oneindig groot)

Ka = oneindig groot

xxxiv

Y-richting	Stijfheid [MN/m]	
Stijfheid grondveer, $K_d =$	145.6	
Individuele stijfheid grondveer, $K_{di} =$	29.12	
Stijfheid schuifveer, $K_a =$	1.00E+300	
Stijfheid schuifveer, $K_f =$	1E+300	
Stijfheid grondveer in caisson, $K_h =$	40	
Stijfheid schip, $K_j =$	50	
Maximale krachten	Krachten [Mn]	
Wrijving met bodem =	13.53	
Wrijving met grondaanvulling =	49.65	
Passiekracht grondveer1 =	38.58	
Passiekracht grondveer2 =	51.32	
Passiekracht grondveer3 =	61.52	
Passiekracht grondveer4 =	71.71	
Passiekracht grondveer5 =	81.9	

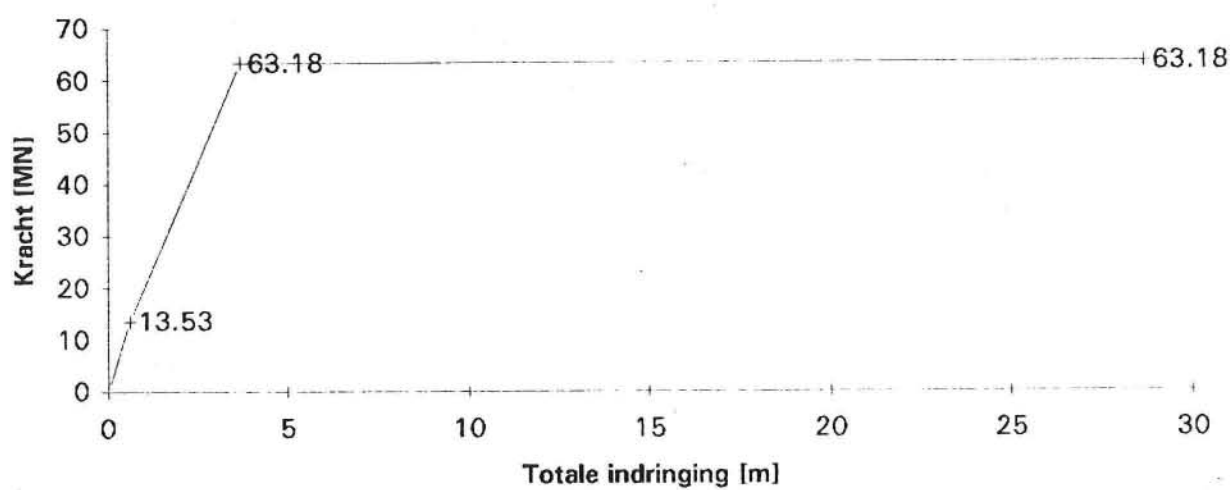
Ka = oneindig groot

xxxv

	Totale stijfheden [MN/m]	
Stijfheid fase 1 =	22.22222222	
Stijfheid fase 2 =	22.22222222	
Stijfheid fase 3 =	19.27966102	
Stijfheid fase 4 =	18.66188157	
Stijfheid fase 5 =	17.71576898	
Stijfheid fase 6 =	16.08484313	
Stijfheid fase 7 =	12.60387812	
Stijfheid fase 8 =	0	
Totale verplaatsing [m]	Ontwikkelde krachten [MN]	
0		0
1.2177		27.06
2.8431		63.18
12.84846264		256.08
15.57916264		307.04
17.30643736		337.64
18.57346868		358.02
19.38195		368.21
22.38195		368.21

Bijlage IX

Spanning op achterwand voor $K_d = 0$ en $K_d = \infty$

Kracht-indringingsrelatie Y-richting (Kd = 0 Mn/m)

Kd = 0 MN/m

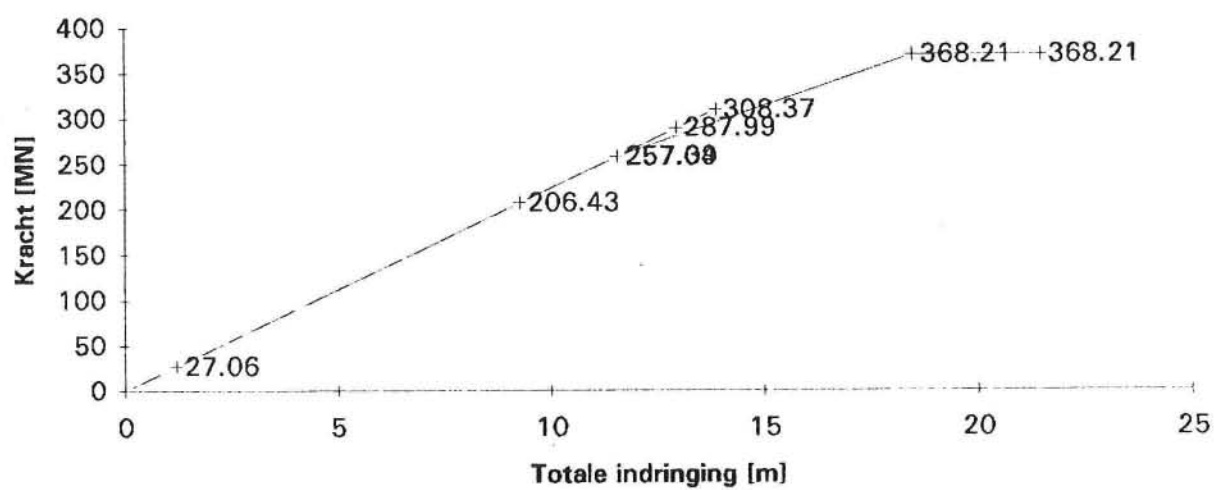
xxxviii

Y-richting	Stijfheid [MN/m]
Stijfheid grondveer, Kd =	1.00E-300
Individuele stijfheid grondveer, Kdi =	1.00E-300
Stijfheid schuifveer, Ka =	58.24
Stijfheid schuifveer, Kf =	1E + 300
Stijfheid grondveer in caisson, Kh =	40
Stijfheid schip, Kj =	50
Maximale krachten	Krachten [Mn]
Wrijving met bodem =	13.53
Wrijving met grondaanvulling =	49.65
Passiefkracht grondveer1 =	0
Passiefkracht grondveer2 =	0
Passiefkracht grondveer3 =	0
Passiefkracht grondveer4 =	0
Passiefkracht grondveer5 =	0

Kd= 0 MN/m

xxxix

	Totale stijfheden [MN/m]	
Stijfheid fase 1 =	22.22222222	
Stijfheid fase 2 =	16.08484313	
Stijfheid fase 3 =	16.08484313	
Stijfheid fase 4 =	16.08484313	
Stijfheid fase 5 =	16.08484313	
Stijfheid fase 6 =	16.08484313	
Stijfheid fase 7 =	16.08484313	
Stijfheid fase 8 =	0	
Totale verplaatsing [m]	Ontwikkelde krachten [MN]	
0		0
0.60885		13.53
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
3.695606868		63.18
28.69560687		63.18

Kracht-indringingsrelatie Y-richting (Kd = oneindig groot)

Kd = oneindig groot

xli

Y-richting	Stijfheid [MN/m]	
Stijfheid grondveer, Kd =	1.00E + 300	
Individuele stijfheid grondveer, Kdi =	1.00E + 300	
Stijfheid schuifveer, Ka =	58.24	
Stijfheid schuifveer, Kf =	1E + 300	
Stijfheid grondveer in caisson, Kh =	40	
Stijfheid schip, Kj =	50	
Maximale krachten	Krachten [Mn]	
Wrijving met bodem =	13.53	
Wrijving met grondaanvulling =	49.65	
Passiefkracht grondveer1 =	38.58	
Passiefkracht grondveer2 =	51.32	
Passiefkracht grondveer3 =	61.52	
Passiefkracht grondveer4 =	71.71	
Passiefkracht grondveer5 =	81.9	

Kd = oneindig groot

xlii

Totale stijfheden [MN/m]	
Stijfheid fase 1 =	22.22222222
Stijfheid fase 2 =	22.22222222
Stijfheid fase 3 =	22.22222222
Stijfheid fase 4 =	22.22222222
Stijfheid fase 5 =	22.22222222
Stijfheid fase 6 =	22.22222222
Stijfheid fase 7 =	16.08484313
Stijfheid fase 8 =	0
Totale verplaatsing [m]	
0	0
1.2177	27.06
9.28935	206.43
11.58255	257.39
12.95955	287.99
13.87665	308.37
11.5668	257.04
18.47827555	368.21
21.47827555	337.72