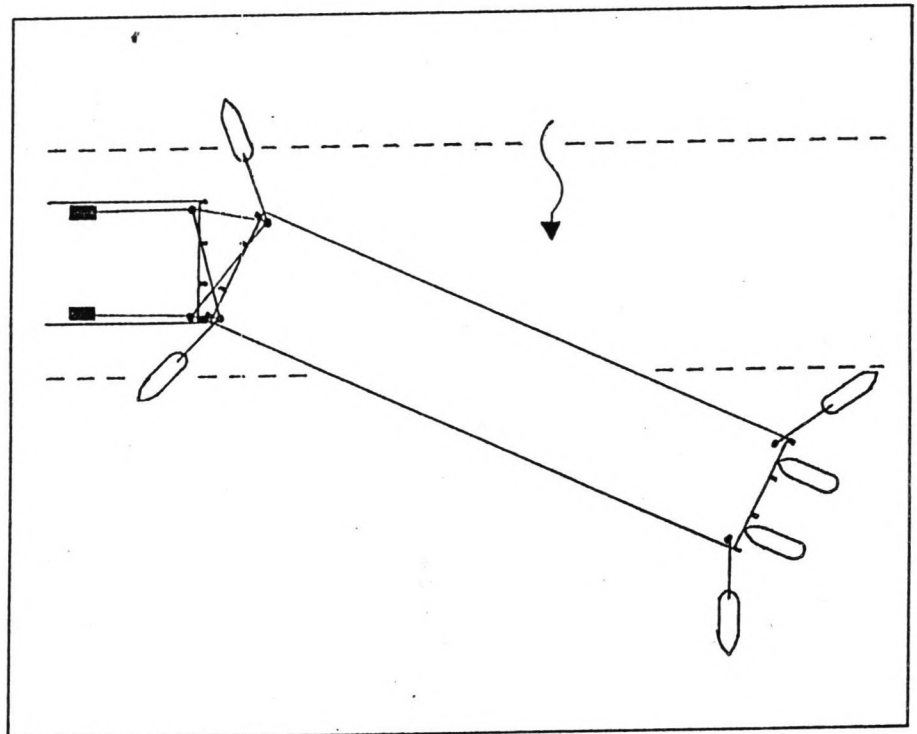


Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea

Augustus 1992

P.J.F. van den Boom



TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Waterbouwkunde



Afstudeeronderzoek

Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea

*P.J.F. van den Boom
vakgroep waterbouwkunde
sectie waterbouwkunde & offshore
Technische Universiteit Delft
augustus 1992*

*afstudeercommissie :
K. d'Angremond
F.C. van Roode
K.G. Bezuyen
J.C. Huis in 't Veld*

INHOUDSOPGAVE

	pagina
Voorwoord	I
Inleiding	II
Samenvatting afstudeeronderzoek	IV
Conclusies en aanbevelingen	VII
Deelrapport 1 : Ontwerp sluitgaten	
Deelrapport 2 : Ontwerp bodembescherming Ontwerp drempels Globaal ontwerp caissons	
Deelrapport 3 : Bouwlocatie van de caissons Plaatsingsprocedure Sluitingsprocedure	

VOORWOORD

Dit is het rapport van het afstudeeronderzoek "Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea". In dit rapport is de technische haalbaarheid onderzocht van de afsluiting van het estuarium ten zuiden van de Zuid-Koreaanse stad Kunsan. Voor de afsluiting wordt gebruik gemaakt van doorlaatcaissons. Er is een ontwerp gemaakt van deze caissonsluiting. Tevens is aandacht besteed aan het operationele gedeelte van de sluiting.

Dit rapport bestaat ten eerste uit een inleiding van het afstudeeronderzoek. Hierna wordt het onderzoek samengevat en volgen de conclusies en aanbevelingen. In de daarop volgende drie deelrapporten wordt het ontwerp van de caissonsluiting beschreven.

Tijdens dit afstudeeronderzoek zijn diverse personen en instanties geraadpleegd. Ik wil hierbij allen, en in het bijzonder de afstudeercommissie, bedanken voor de begeleiding, verstrekte informatie en geboden hulp. Tevens wil ik dhr. F. Heezen van DHV milieu en infrastructuur te Amersfoort bedanken voor de verstrekte informatie.

P.J.F. van den Boom

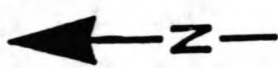
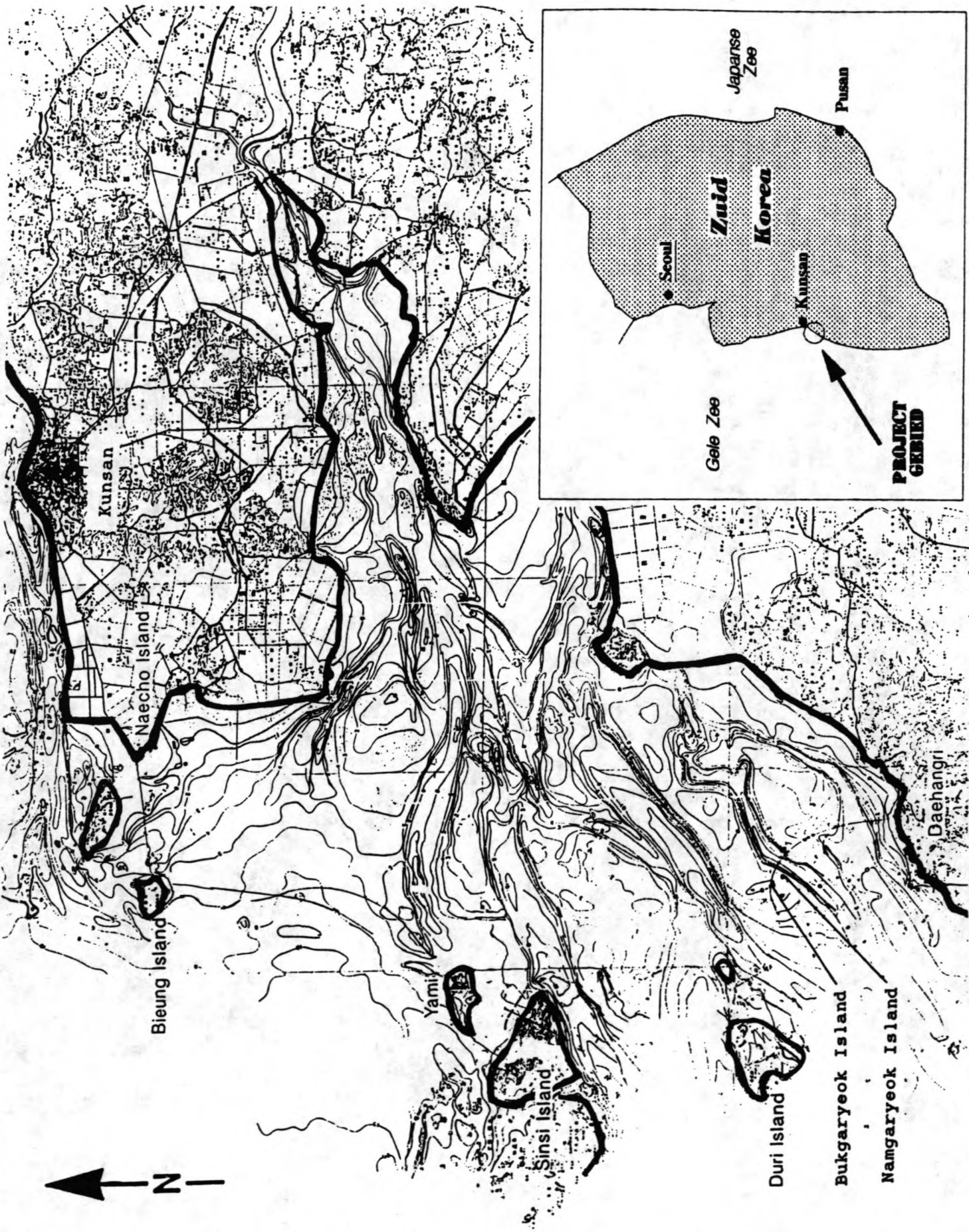
INLEIDING

Ruim 25 jaar geleden werd het eerste grote landaanwinningsproject in de Republiek van Korea gerealiseerd. Vanaf die tijd zijn vele andere landaanwinningsprojecten uitgevoerd, waarbij veel gebruik gemaakt werd van de Nederlandse kennis en ervaring.

De Zuid-Koreaanse regering heeft nu het plan geopperd om het estuarium ten zuiden van de stad Kunsan af te sluiten en nadien gedeeltelijk in te polderen. Op de overzichtskaart op de volgende bladzijde is dit estuarium weergegeven. Omdat dit project, het Saemankeum Comprehensive Tideland Reclamation Project, één van de grootste landaanwinningsprojecten in de geschiedenis van Zuid-Korea is, is de Nederlandse organisatie NEDECO gevraagd advies te geven. De NEDECO is het Nederlands Adviesbureau voor Ingenieurswerken in het Buitenland.

DHV te Amersfoort, aangesloten bij de NEDECO heeft een ontwerp gemaakt voor de afsluiting van het estuarium. De afsluiting bestaat uit een ongeveer 30 km lange dam van stortsteen. Omdat bij dit ontwerp de stroomsnelheden in de sluitgaten hoog zijn, heeft de NEDECO een sluiting met caissons kort geëvalueerd. Doordat verwacht werd dat de kosten van een caissonsluiting hoog zijn en dat de ervaring met caissons in Zuid-Korea onvoldoende is, heeft men dit ontwerp niet verder uitgewerkt.

Mijn afstudeeronderzoek richt zich juist op deze caissonsluiting; een caissonsluiting voor het Saemankeum Project. In dit rapport wordt de technische haalbaarheid van deze sluiting onderzocht. Er wordt een globaal ontwerp voor de caissonsluiting gemaakt. Tenslotte wordt het transport en de plaatsing van de caissons geanalyseerd.



overzichtskaart III

SAMENVATTING AFSTUDEERONDERZOEK

Omdat er niet voldoende grond aanwezig is voor landbouw en industrie rond de Zuid-Koreaanse stad Kunsan, is er een afsluitdijk gepland met als doel het estuarium ten zuiden van de stad Kunsan in te polderen (zie overzichtskaart bladzijde VI). Deze dijk heeft een lengte van ongeveer 30 km en loopt vanuit Daehangri naar Bieung Island.

De laatste drie sluitgaten in deze dijk worden gesloten d.m.v. caissons. Deze caissons zijn van het type doorlaatcaisson om de stroomsnelheden in de sluitgaten te beperken. Deze caissons worden later, na sluiting, in het normale dijkprofiel, gemaakt van stortsteen, opgenomen.

Om de grootte van de sluitgaten te ontwerpen is het computerprogramma DUFLOW gebruikt. Dit programma berekent stroomsnelheden in de sluitgaten. Om te zorgen dat deze snelheden gering zijn, zodat ook de laatste caissons geplaatst kunnen worden, zijn in de beginsituatie 3 sluitgaten met een breedte van resp. 1220, 1440 en 1780 m noodzakelijk. De drempels liggen resp. op MSL -7.5, -15 en -15 m.

Bij deze sluitgatafmetingen zijn de stroomsnelheden bij plaatsing van de laatste caissons kleiner dan 0.75 m/s gedurende 30 minuten. Dit is lang genoeg om een caisson zonder veel risico's te plaatsen. Voor dit ontwerp is als randvoorwaarde een getijdeverschil van 4.0 m gebruikt. Hierbij is het mogelijk 15 hoogwaterkenteringen per maand te benutten voor het afzinken van caissons.

Na in het eerste deelrapport de grootte van de sluitgaten te hebben ontworpen, is in het tweede deelrapport eerst aandacht besteed aan de bodembescherming in de sluitgaten. Deze bodembescherming bestaat uit een blokkenmat met een toplaag van stortsteen, waarvan de gemiddelde diameter 0.30 tot 0.80 m bedraagt. De lengte van de bodembescherming aan beide zijden van de sluitgaten wordt bepaald door de maximaal te verwachten ontgrondingskuilen. De drempels moeten stabiel blijven bij aanwezigheid van deze ontgrondingskuilen.

Het volgende aandachtspunt is het ontwerp van de drempels waarop de caissons afgezonken worden. De drempel in sluitgat 1 ligt op MSL -7.5 m en in de sluitgaten 2 en 3 op MSL -15 m. Deze drempels bestaan uit een kern van stortsteen 10-60 kg met een gemiddelde diameter, D_{50} , van 0.30 m. Hierop ligt een toplaag, die bestand is tegen de maximaal voorkomende stroomsnelheid tijdens uitvoering. De steendiameter van deze toplaag is gemiddeld 0.50 tot 0.80 m.

Om de stabiliteit van de caissons op de drempel te controleren zijn de belastingen op het caisson bepaald. Omdat afschuiving van het caisson maatgevend blijkt te zijn, bepaalt de eis tegen afschuiven de benodigde hoeveelheid ballast. De caissons in sluitgat 1 zijn 12.5 m hoog en in de sluitgaten 2 & 3 20 m hoog.

De drempel en ondergrond dienen ook stabiel te blijven tijdens uitvoering. Het blijkt uit berekening met het computer-

programma STABIL dat de stabiliteitsfactor bij afschuiving van de drempel langs een cirkelvormig glijvlak ongeveer 2 is. Dit levert geen probleem op, maar het blijkt ook uit berekening dat de ondergrond in sluitgat 1 gevoelig is voor zettingsvloeiën. Door de bodembescherming voldoende lang uit te voeren wordt het risico van instabiliteit verminderd.

Tenslotte is in het tweede deelrapport een globaal ontwerp van de caissons gemaakt. Bekeken is welke uitvoeringsaspecten voor het ontwerp van belang zijn. Hieruit is een programma van eisen ontstaan. De caissons hebben allen een totale lengte van 112.5 m. De caissons in sluitgat 1 zijn 16 m breed en in de sluitgaten 2 en 3 22 m breed.

De caissons worden uitgevoerd met twee schuiven om te voorkomen dat bij een weigerende schuif tijdens sluiting de stroomsnelheden in het gat te groot worden. De vloer van de caissons wordt uitgevoerd als een 'kamelenrug' om twee gefixeerde oplegpunten te creëren.

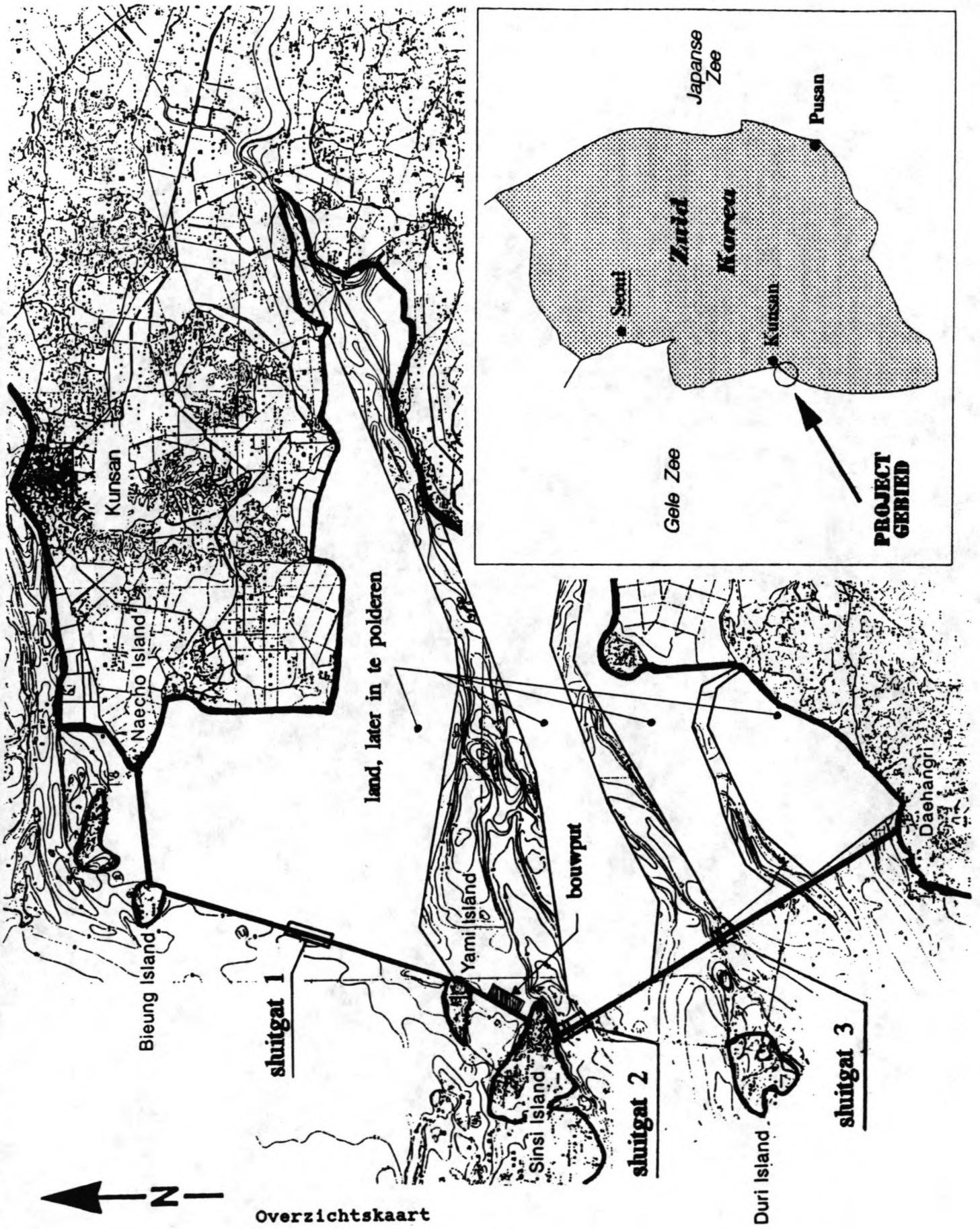
In hoofdstuk 1 van het derde deelrapport wordt kort aandacht besteed aan de bouwlocatie van de 40 doorlaatcaissons en 6 landhoofdcaissons. Deze caissons worden gebouwd in een bouwput met een oppervlakte van 300.000 m² tussen de eilanden Sinsi en Yami. Deze locatie blijkt vooral aantrekkelijk door de korte vaarafstanden tot de drie sluitgaten. De locatie is op de overzichtskaart op de volgende bladzijde weergegeven.

De bouwput bestaat uit twee gedeelten met een verschillend bodemniveau. Het eerste gedeelte is voor de bouw van de caissons in sluitgat 1 en heeft een bodemniveau van MSL -6.7 m. Het tweede gedeelte met een bodemniveau van MSL -9.1 m is voor de bouw van de overige caissons. De omringende dijk binnen het reservoir heeft een kruinhoogte van MSL +7.25 m.

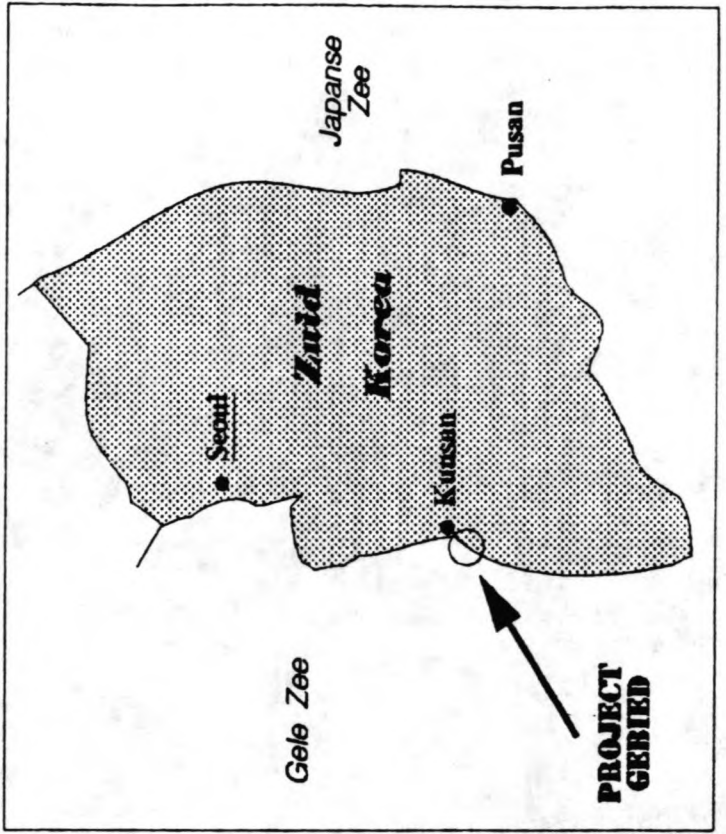
Het volgende aandachtspunt is de plaatsingsprocedure van de caissons. Na vergelijking van 3 plaatsingsmethoden is gekozen voor het indraaien van de caissons met behulp van een scharnierpunt, gemaakt met kabels. Ter plaatse van het scharnierpunt is het caisson hierdoor beter in bedwang te houden. Door een geschikte keuze van de veerconstanten en voorspankrachten van de kabels blijven de bewegingen tijdens indraaien en afzinken acceptabel.

Uit een berekening van de belasting op het caisson tijdens plaatsen en afzinken blijkt dat de golfbelasting maatgevend is voor de bewegingen van het caisson. Door gebruik te maken van een verplaatsbare, drijvende golfreductor kan deze golfbelasting verkleind worden, zodat het caisson aan het vrije einde beter in bedwang te houden is.

Tenslotte wordt de sluitingsprocedure beschreven. De 800 onderschuiven en 800 bovenschuiven worden tijdens hoogwaterkentering gesloten. Dit gebeurt bij een getijdeverschil van maximaal 4.0 m. De waterstand in het reservoir na sluiting is MSL +2.0 m.



Overzichtskaart



CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Uit het afstudeeronderzoek kunnen de volgende conclusies getrokken worden, waarbij tevens eventuele aanbevelingen vermeld worden.

1) Voor de uiteindelijke sluiting van het estuarium zijn 3 sluitgaten noodzakelijk. De stroomsnelheid in de sluitgaten moet gedurende 30 minuten kleiner blijven dan 0.75 m/s, zodat er voldoende tijd beschikbaar is om ook het laatste caisson te kunnen plaatsen. Om dit te realiseren moeten de sluitgaten de volgende afmetingen hebben:

- sluitgat 1: 1780 m breed, drempel op MSL -7.5 m.
- sluitgat 2: 1440 m breed, drempel op MSL -15 m.
- sluitgat 3: 1220 m breed, drempel op MSL -15 m.

Het maximale getijdeverschil, waarbij geplaatst kan worden is 4.0 m. Er zijn 15 hoogwaterkenteringen per maand beschikbaar voor plaatsing. De maximale stroomsnelheid die tijdens uitvoering in de sluitgaten optreedt is 3.4 m/s. Bij een sluiting met stortsteen is deze maximale stroomsnelheid ongeveer 7.0 m/s.

Voor de berekening van de stroomsnelheden in de sluitgaten is gebruik gemaakt van het computerprogramma DUFLOW. Er waren tijdens de studie geen gegevens beschikbaar om het computerprogramma te calibreren aan de werkelijkheid. Voor een gedetailleerd ontwerp dienen waterstanden en debieten gemeten te worden. Tevens dienen metingen gedaan te worden ter bepaling van het golfspectrum in het estuarium.

2) Omdat de stroomsnelheden bij de caissonsluiting aanzienlijk kleiner zijn dan bij een stortsteensluiting, kan de bodembescherming minder zwaar uitgevoerd worden. De bodembescherming bestaat uit een blokkenmat met een toplaag erop. De toplaag bestaat uit stortsteen van maximaal 300-1000 kg.

De bodem in sluitgat 1 heeft een losse pakking en is daardoor gevoelig voor zettingsvloeiën. Om instabiliteit van de drempel als gevolg van zettingsvloeiing te voorkomen, moet de bodembescherming aan weerszijden van de drempel een lengte hebben van 120 tot 200 m. Als er zettingsvloeiing optreedt, behoudt de bodembescherming zijn functie door de toepassing van de blokkenmat. Na een zettingsvloeiing namelijk zakt de blokkenmat mee en behoudt de blokkenmat zijn functie doordat de ballastlaag gefixeerd is aan de geotextielmat. De geotextielmat zal niet gaan klapperen en kan het zand blijven vastgehouden.

De drempel dient vroeg in de uitvoering van het project gestort te worden om wateroverspanningen in de grond te voorkomen en hierdoor de kans op zettingsvloeiing te verkleinen. Er moet uitgebreid grondonderzoek gedaan worden om het optreden van zettingsvloeiën beter te voorspellen.

3) De drempels in de sluitgaten hebben een kern van stortsteen 10-60 kg. De toplaag bestaat uit stenen van maximaal 300-1000 kg. Ter vergelijking: bij een sluiting van de sluitgaten met stortsteen zijn stenen nodig tot 12 ton.

De stabiliteitsfactor van de drempels is berekend met het computerprogramma STABIL en is ongeveer 2, zodat er geen gevaar is voor instabiliteit van de drempels langs een cirkelvormig glijvlak.

4) Er zijn in totaal 40 doorlaatcaissons, 6 landhoofdcaissons en 1 reserve-caisson nodig. Het reserve-caisson is nodig omdat een caisson verloren kan gaan tijdens transport en plaatsing. De doorlaatcaissons zijn 112.5 m lang. In sluitgat 1 zijn de doorlaatcaissons 16 m breed en 12.5 m hoog. In sluitgat 2 en 3 zijn de caissons 22 m breed en 20 m hoog. Omdat de lengte van de caissons groot is, wordt de bodem van de caissons uitgevoerd als een 'kamelenrug'. Hierdoor worden per caisson twee oplegpunten gefixeerd, zodat het caisson niet ongunstig ondersteund kan worden.

Uit dit onderzoek blijkt afschuiving van het caisson op de drempel maatgevend te zijn voor de stabiliteit van de caissons op de drempel. De caissons hebben dan ook onder de bodembak ribben over de gehele lengte van het caisson. Deze ribben vergroten de wrijvingscoëfficiënt, zodat het caisson op de drempel stabiel blijft staan. De hoeveelheid ballastmateriaal is voor de caissons in sluitgat 1 $25 \text{ m}^3/\text{m}$ en voor de caissons in sluitgat 2 en 3 ongeveer $35 \text{ m}^3/\text{m}$. Het is mogelijk dit ballast in de bovenbak van de caissons te storten.

Elk doorlaatcaisson heeft 20 doorvoeropeningen met een breedte van 5 m. In elke doorvoeropening worden twee schuiven geplaatst, namelijk een onder- en een bovenschuif. Dit systeem is noodzakelijk om de kans op falen bij sluiting van de schuiven te verminderen.

5) Tijdens transport van de caissons blijven de caissons stabiel. De eigentrillingsperioden van de caissons voor dompen en stampen blijken in de buurt te liggen van de golfperioden. Om schade te voorkomen, wordt afgeraden de caissons tijdelijk te parkeren op zee. De caisson moeten vanuit de bouwput direkt naar het sluitgat gesleept worden en geplaatst.

Het blijkt dat tijdens afzinken de caissons in sluitgat 2 en 3 door hun geringe gewicht/ m^3 instabiel worden. Door in de bouwput 0.8 m zand in de bodembak van deze caissons te storten, wordt het zwaartepunt verlaagd en blijven de caissons tijdens afzinken stabiel.

De caissons worden boven de drempel ingedraaid. Er wordt een scharnierpunt gevormd met kabels en krachtbegrenzers. Het blijkt dat door een geschikte keuze van de veerconstanten en voorspankrachten van de kabels de bewegingen bij het scharnierpunt beperkt blijven. Aan het vrije uiteinde houden sleepboten het caisson in bedwang.

Modelproeven met caissons moeten aantonen dat de bewegingen aan het vrije uiteinde acceptabel zijn. De golfbelasting blijkt tijdens plaatsing maatgevend te zijn. Mocht uit model-

proeven blijken dat de bewegingen aan het vrije eind groot zijn dan kunnen deze bewegingen beperkt worden door een reductie van de golfbelasting. Dit kan gerealiseerd worden met een drijvende, verplaatsbare golfreductor. Het toepassen van een golfreductor dient verder onderzocht te worden.

Modelproeven dienen gedaan te worden ter bepaling van de weerstandscoefficienten voor stroming en eventueel wind. Tevens kan gecontroleerd worden of de stabiliteit van de caissons tijdens plaatsing goed is.

6) De 46 caissons worden in 2 maanden geplaatst. De 800 onderschuiven en 800 bovenschuiven worden aan het eind van de tweede maand tijdens hoogwaterkentering gesloten bij een maximaal getijdeverschil van 4.0 m. De sluiting is tijdens hoogwaterkentering, omdat dan de belasting op het caisson na afsluiting minimaal is. De waterstand binnen het reservoir is MSL +2.0 m. Onderzocht moet worden of dit de gewenste waterstand binnen het reservoir na sluiting is. Eventueel dient water uit het reservoir geloosd te worden via de spuisluizen.

7) De bouwput van de caissons heeft een oppervlakte van ongeveer 30 ha. De bouwput ligt gesitueerd binnen het reservoir tussen de eilanden Sinsi en Yami in de beschutting van de zeedijk. Deze zeedijk tussen Sinsi en Yami moet aangepast worden, omdat binnen het reservoir geen water meer staat tegen deze dijk. De stabiliteit dient gecontroleerd te worden.

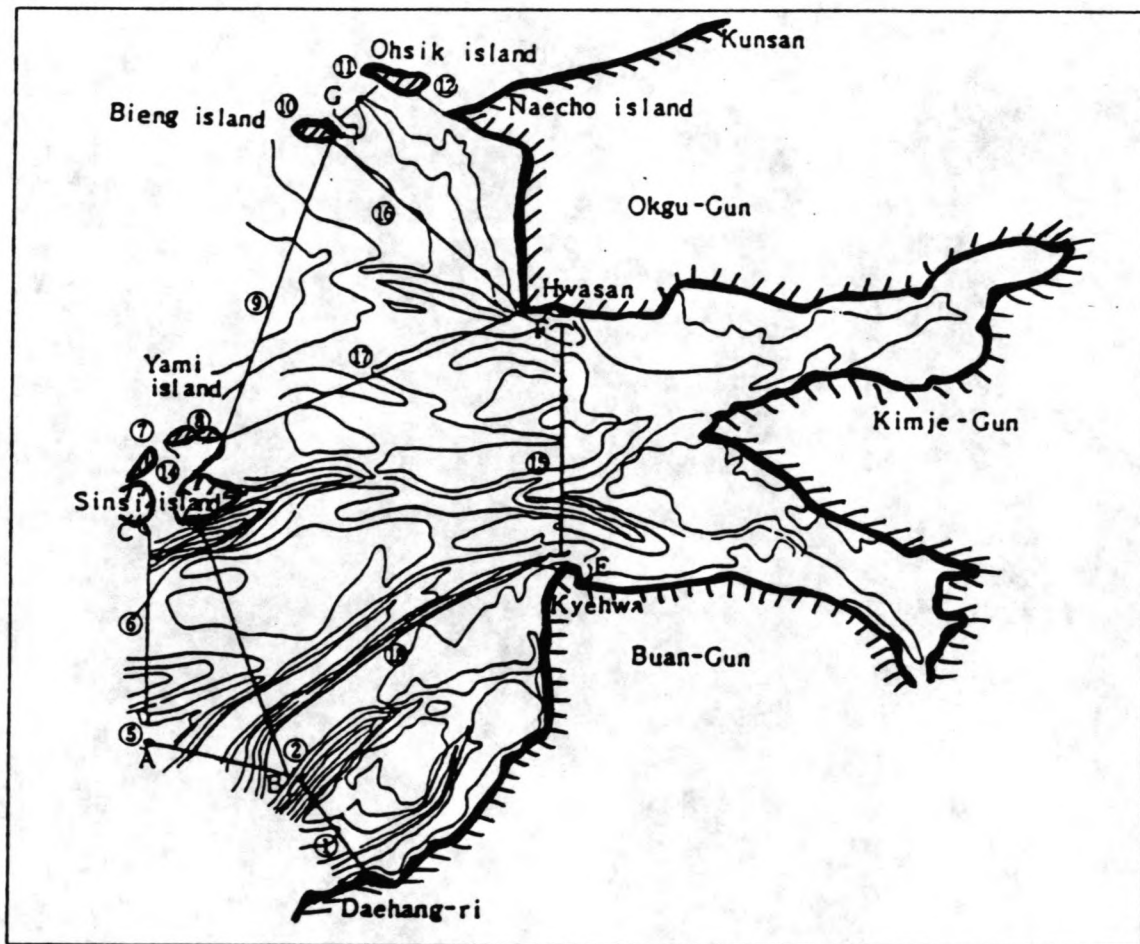
De bouwput bestaat uit twee gedeelten. In het eerste gedeelte worden de caissons voor sluitgat 1 gebouwd. In dit gedeelte ligt de bouwput-bodem op MSL -6.7 m. Het tweede gedeelte is voor de bouw van de caissons voor de sluitgaten 2 en 3 en heeft een bouwput-bodemniveau van MSL -9.1 m.

Met dit afstudeeronderzoek is aangetoond dat het technisch haalbaar is om doorlaatcaissons te gebruiken voor de afsluiting van het estuarium ten zuiden van de stad Kunsan. Er is een oplossing gezocht voor problemen die bij deze caissonsluiting voorkomen.

Of het project ook economisch haalbaar is, zou in een nadere studie onderzocht moeten worden. Doorlaatcaissons zijn dure constructies maar de bodembescherming kan goedkoper uitgevoerd worden. Tevens is het mogelijk dat er tijd gewonnen kan worden in de laatste fase. Het moet nog blijken of een caissonsluiting financieel gezien kan concurreren met een stortsteensluiting.

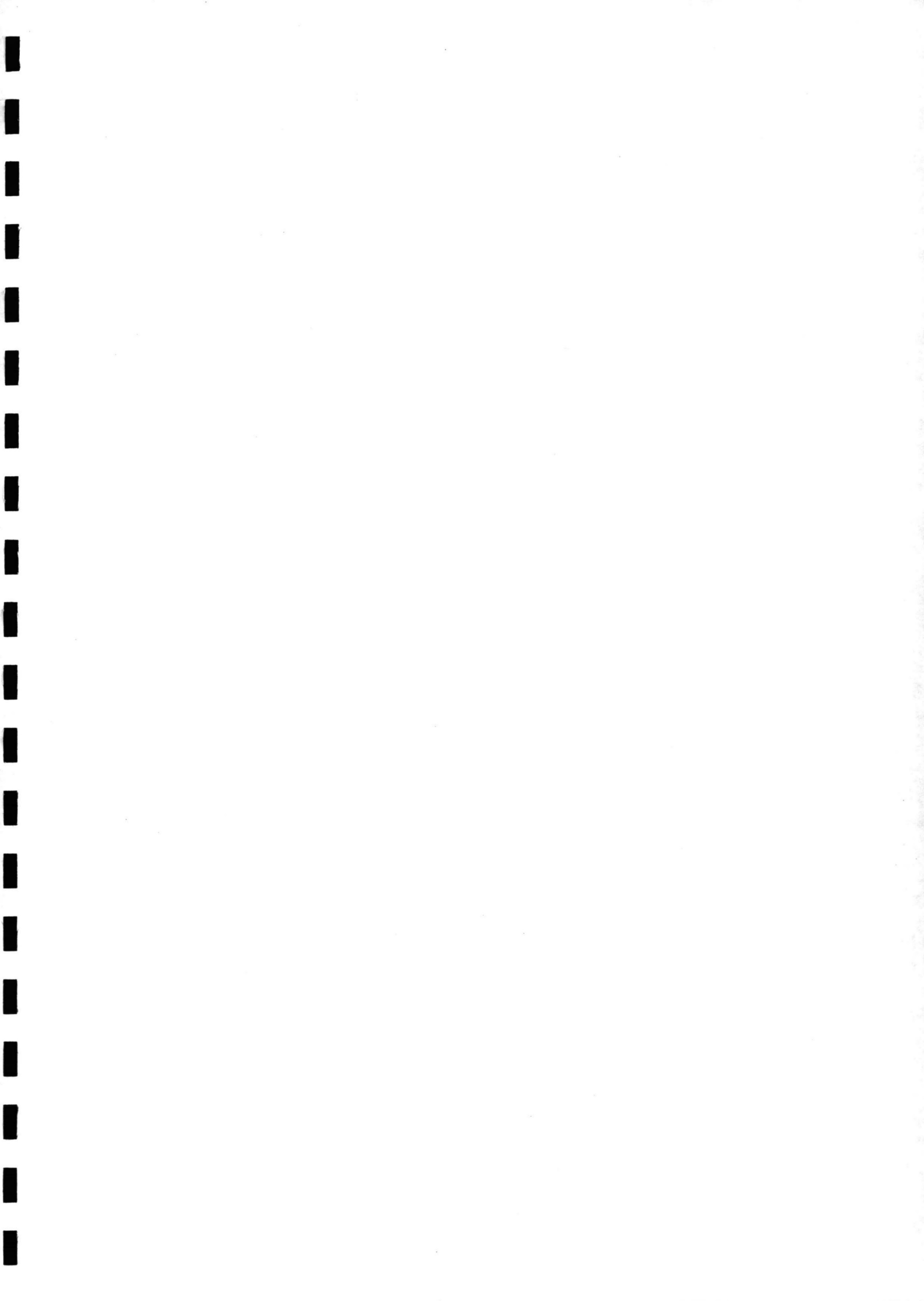


Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea



Deelrapport 1

P.J.F. van den Boom



Caissonsluiting
Saemankeum Project
Zuid-Korea

Deelrapport 1:
Ontwerp sluitgaten

*P.J.F. van den Boom
vakgroep waterbouwkunde
sectie waterbouwkunde & offshore
Technische Universiteit Delft
augustus 1992*

*afstudeercommissie :
K. d'Angremond
F.C. van Roode
K.G. Bezuyen
J.C. Huis in 't Veld*

INHOUDSOPGAVE

	pagina
Voorwoord	1
Samenvatting	2
Hoofdstuk 1 : Probleemanalyse	3
1.1 Probleemsignalering	3
1.2 Doelstelling	3
1.3 Uitgangspunten	3
Hoofdstuk 2 : Tracékeuze	5
Hoofdstuk 3 : Keuze type caissonsluiting	8
3.1 Caisson- of stortsteensluiting	8
3.2 Gedeeltelijke of gehele caissonsluiting	11
3.3 Locatie van de spuisluisen	12
Hoofdstuk 4 : Ontwerp sluitgaten	14
4.1 Analyse van het getij	14
4.2 Randvoorwaarden	16
4.3 Het numeriek model	16
4.4 Bepaling drempelhoogten	18
4.5 Ontwerp sluitgatopeningen	19
Literatuur- en bronnenlijst	25
Bijlage 1 : DUFLOW-berekeningen	

VOORWOORD

Dit is het eerste deelrapport van het afstudeeronderzoek "Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea". Dit onderzoek loopt parallel met het "Saemankeum Comprehensive Tideland Reclamation Project", uitgevoerd door de NEDECO.

In dit rapport is in eerste instantie een tracé gekozen voor de afsluitdijk ten zuiden van de stad Kunsan. Hierna is een keuze gemaakt omtrent de methode van sluiting, waarna een ontwerp gemaakt is voor de sluitgaten.

Bij de totstandkoming van dit rapport zijn diverse personen geraadpleegd. Hierbij wil ik F. Heezen, J. Huis in 't Veld, F. van Roode, N. Booy, K. d'Angremond en K. Bezuyen bedanken voor hun geboden hulp.

SAMENVATTING

Omdat er niet voldoende grond aanwezig is voor landbouw en industrie rond de Zuid-Koreaanse stad Kunsan, is er een afsluitdijk gepland met als doel het estuarium ten zuiden van de stad Kunsan in te polderen. Deze dijk heeft een lengte van zo'n 30 km en loopt vanuit Daehangri naar Bieung Island.

De laatste drie sluitgaten in deze dijk worden gesloten d.m.v. caissons. Deze caissons zijn van het type doorlaatcaisson om de stroomsnelheden in de sluitgaten te beperken. Deze caissons worden later, na sluiting, in het normale dijkprofiel, gemaakt van stortsteen, opgenomen.

Om de grootte van de sluitgaten te ontwerpen is het computerprogramma DUFLOW gebruikt. Dit programma berekent stroomsnelheden in de sluitgaten. Om te zorgen dat deze snelheden gering zijn, zodat ook de laatste caissons geplaatst kunnen worden, zijn in de beginsituatie 3 sluitgaten met een breedte van resp. 1220, 1440 en 1780 m noodzakelijk. De drempelhoogten zijn resp. -7.5, -15 en -15 m MSL.

Bij deze sluitgatafmetingen zijn de stroomsnelheden bij plaatsing van de laatste caissons kleiner dan 0.75 m/s gedurende 30 minuten. Dit is lang genoeg om een caisson zonder veel risico's te plaatsen. Voor dit ontwerp is als randvoorwaarde een getijdeverschil van 4.0 m gebruikt. Hierbij is het mogelijk 15 hoogwaterkenteringen per maand te benutten voor het afzinken van caissons.

HOOFDSTUK 1 : PROBLEEMANALYSE

1.1 Probleemsignalering

Zuid-Korea is een land dat te kampen heeft met een aanzienlijke bevolkingsgroei. Rondom de stad Kunsan in de provincie Chumbuk is hierdoor behoefte ontstaan aan meer landbouwgrond om in de voedselbehoefte te kunnen voorzien. Ook is er vraag naar meer grond, geschikt voor industrie. Dit betreft vooral het gebied ten westen van de stad Kunsan, waar al industrie gevestigd is.

Echter op dit moment is er geen grond meer beschikbaar op het vaste land. Op het land dat vroeger ingepolderd werd, worden nu door de vele boeren gewassen bebouwd. Het is wel mogelijk meer land in te polderen en geschikt te maken voor landbouw en industrie. Dit gaat wel gepaard met verlies van natuurgebied en een gedeelte van de zo belangrijke visserij. In fig. 1.1 is een kaart van het projectgebied te zien.

1.2 Doelstelling

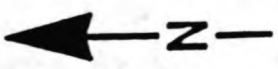
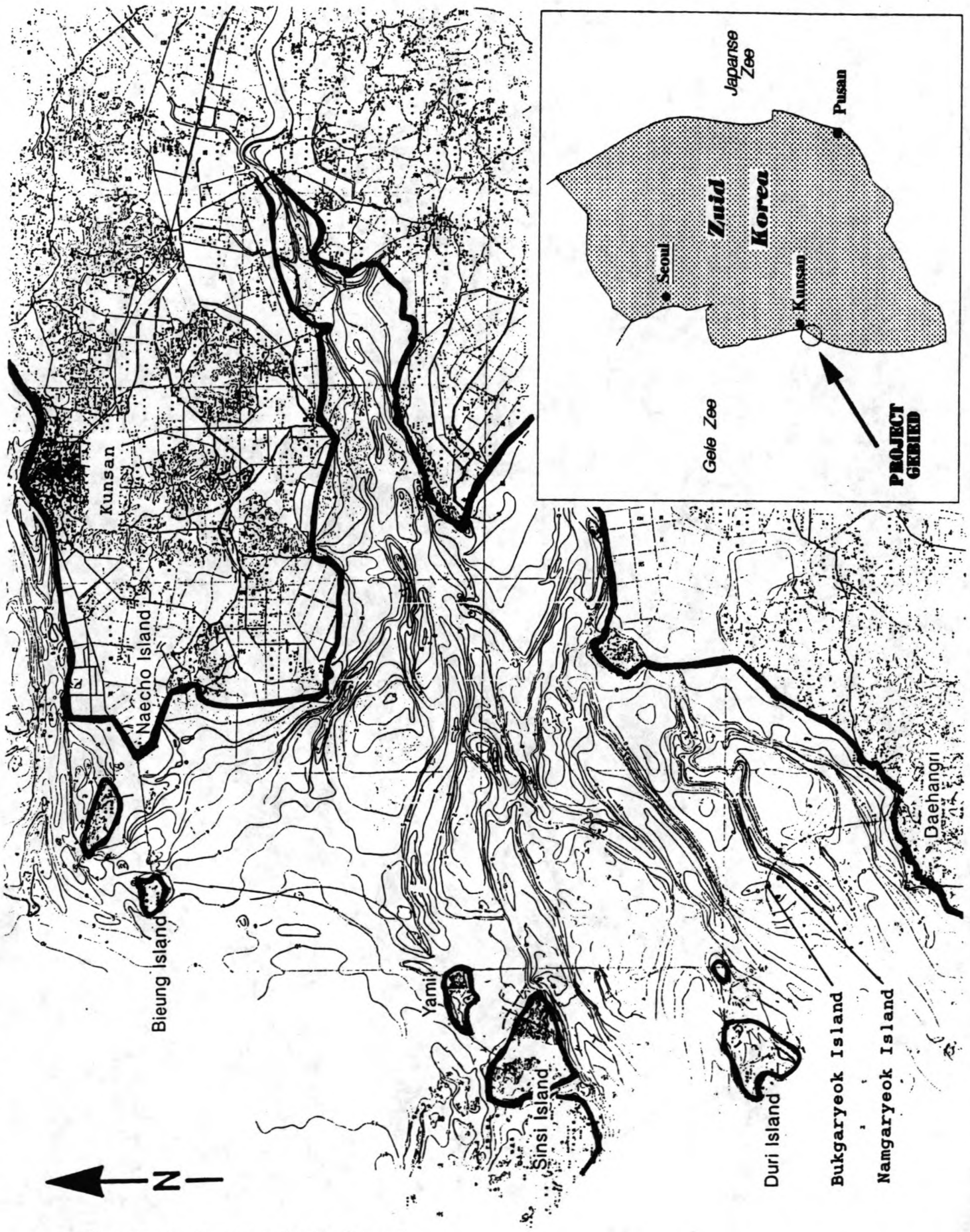
In dit afstudeeronderzoek wordt onderzocht hoe het estuarium van de Mankyong en Donjin rivier ten zuiden van de stad Kunsan afgesloten kan worden door middel van een dijk. Bij de bouw van deze afsluitdijk wordt gebruik gemaakt van caissons. Er zal een ontwerp gemaakt worden voor deze caissonsluiting. Tevens zal er aandacht besteed worden aan het operationele gedeelte van de sluiting.

Het afgesloten gebied kan nadien grotendeels ingepolderd worden met als doel meer landbouw- en industriegrond te creëren.

1.3 Uitgangspunten

De volgende uitgangspunten worden bij het onderzoek gehanteerd.

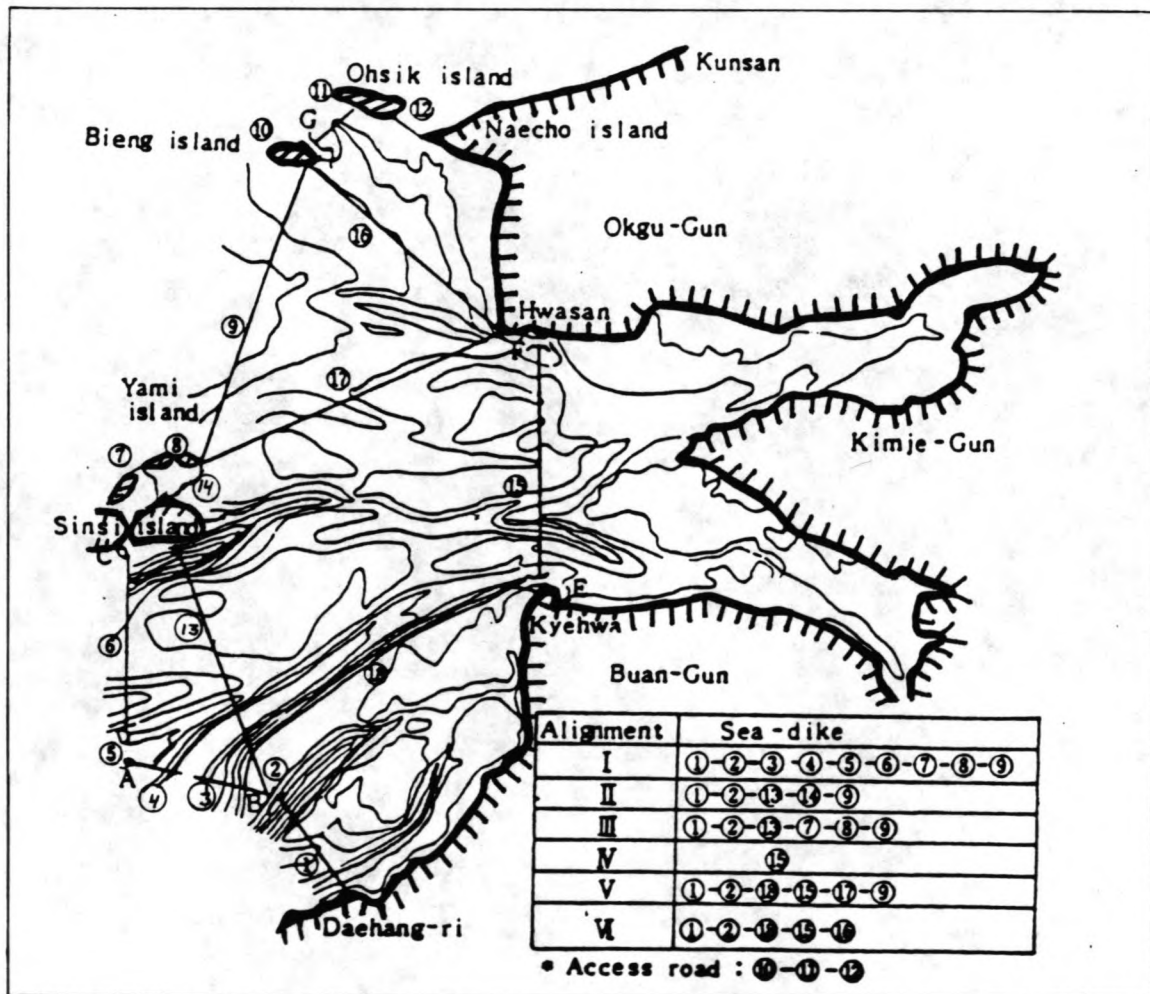
- Er wordt uitsluitend aandacht besteed aan de te bouwen dijk, niet aan het in te polderen gebied of de spuisluizen.
- Gegevens, nodig voor dit onderzoek, worden indien mogelijk gehaald uit de rapporten van de NEDECO aangaande het 'Saemankeum Comprehensive Tideland Reclamation Project'.



figuur 1.1 overzichtskaart

HOOFDSTUK 2 : TRACEKEUZE

Er zijn meerdere tracés mogelijk voor de afsluitdijk ten zuiden van de stad Kunsan. In principe is het mogelijk telkens kleine gedeelten van het estuarium in te polderen, zodat niet ineens een groot gebied wordt afgesloten. Hierdoor worden de problemen vermeden die ontstaan bij het dichten van de sluitgaten. Deze oplossing is echter zeer duur, omdat alle dijken die gebouwd worden lange tijd bestand moeten zijn tegen de golven en het getij. Hierdoor moeten deze dijken uitgevoerd worden als primaire dijk, wat hoge kosten met zich mee brengt. Het voordeel is dat het totale project gefaseerd geïnvesteerd kan worden. In figuur 2.1 zijn verschillende tracés van de afsluitdijk te zien.



figuur 2.1 tracéalternatieven

Voor de bepaling van het beste tracé zijn een aantal criteria van toepassing.

- Het is de bedoeling dat door de dijkafsluiting een zo groot

mogelijk gebied ontstaat, wat later ingepolderd kan worden. Het is dan ook vanzelfsprekend volgens dit criterium de dijk zo ver mogelijk in zee te plaatsen. Dit gaat dan wel gepaard met een langere dijk en dus ook hogere kosten.

- De dijk moet de belangrijkste stroomgeulen loodrecht snijden. Bij een schuine doorsnijding namelijk wordt de turbulentie vergroot en hierdoor ook de erosie.

- Er dient rekening gehouden te worden met de grondslag. Een slechte grondslag kan voor grote zettingen of zelfs stabiliteitsproblemen zorgen.

- De kruinshoogte van de dijk wordt voor een belangrijk deel bepaald door de golfoploop tegen de dijk. Door een geschikt dijktracé te kiezen kan de golfbelasting beperkt blijven.

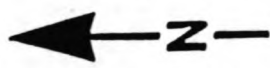
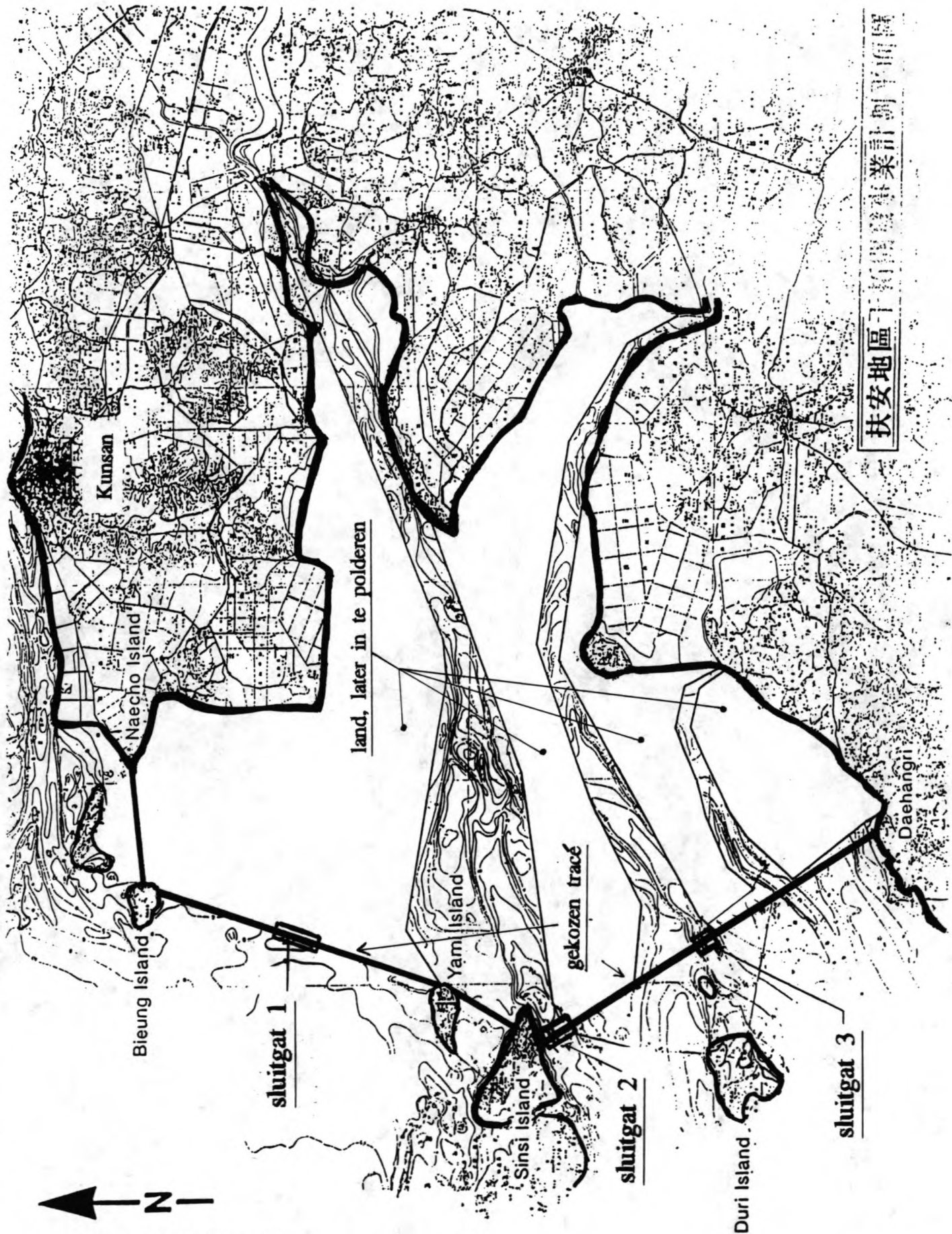
- De afstand die het materiaal dient af te leggen tijdens transport is van belang. Het is verstandig om in het tracé enkele rotsachtige eilandjes op te nemen, omdat gesteente van deze eilandjes gebruikt kan worden voor de dijk.

Door deze criteria te optimaliseren kan men tot een geschikt tracé komen. Getracht moet worden de kosten per m² gewonnen gebied zo laag mogelijk te houden, waarbij ook aan de andere criteria moet worden voldaan. Daar de NEDECO de alternatieve tracés van de dijk al onderzocht heeft, lijkt het mij een goede keus het tracévoorstel van de NEDECO te gebruiken voor de verdere studie. Tevens is het hierdoor mogelijk een goede vergelijking te maken met het ontwerp van de stortsteen-sluiting gemaakt door de NEDECO. Er wordt geen nader onderzoek gedaan naar andere tracés. In figuur 2.2 is het tracé van de afsluitdijk weergegeven. De dijk bestaat uit de volgende secties met de volgende lengten:

Daehangri	- Namgaryeok Island	4427 m
Namgaryeok Island	- Bukgaryeok Island	529 m
Bukgaryeok Island	- Sinsi Island	10282 m
Sinsi Island	- Yami Island	2572 m
Yami Island	- Bieung Island	11678 m

		29488 m

Vanuit Bieung Island loopt er een toegangsweg naar Naecho Island. Dit laatste traject loopt over een zeer ondiep gebied. Het totale gebied dat door de dijk ingesloten wordt heeft een oppervlakte van 40,100 ha. Het is mogelijk een groot gedeelte van deze 40,100 ha nadien in te polderen. De in te polderen gebieden zijn als witte vlakken in figuur 2.2 weergegeven.



figuur 2.2 tracékeuze

HOOFDSTUK 3 : KEUZE TYPE CAISSONSLUITING

3.1 Caisson- of stortsteensluiting

In Zuid-Korea zijn in het verleden al enkele landaanwinningprojecten gerealiseerd. Bij deze projecten is vooral de stortsteensluiting toegepast. De Zuid-Koreaanse regering wil nu ook de dijk ten zuiden van de stad Kunsan sluiten d.m.v. stortstenen. Er is zeer weinig onderzoek gedaan naar een afsluiting met caissons.

Hoewel dit afstudeeronderzoek als doel heeft het ontwerpen van een caissonsluiting wordt in deze paragraaf gekeken naar de voor- en nadelen van een stortsteen- en caissonsluiting.

Bij een geleidelijke sluiting van de sluitgaten behoren de stortsteensluiting en de sluiting met gesloten caissons tot de mogelijkheden. Een abrupte sluiting kan gerealiseerd worden met doorlaatcaissons. De voor- en nadelen van deze drie mogelijkheden worden tegenover elkaar gezet, waarna een keuze wordt gemaakt tussen beide caissonsluitingen voor verdere uitwerking.

Stortsteensluiting:

Dit alternatief is door de NEDECO verder uitgewerkt. De sluiting is een combinatie van een verticale en horizontale stortsteensluiting. Door deze combinatie kan gebruik worden gemaakt van de situatie met een volkomen overlaat.

Bij het ontstaan van de volkomen overlaat wordt de stroomsnelheid boven de drempel bepaald door de bovenstroomse waterstand. Hierdoor zal de stroomsnelheid niet toenemen bij verdere vernauwing van de sluitgaten. Toch zullen er stroomsnelheden van bijna 7 m/s ontstaan (zie figuur 3.1.1, lijn 1). Voor de sluiting van het laatste gat in de dijk zijn volgens ontwerp bij deze snelheid stenen van 15 ton nodig. Er zijn enkele voor- en nadelen op te noemen voor de stortsteensluiting.

voordelen:

- Dit is de traditionele methode in Zuid-Korea om een dijk te sluiten. Men heeft veel ervaring en kennis opgedaan.
- Er is zeer veel stortsteen aanwezig in het gebied. Hierdoor is het een goedkoop materiaal.

nadelen:

- Er zijn erg veel steentransporten nodig om de dijk te bouwen. Dit duurt lang en er kunnen logistieke problemen ontstaan.
- De stroomsnelheden in de sluitgaten nemen tot vrij hoge waarden toe. De bodembescherming moet deze hoge stroomsnelheden kunnen weerstaan. In de sluitgaten zijn zware stenen van 15 ton nodig om de stroming te kunnen trotseren. Er treedt steenverlies op in de sluitgaten.

Gesloten caissons:

Het is in principe mogelijk sluitgaten met gesloten caissons te sluiten. De sluiting van de sluitgaten geschiedt geleidelijk. In vergelijking met een stortsteensluiting worden in dit geval grote betonnen elementen geplaatst. Deze gesloten caissons worden op een van te voren gestorte drempel van stortsteen geplaatst.

voordelen:

- Gesloten caissons zijn goedkoper dan doorlaatcaissons door het ontbreken van bewegingswerken en schuiven.
- Er kan tijd gewonnen worden tijdens de laatste vernauwing van de sluitgaten in vergelijking met de stortsteensluiting.

nadelen:

- Door de geleidelijke horizontale afsluiting van de sluitgaten ontstaan hoge stroomsnelheden in de sluitgaten. Deze hoge stroomsnelheden van maximaal 8 m/s (zie figuur 3.1.1, lijn 2) zullen plaatsing van de gesloten caissons onmogelijk maken.
- Als gevolg van de hoge stroomsnelheden zijn de ontgrondingen en tevens de aanval op de bodembescherming groot.

Geconcludeerd kan worden dat een sluiting met gesloten caissons in dit geval niet mogelijk is als gevolg van het ontstaan van erg hoge stroomsnelheden in de sluitgaten.

Doorlaatcaissons:

Bij toepassen van doorlaatcaissons kunnen de sluitgaten abrupt gesloten worden.

voordelen:

- Bij grotere diepte zijn caissons aantrekkelijk door materiaalbesparing, vooral van de zwaardere stenen.
- De maximale stroomsnelheden in de sluitgaten zijn bij toepassing van doorlaatcaissons kleiner dan bij een stortsteensluiting als gevolg van de abrupte sluiting, zie fig. 3.1.1, lijn 3. Het natte doorvoerprofiel neemt tot op het laatste moment slechts gering af. Stortstenen van 15 ton in de sluitgaten, die nodig zijn bij het NEDECO-ontwerp zijn bij deze caissonsluiting niet nodig door de lagere stroomsnelheid.
- Een snelle sluiting van het sluitgat is mogelijk, waardoor de bodem en bodembescherming niet zo lang worden blootgesteld aan het snelstromend water.

nadelen:

- Een goede fundering voor de zware caissons is nodig. De caissons moeten stabiel blijven staan op de bodem.

- Doorlaatcaissons zijn dure constructies. Men heeft in Zuid-Korea weinig ervaring met de bouw van caissons.
- Er is in Zuid-Korea weinig kennis op het gebied van caisson-sluitingen.
- De methode is kwetsbaarder, bv. plaatsingsnauwkeurigheid en kans op bezwijken van de drempel. Herstel is lastiger dan bij een stortsteensluiting.

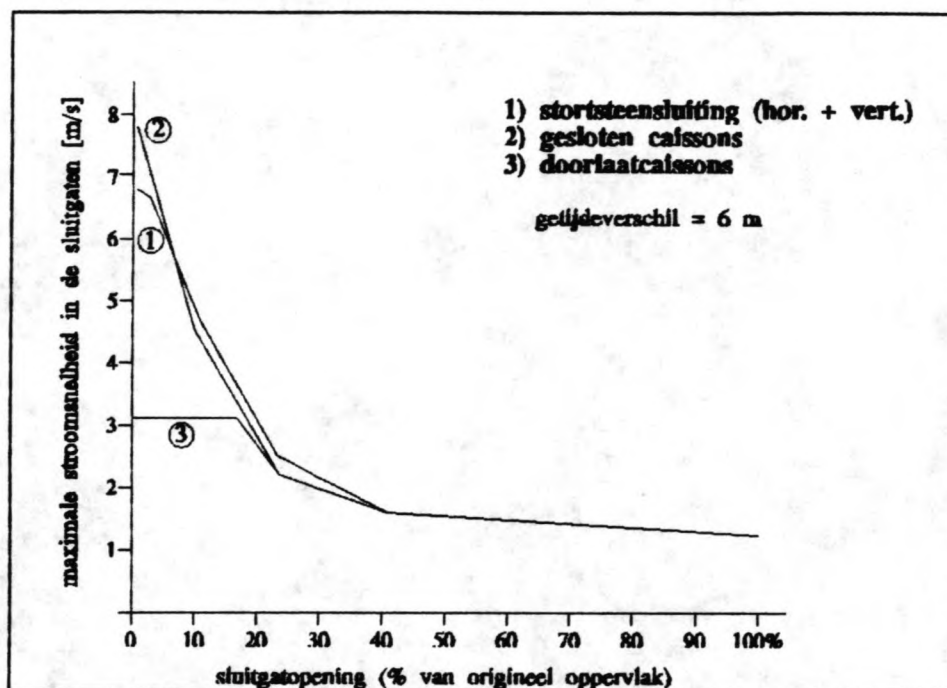


fig. 3.1.1 stroomsnelheden in de sluitgaten

In dit figuur zijn de stroomsnelheden in de sluitgaten bij vernauwing weergegeven. De gegevens voor de stortsteensluiting (lijn 1) zijn gehaald uit berekeningen van de NEDECO. De berekeningen voor de stroomsnelheden bij een sluiting met gesloten (lijn 2) of doorlaatcaissons (lijn 3) zijn met het computerprogramma DUFLOW gemaakt (zie Hst 4). Er is gerekend met een getijdeverschil van 6 m om een vergelijking met de NEDECO-berekeningen mogelijk te maken.

Duidelijk is dat het toepassen van doorlaatcaissons grote voordelen kan hebben, vooral in de sluitgaten. Toch zijn er ook enkele nadelen aan verbonden, wat met name te maken heeft met de kosten en de ervaring. Toepassing van gesloten caissons is niet mogelijk doordat de sluiting niet abrupt is. Door de hoge stroomsnelheden kunnen de caissons niet geplaatst worden.

Er wordt gekozen voor een afsluiting van de sluitgaten met doorlaatcaissons. Er dient een keuze gemaakt te worden tussen een gehele of gedeeltelijke sluiting met doorlaatcaissons.

3.2 Gedeeltelijke of gehele caissonsluiting

In onderstaand tabel (fig. 3.2.1) zijn de bodemniveaus langs het tracé van de dijk weergegeven.

Zeedijk locatie	Lengte [m]	Bodemniveau 1988	
		laagst	hoogst
Daehangri-Namgaryeok	4427	-15.00	0
Namgaryeok-Bukgaryeok	529	-1.00	-1.00
Bukgaryeok-Sinsi	10282	-21.00	-4.00
Sinsi-Yami	2572	-6.30	-2.90
Yami-Bieung	11678	-9.70	-3.50

fig. 3.2.1 bodemniveaus langs tracé

Doordat de bodem langs een groot gedeelte van het tracé diep ligt, is het mogelijk een groot deel van de sluiting te realiseren met caissons. Zelfs bij de opdiepe gedeelten is een sluiting met caissons technisch mogelijk.

Het voordeel van doorlaatcaissons boven een stortsteensluiting doet zich slechts voor in de sluitgaten. Bij een stortsteensluiting stijgt de stroomsnelheid tot vrij hoge waarden, waardoor zeer zware stenen nodig zijn om het laatste gat te sluiten. Bij een sluiting met doorlaatcaissons daarentegen wordt het gat bij kentering abrupt gesloten, waardoor de stroomsnelheden beperkt blijven.

Bij het begin van de bouw van de dijk zijn de stroomsnelheden nog klein, omdat het natte doorvoerprofiel groot is. Het is dan voordeliger stortstenen te gebruiken in plaats van doorlaatcaissons, omdat deze caissons duur zijn en er stortsteen in overvloed aanwezig is.

Naarmate de bouw vordert nemen de stroomsnelheden in de sluitgaten toe en moeten de stenen zwaarder worden om de hogere stroomsnelheden te weerstaan. Het kan dan voordeliger worden om caissons te plaatsen. Met behulp van deze doorlaatcaissons kunnen de sluitgaten sneller gesloten worden, waardoor minder erosie ontstaat in de omgeving van de sluitgaten.

Om deze redenen wordt in dit onderzoek de dijk gebouwd met stortsteen en worden de doorlaatcaissons slechts in de sluitgaten toegepast. Later worden de caissons in het dijkprofiel opgenomen.

3.3 Locatie van de spuisluizen

Bij het ontwerp van de dijk met een stortsteensluiting hebben de Koreanen 2 sluizen gepland, één tussen de eilandjes Namgaryeok en Bukgaryeok en één sluis op het eiland Sinsi. Deze sluizen zijn bedoeld om overtollig water in het reservoir naar zee over te brengen. Het profiel van deze sluizen wordt uit de rotsachtige bodem gegraven. Dit kan gedaan worden met springstof of door te hakken.

Omdat in deze studie de sluitgaten door middel van doorlaatcaissons gedicht worden is het ook mogelijk in twee sluitgaten enkele caissons als spuisluis uit te voeren. Bij dit tweede alternatief zouden de sluiscaissons dan in sluitgat 2 en 3 geplaatst moeten worden. Beide alternatieven hebben hun voor- en nadelen.

Alternatief 1: één sluis op het eiland Sinsi en één sluis tussen de eilandjes Namgaryeok en Bukgaryeok.

voordelen:

- Beide sluizen hebben een goede rotsfundering.
- De gesprongen steen kan gebruikt worden voor de constructie van de dijk en de drempels in de sluitgaten.
- Er is geen bodembescherming nodig in de in- en uitloop van de sluizen, omdat de bodem uit rots bestaat.
- De sluizen kunnen in een bouwput op locatie gebouwd worden, wat goedkoop is.

nadelen:

- De twee bouwputten moeten apart bemalen worden om een droge bouwput te krijgen.
- Het kost veel arbeid en geld om de profielen uit te graven.

Alternatief 2: doorlaatcaissons, uitgevoerd als spuisluis.

voordelen:

- Zonder veel extra arbeid worden de sluiscaissons geplaatst.
- De sluiscaissons kunnen in dezelfde bouwput gebouwd worden als de doorlaatcaissons.

nadelen:

- De sluiscaissons op de slappe grond moeten een goede fundering hebben. De ontwerpcriteria voor een definitief caisson zijn veel hoger dan voor een tijdelijk caisson.
- De sluiscaissons worden niet opgenomen in het dijkprofiel en moeten daardoor grotere golfbelastingen op kunnen nemen dan de doorlaatcaissons.
- Er is een lange bodembescherming nodig voor de in- en uitloopkanalen van de sluizen.

- De plaatsingsnauwkeurigheid van deze sluiscaissons moet groter zijn dan bij de doorlaatcaissons, die later in het dijkprofiel worden opgenomen.

Als beide alternatieven naast elkaar worden gezet, komt alternatief 1 als beste naar boven, met name door de te verwachte funderingsproblemen bij alternatief 2. In figuur 3.3.1 zijn de gekozen locaties van de twee sluizen weergegeven.

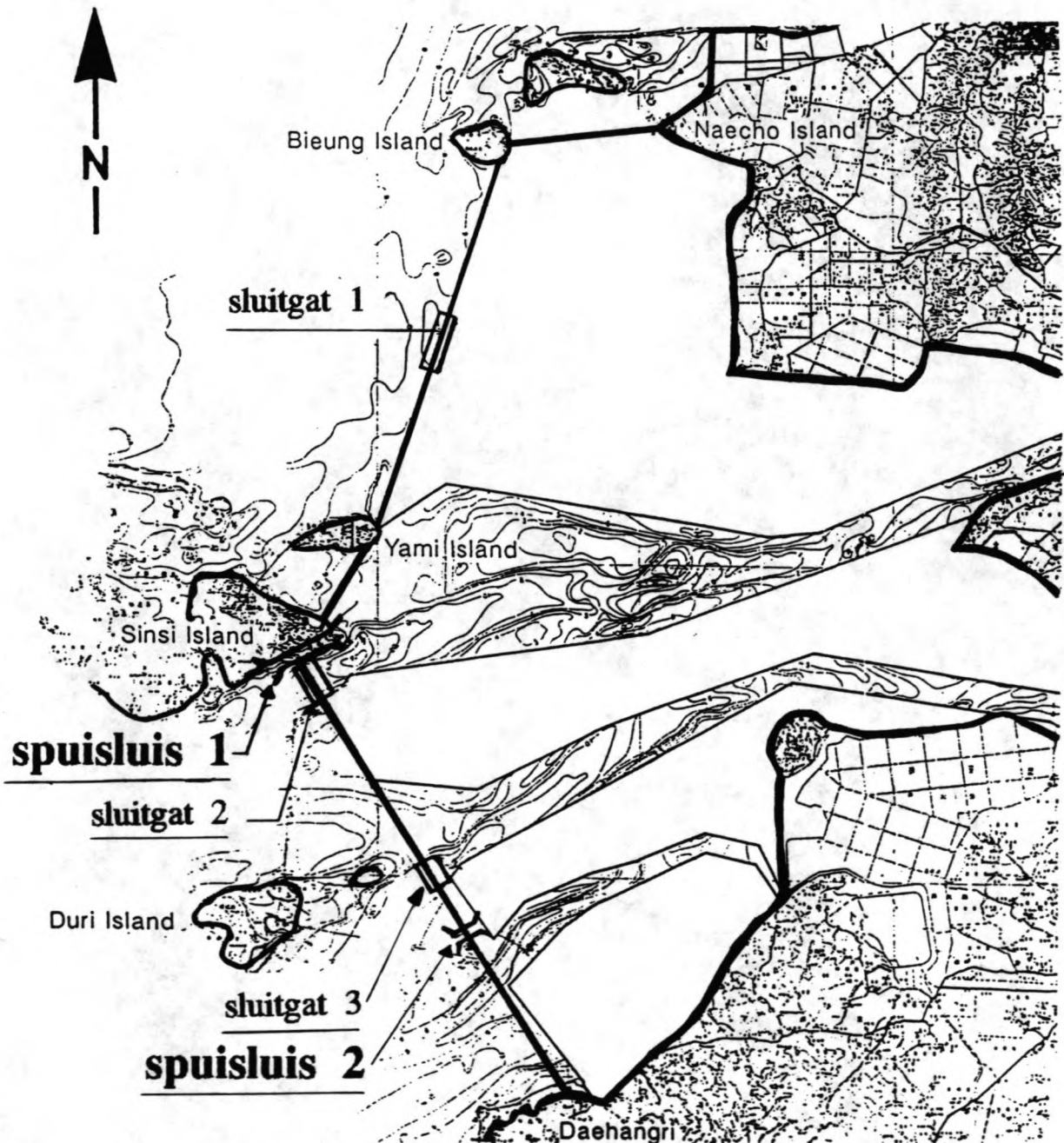


fig. 3.3.1 locatie van de spuissluizen

HOOFDSTUK 4 : ONTWERP SLUITGATEN

4.1 Analyse van het getij

Voor het ontwerp van de sluitgatopeningen is het van belang te weten met welk getijdeverschil gerekend dient te worden. Bij een klein getijdeverschil zijn de stroomsnelheden geringer en kunnen de sluitgatopeningen kleiner zijn dan bij een groot getijverschil. In figuur 4.1.1 zijn de getijdebewegingen weergegeven, gemeten in december 1990. Deze dagelijkse hoog- en laagwaterstanden zijn gemeten vóór de haven van de stad Kunsan ten noorden van het estuarium.

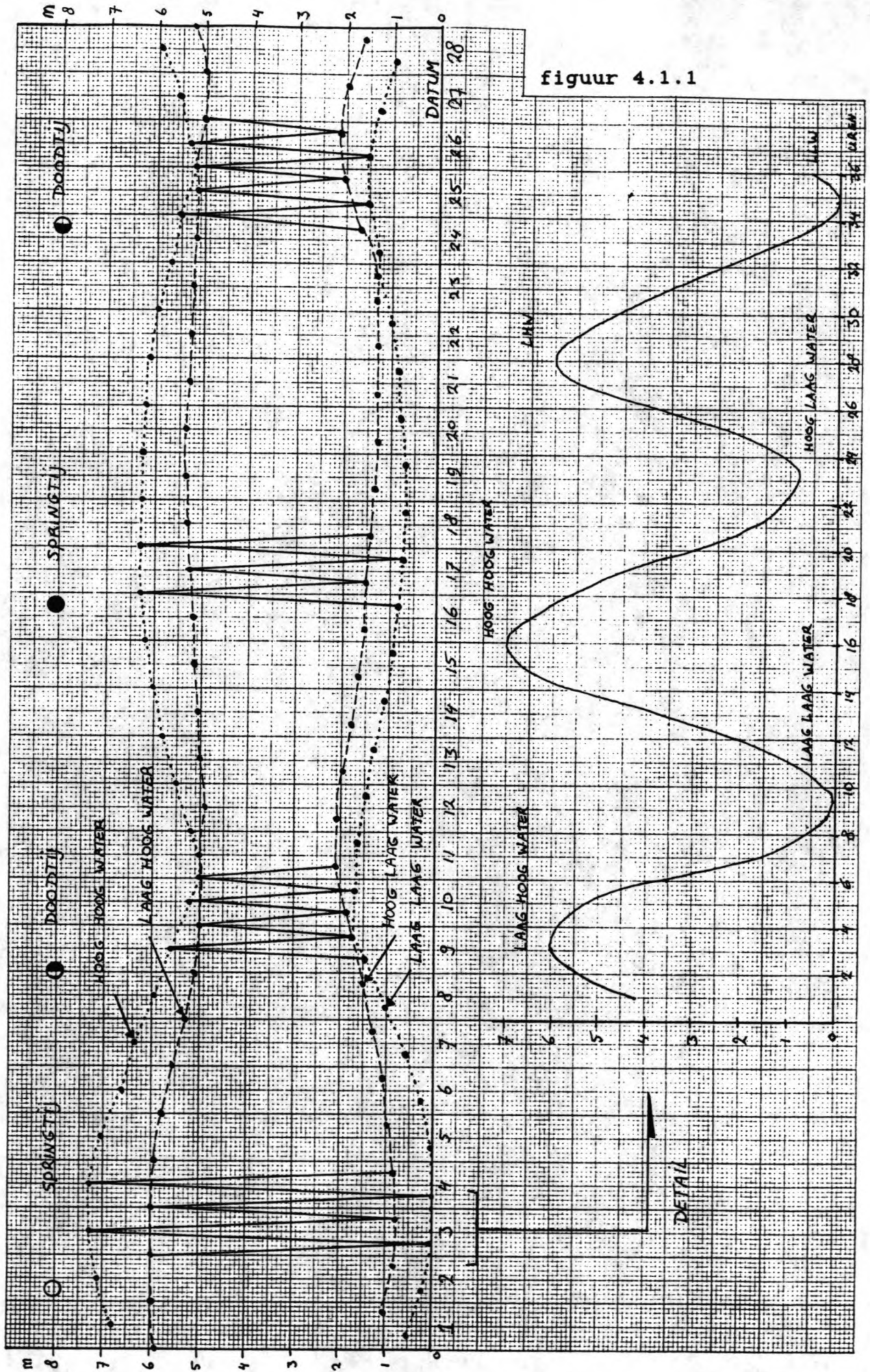
Duidelijk zichtbaar zijn de vrij grote verschillen tussen de getijdeamplitudes over een maand. Tijdens springtij is het maximale getijverschil 7.3 m bij volle maan en 5.7 m bij nieuwe maan. Tijdens doodtij is het getijdeverschil minimaal 3.3 m.

Het levert een groot voordeel op om gebruik te maken van deze variatie in de getijdeamplitudes. Als bij het ontwerp van de sluitgaten een getijdeverschil van 7.3 m als randvoorwaarde wordt aangehouden, dan zijn er 58 hoogwaterkenteringen per maand, waarbij caissons geplaatst kunnen worden. Het is echter riskant om 's nachts caissons te plaatsen, vooral omdat men in Zuid-Korea weinig ervaring op dit gebied heeft. In het begin, tijdens de leerfase, is 's nachts plaatsen niet mogelijk. Na de leerfase kunnen ook 's nachts caissons geplaatst worden. Er ontstaat dan extra ruimte in het plaatsingsschema.

In één maand zijn er ongeveer 36 hoogwaterkenteringen tijdens daglicht (tussen 05:00 en 19:00 uur). Dit betekent dat bij een ontwerpgetijdeverschil van 7.3 m er 36 hoogwaterkenteringen in een maand beschikbaar zijn voor plaatsing van caissons. Bij een getijdeverschil van 4 m zijn er 15 hoogwaterkenteringen mogelijk voor plaatsing. Samenvattend:

- bij 7.3 m :	58	HW.kenteringen, waarvan	36	tijdens daglicht
- bij 5.6 m :	49	"	30	"
- bij 5.2 m :	46	"	28	"
- bij 4.0 m :	24	"	15	"

Het voordeel van een grotere ontwerpgetijdeamplitude is het groot aantal hoogwaterkenteringen waarbij plaatsing mogelijk is. Een groot nadeel echter zijn de grote stroomsnelheden in de sluitgaten. Hierdoor is het nodig grotere sluitgaten toe te passen, waardoor meer caissons geplaatst moeten worden.



figuur 4.1.1

4.2 Randvoorwaarden

De volgende randvoorwaarden zijn bij het ontwerp van de sluitgaten van toepassing:

- Voor de berekening wordt een sinusgolf gebruikt met een amplitude van 2.0, 2.6, of 2.8 meter en een golfperiode van 12 uur en 25 minuten (44700 sec.).
- Het totale kombergingsoppervlak achter de dijk is bij een waterstand van -2 m MSL 218.500.000 m² en bij +2 m MSL 374.500.000 m².
- Het estuarium wordt afgesloten door een dijk met drie sluitgaten. In het estuarium lopen 2 diepe hoofdgeulen richting zee. Voor beide geulen is een sluitgat nodig. In het noordelijk deel van het estuarium bevindt zich een groot kombergingsgebied dat afzonderlijk door een derde sluitgat afgewaterd dient te worden.

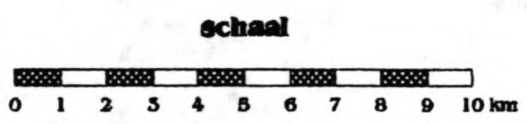
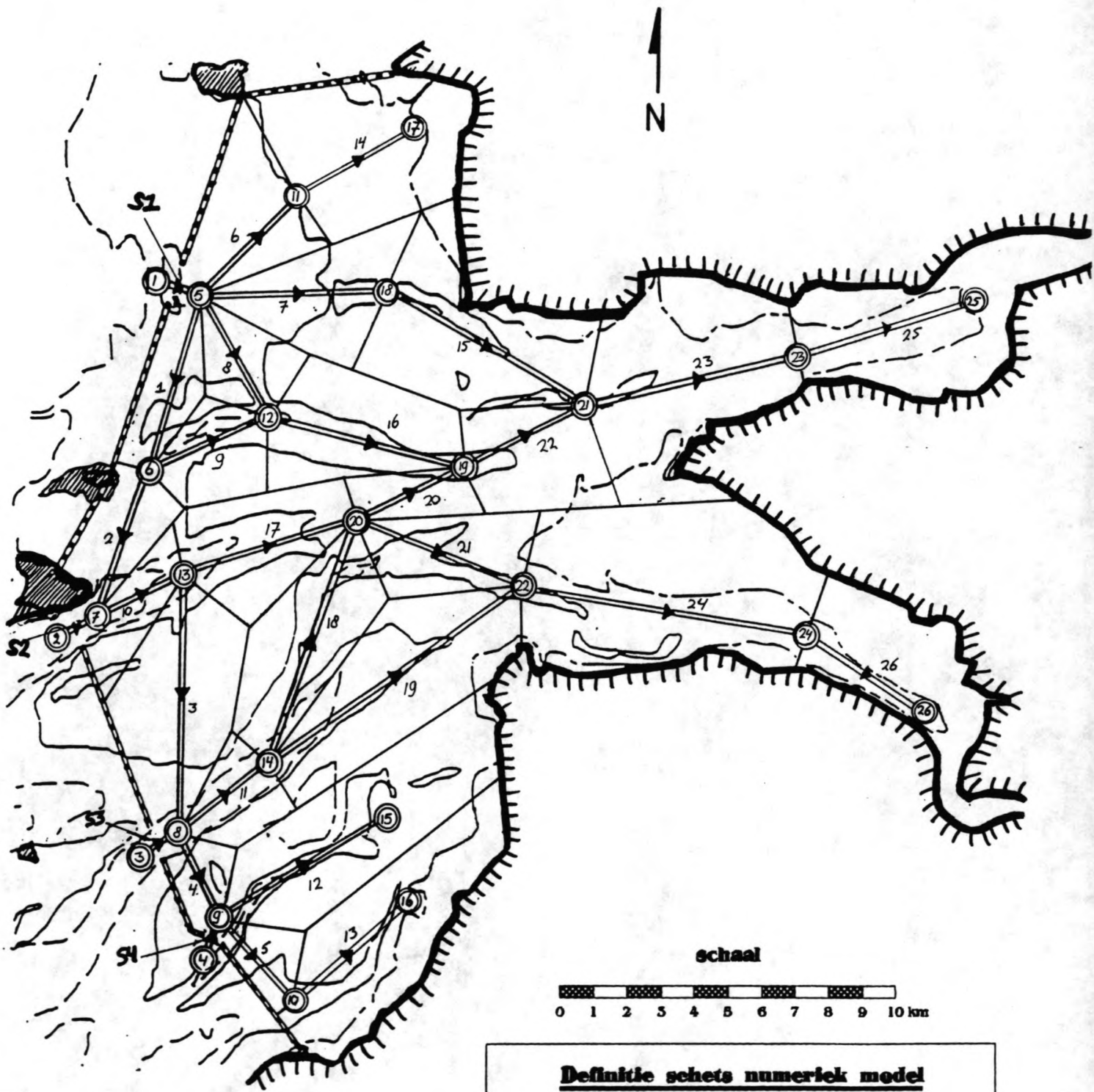
4.3 Het numeriek model

Om de grootte van de sluitgaten te kunnen ontwerpen, moeten de waterstanden en de stroomsnelheden in de sluitgaten bekend zijn. Om dit te kunnen berekenen wordt gebruik gemaakt van het computerprogramma DUFLOW.



Dit programma krijgt als invoer een 2-dimensionaal netwerk van stroomgeulen. In deze geulen wordt een 1-dimensionale stroming verondersteld. Deze geulen zijn de actuele geulen in het estuarium. In het netwerk worden de geulen in secties verdeeld waartussen knooppunten worden gedefinieerd. Soms worden bij lange stroomgeulen extra knooppunten gedefinieerd. In fig. 4.3.1. is dit stelsel van secties en knooppunten te zien. Om te voorkomen dat er langs de dijk grote ontgrondingen optreden, moet sectie 4 uitgebaggerd worden, zo blijkt uit het NEDECO-onderzoek. Het is geen bestaande geul, maar als de geul niet uitgebaggerd zou worden, ontstaan er hoge stroomsnelheden langs de dijk. Hierdoor is de kans groot dat er ontgrondingen ontstaan langs de dijk die de stabiliteit in gevaar brengen. Vandaar dat deze sectie in de berekening is meegenomen.

Elke sectie wordt geschematiseerd alsof het een constante stroombreedte over de diepte en een bergende breedte afhankelijk van de waterstand heeft. Het totale natte oppervlak van het estuarium wordt over de 26 secties verdeeld, zowel voor hoog- als laagwater. De bodemdiepte van de sectie wordt evenals de stroombreedte en de bergende breedte over de hele lengte constant verondersteld. De Chezy-coëfficiënt wordt in het gehele gebied constant gehouden.

Het estuarium wordt afgesloten door drie sluitgaten. Het vierde sluitgat tussen de knopen 4 en 9 wordt niet in de berekening meegenomen. Dit sluitgat dient als spuisluis. De invloed van een open spuisluis op de stroomsnelheid in de sluitgaten is gering. De stroming door de sluitgaten wordt beschreven als een stroming over een overlaat. Hierbij kunnen twee stroomcondities optreden, namelijk de volkomen en de



Definitie schets numeriek model

 = Knooppunt
 = Stroomsectie en positieve richting

figuur 4.3.1

onvolkomen overlaat.

Als randvoorwaarde aan de zeezijde van de sluitgaten geldt een enkelvoudige sinusgolf met een golfperiode van 12 uur en 25 minuten. Bij sluitgat 1 loopt de getijdegolf 15 minuten achter op de getijdegolf bij de sluitgaten 2 en 3.

Het programma DUFLOW werkt met de volledige continuïteits- en bewegingsvergelijking. Hiermee worden de waterstanden in de knooppunten bepaald en de stroomsnelheden in de secties en sluitgaten. Toch is het numeriek model een vereenvoudigde schematisatie van het estuarium. De stroomgeulen worden in de berekening geschematiseerd als rechthoekige profielen met additionele bergingsbreedte. Doordat het programma niet gecalibreerd wordt met actuele metingen is het niet mogelijk een exacte berekening te maken, maar slechts een goede benadering. Deze calibratie is niet mogelijk, omdat tijdens dit onderzoek geen ijkwaarden voorhanden waren. Hierdoor zijn de berekeningen, die gemaakt worden met dit numeriek model beter geschikt voor bijvoorbeeld de bepaling van de balans tussen de sluitgaten dan voor exacte berekeningen.

Alle invoergegevens van het programma zijn terug te vinden in BIJLAGE 1.

4.4 Bepaling drempelhoogten

Het ontwerp van de sluitgaten kan gesplitst worden in twee delen, namelijk de bepaling van de drempelhoogte en de bepaling van de drempelbreedte. Het totale natte oppervlak van de sluitgaten bepaalt de stroomsnelheden in de sluitgaten.

Het is in principe mogelijk smalle maar diepe sluitgaten te maken of brede en ondiepe. Het aantal plaatsingen, dus het aantal caissons bepaalt een groot gedeelte van de kosten, vooral omdat met de plaatsing veel tijd gemoeid is. Als de sluitgaten dieper worden, neemt de breedte van de caissons ook toe. Dit met het oogpunt op de stabiliteit van de caissons tijdens transport en op de drempel. Dit betekent dat de hoeveelheid beton zal toenemen bij diepere sluitgaten.

Het voordeel van diepe sluitgaten is dat er slechts lage drempels nodig zijn, waarmee tijd bespaard kan worden. Bij ondiepe sluitgaten zal het effect van de caissons minder zijn. Ook zal de stroomsnelheid in de sluitgaten meer invloed hebben op de toplaag van de drempel, waardoor deze zwaarder moet worden ontworpen. Het lijkt aantrekkelijker om smalle en diepe sluitgaten te creëren.

Het is van belang dat de drempel over de hele breedte op hetzelfde niveau ligt, zodat het caisson zoveel mogelijk ondersteund wordt. Onder de caissons dient een filter te liggen om onderloopsheid te voorkomen. Deze filter kan uit een granulaire filter bestaan met een dikte van 1 tot 2 m of uit een geotextielmat met een toplaag van stortsteen erop.

Een beperking voor de diepte van de sluitgaten is de morfologie van de bodem. Het kan noodzakelijk zijn het sluitgat in de breedte of diepte uit te baggeren als niet voldoende nat doorvoeroppervlak aanwezig is. De bodem bestaat uit fijn zand

en is te baggeren. De rotslaag bevindt zich op een diepte van MSL -35 tot -50 m en loopt bij de eilandjes steil omhoog, zodat de rotslaag het baggerwerk niet zal bemoeilijken.

Een andere beperking is de transportdiepte. Bij een hele diepe drempel moet het mogelijk zijn de caissons, met een grote diepgang, te transporteren. Het gebied buiten de sluitgaten aan de zeezijde is diep waardoor deze problemen niet verwacht worden. Bij transport in het reservoir zal er gebaggerd moeten worden.

De vloer van de doorlaatcaissons moet grote momenten op kunnen nemen a.g.v. ongunstige belastingsituaties. Hierdoor heeft de vloer een dikte van zo'n 2 tot 3 m, afhankelijk van de hoogte van het caisson. Hiermee dient ook rekening gehouden te worden omdat de vloer van de caissons niet bij het natte doorvoeroppervlak geteld wordt evenals de wanden.

Het is mogelijk ballastmateriaal, dat nodig is om de stabiliteit van de caissons op de drempel te verhogen, in de bodembak te storten. Beter is om ballast in de bovenbak te storten, omdat ballast boven water meer weegt en dus effectiever is.

Met deze beperkingen rekening houdend zijn voor de sluitgaten de volgende hoogten van de drempel mogelijk, waarbij baggeren nog niet nodig is.

-sluitgat 1:	drempelhoogte	-7.5 m MSL over 2000 m
-sluitgat 2:	drempelhoogte	-18.0 m MSL over 1200 m
	of	-15.0 m MSL over 1400 m
	of	-13.0 m MSL over 1580 m
	of	-11.0 m MSL over 1730 m
-sluitgat 3:	drempelhoogte	-18.0 m MSL over 500 m
	of	-15.0 m MSL over 910 m
	of	-13.0 m MSL over 1090 m
	of	-11.0 m MSL over 1300 m

De gegevens zijn gehaald uit metingen van 1989. Voor de vloerdikte van de caissons in sluitgat 1 wordt 2 m aangehouden. In sluitgat 2 en 3 wordt rekening gehouden met een vloerdikte van 3 m.

4.5 Ontwerp sluitgatopeningen

Om de sluitgatbreedten te kunnen bepalen wordt eerst bekeken hoe het plaatsingsschema van de caissons eruit ziet. Ongeveer een uur voor hoogwaterkentering wordt het caisson vanuit de tijdelijke afmeerplaats naar het sluitgat gevaren. Ongeveer een half uur voor kentering wordt het caisson vastgemaakt aan de al geplaatste caissons (fig. 4.5.1). Op dat moment moet de stroomsnelheid in het sluitgat liefst kleiner zijn dan 0.75 m/s. Met sleepboten wordt het caissons ingedraaid en nog vóór kentering afgezonken. Hierna moet zo snel mogelijk, voordat er een redelijk verval optreedt, het caisson

geballast worden en worden de schuiven geopend.

De berekening is gebaseerd op het gegeven dat in het laatste half uur vóór hoogwaterkentering de stroomsnelheid in de sluitgaten kleiner moet zijn dan ongeveer 0.75 m/s (fig. 4.5.2). De maatgevende situatie vindt plaats als het laatste caisson geplaatst wordt. Dan is de sluitgatopening het kleinst en de stroomsnelheid in het sluitgat het grootst.

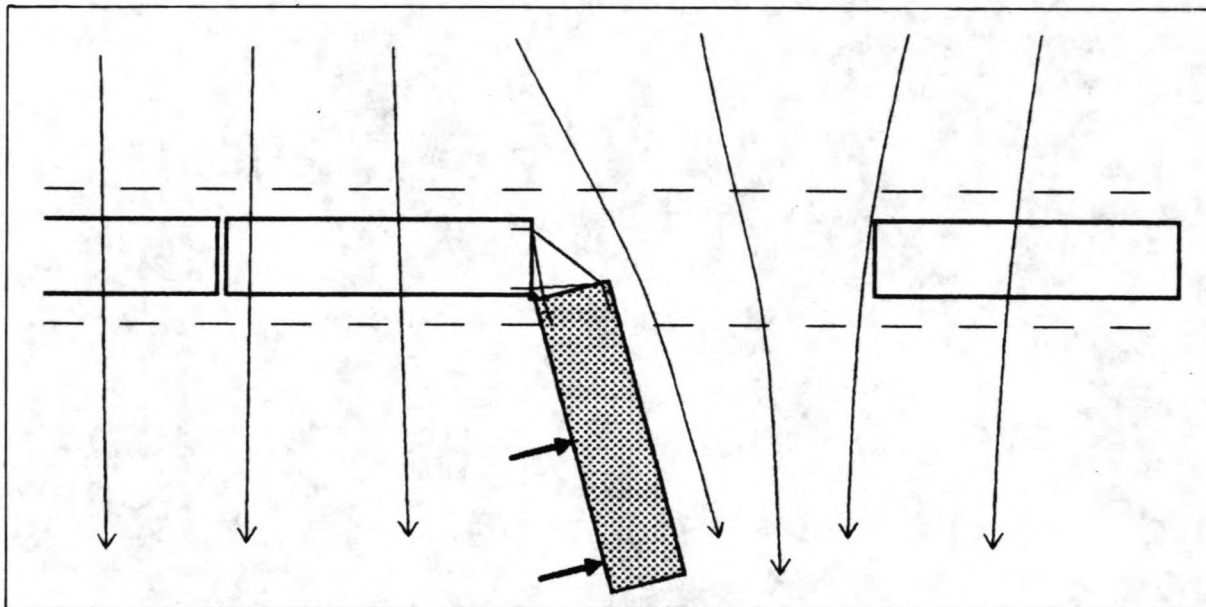


fig. 4.5.1 invaren van een caisson

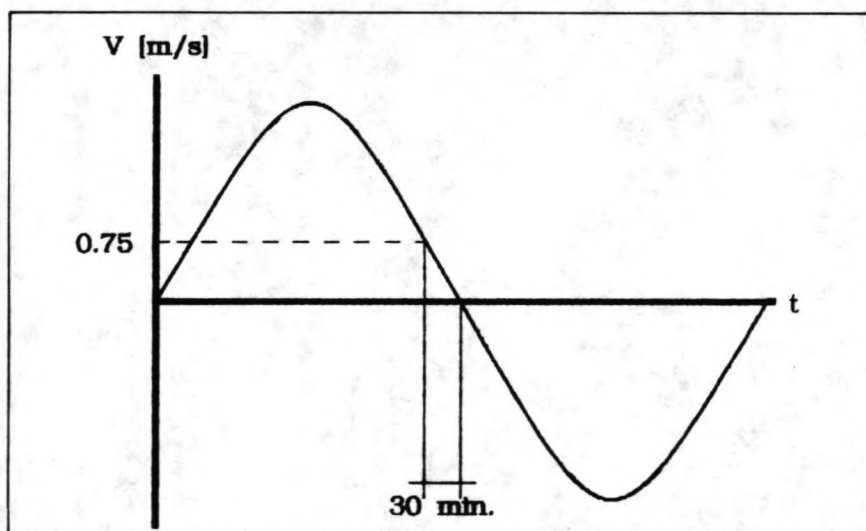


fig. 4.5.2 toelaatbare stroomsnelheid bij plaatsing

Voor een getijdeverschil van 4, 5.2 en 5.6 m wordt een ontwerp gemaakt van de sluitgatopeningen. Door de sluitgatopeningen te variëren wordt voor elk getijdeverschil een mogelijke oplossing gevonden.

Getijdeverschil = 5.6 m:

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
drempelbreedte [m]	3000	1600	1600
bovenzijde vloer	-6 MSL	-12 MSL	-12 MSL
hoogwaterkentering	25 min	30 min	25 min
laagwaterkentering	30 min	40 min	30 min

Het totale natte oppervlak onder MSL is in dit ontwerp 56400 m². Te zien valt dat bij hoogwaterkentering ongeveer 25 minuten beschikbaar is. Dit is vrij beperkt.

Zowel in sluitgat 2 als 3 moet vrij veel gebaggerd worden. De totale breedte van de sluitgatopeningen is 6200 m. Dit is niet de breedte van de sluitgaten voordat met plaatsing begonnen wordt. De breedte wordt met ongeveer een factor 0.9 beperkt door de wanden van de caissons. De totale breedte vóór plaatsing wordt dan ongeveer 6900 m. Als uitgegaan wordt van caissons met een lengte van 100 m dan zijn ongeveer 69 caissons nodig.

Het is in principe mogelijk bij laagwaterkentering caissons te plaatsen, maar op sommige plaatsen is de waterstand dan zo laag dat er problemen ontstaan. Dit is met name het geval in sluitgat 1.

In sluitgat 1 is de doorvoeropening relatief groot ten opzichte van het kombergingsgebied achter dit sluitgat. Vandaar dat uit berekening blijkt dat de maximale stroomsnelheden in dit sluitgat laag zijn ten opzichte van de andere sluitgaten. Toch kan sluitgat 1 niet kleiner uitgevoerd worden, omdat dan de tijd beschikbaar voor plaatsing te kort wordt.

Getijdeverschil = 5.2 m:

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
drempelbreedte [m]	2000	1600	1400
bovenzijde vloer	-5.5 MSL	-12 MSL	-12 MSL
hoogwaterkentering	35 min	35 min	30 min
laagwaterkentering	20 min	40 min	25 min

Bij dit ontwerp zijn de sluitgaten een stuk kleiner. In totaal hebben de sluitgaten bij plaatsing van het laatste caisson een nat oppervlak onder MSL van 47000 m². Er zijn ongeveer 55 caissons nodig. Toch blijft het nodig te baggeren in de sluitgaten 2 en 3, namelijk zo'n 6700 m³/m breedte van de drempel loodrecht op de as van de dijk.

Getijdeverschil = 4.0 m:

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
drempelbreedte [m]	1600	1300	1100
bovenzijde vloer	-5.5 MSL	-12 MSL	-12 MSL
hoogwaterkentering	35 min	35 min	30 min
laagwaterkentering	25 min	35 min	30 min

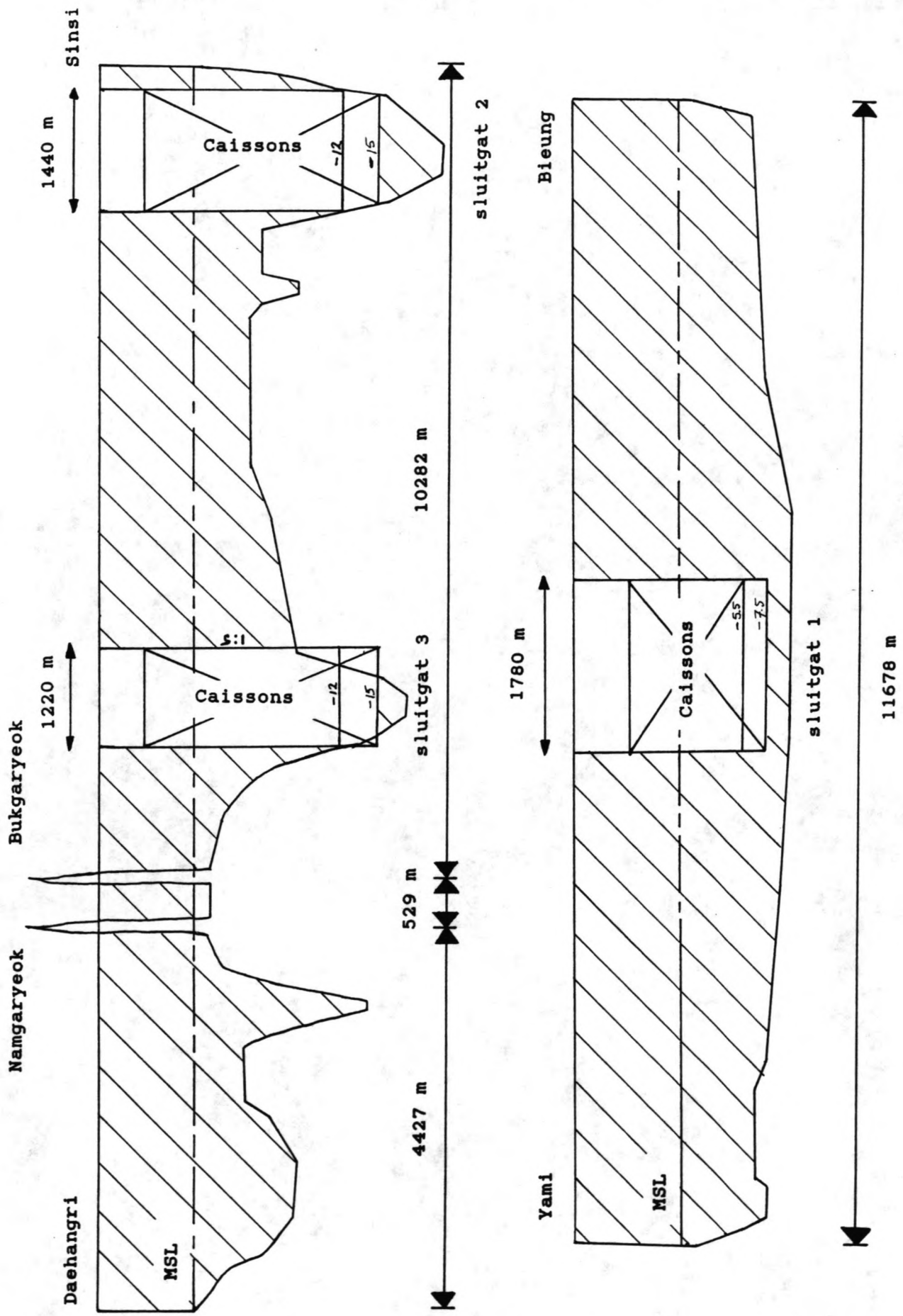
Totaal oppervlak is 37600 m² en er zijn zo'n 44 caissons met een lengte van 100 m nodig. Duidelijk is te zien dat bij een ontwerpgetijdeverschil van 4 m veel minder caissons nodig zijn. In het laatste geval dient ook het minst gebaggerd te worden. Alleen in sluitgat 3 moet ongeveer 1300 m³/m breedte weggehaald worden. Ook hier is het mogelijk tijdens laagwaterkentering te plaatsen als de waterstand maar niet te laag is.

Het voordeel van een groot ontwerpgetijdeverschil is het groot aantal kenteringen waarbij plaatsing mogelijk is. Echter bij een getijdeverschil van 5.6 m zijn 25 caissons meer nodig. Dit is vanuit financieel oogpunt bezien zeer onaantrekkelijk. Er zijn dan wel ongeveer twee keer zoveel kentering om te plaatsen, maar er zijn dan ook meer dan 1.5 keer zoveel caissons nodig.

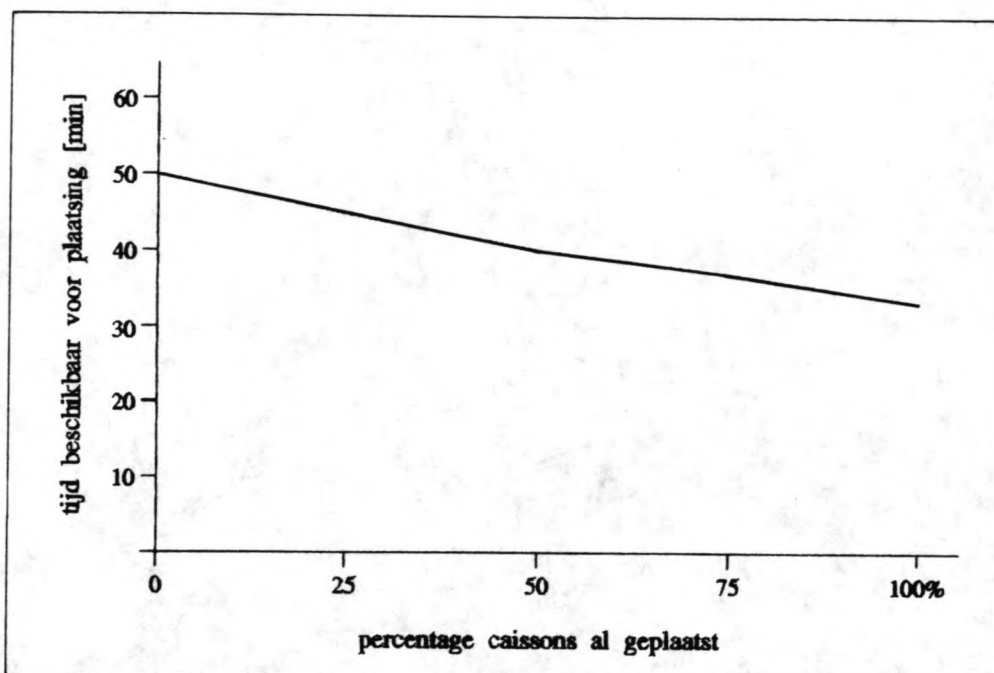
Bij dit laatste alternatief zijn de sluitgaten relatief nauw ten opzichte van de andere twee alternatieven. Hierdoor zullen bij dit alternatief de stroomsnelheden in de sluitgaten tijdens springtij groter zijn dan bij de andere twee alternatieven. Dit kan tot gevolg hebben dat er een zwaardere bodembescherming en drempeltoplaag nodig is.

De keuze valt op drie sluitgaten met een doorvoerbreedte van resp. 1600, 1300 en 1100 m bij plaatsing van het laatste caisson oftewel een breedte van resp. 1780, 1440 en 1220 m bij begin van plaatsing. De hoogten van de bovenzijde van de caissonvloer zijn -5.5, -12 en -12 m MSL. De hoogten van de drempels zijn dan ongeveer resp. -7.5, -15 en -15 m MSL. Het kan aantrekkelijk zijn de grootten van de sluitgaten verder te optimaliseren. Wegens tijdgebrek is dit niet gedaan. In figuur 4.5.3 zijn de profielen van de drie sluitgaten te zien. Opgemerkt dient te worden dat de sluitgaten aan de zijkanten geen verticale begrenzingen hebben.

In figuur 4.5.4 is een grafiek weergegeven met daarin de beschikbare tijd om een caisson in te draaien en af te zinken tijdens verschillende stadia van sluiting bij de gekozen sluitgat-afmetingen. In begin, als er nog geen caissons geplaatst zijn, is gedurende 50 minuten vóór hoogwaterkentering de stroomsnelheid in de sluitgaten kleiner dan 0.75 m/s. Deze stroomsnelheid is voldoende laag om caissons te kunnen invaren. Bij plaatsing van het laatste caisson is gemiddeld 33 minuten beschikbaar.



figuur 4.5.3 sluitgatprofielen



figuur 4.5.4 beschikbare tijd voor invaren en afzinken

In de bijlage DUFLOW-berekeningen zijn de resultaten van de berekeningen terug te vinden. Bij de berekeningen is ook rekening gehouden met de balans tussen de sluitgaten. Elk sluitgat heeft een bepaald kombergingsgebied achter zich liggen. Als de natte oppervlakten van de sluitgaten niet overeenkomen met hun kombergingsoppervlak dan ontstaan er grote stromingen tussen de sluitgaten onderling, namelijk in de secties 1, 2, 3 en 4.

Uit de resultaten blijkt dat de stroomsnelheden in de secties 1 t/m 3 niet boven de 1 m/s komen. Alleen in de sectie 4 wordt de snelheid maximaal 1.44 m/s. Het is mogelijk dat deze geul tijdens de laatste fase van de afsluiting iets groter wordt, maar dat levert geen problemen op. Eventueel kan de geul verder uitgebaggerd worden.

LITERATUUR- EN BRONNENLIJST

Literatuurlijst:

- [1] The closure of tidal basins, J.C. Huis in 't Veld, J. Stuip, A.W. Walther en J.M. van Westen, Delft 1987.
- [2] Dictaat F11c: Afsluiting van Waterlopen, F.C. van Roode, Delft 1988.
- [3] Dictaat F5n deel III: Coastal Engineering, Breakwater Design, W.W. Massie, Delft 1986.
- [4] Dictaat B73 deel I en II: Lange golven, C. Verspuy, Delft 1987.
- [5] Dictaat B70: Vloeistofmechanica, J.A. Battjes, Delft 1989.
- [6] Driemaandelijks bericht Deltawerken no. 31-60, Deltadienst, 's-Gravenhage 1964-1972.
- [7] Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Washington D.C. 1984.

Bronnenlijst:

- F. Heezen en J.C. Huis in 't Veld, DHV milieu en infrastructuur, Amersfoort.
- F.C. van Roode, Technische Universiteit Delft.
- N. Booy, Technische Universiteit Delft.
- K.G. Bezuyen, Technische Universiteit Delft.

BIJLAGE 1 : DUFLOW-BEREKENINGEN

In hoofdstuk 4 is het programma DUFLOW ter sprake gekomen. Dit programma wordt in deze studie gebruikt om de grootte van de sluitgaten te ontwerpen. In hoofdstuk 4 is aangegeven hoe dit ontwerp tot stand is gekomen.

In de tabellen I.1 t/m I.7 op de volgende bladzijden is de invoer weergegeven van het programma DUFLOW.

- Tabel I.1 : coördinaten van de knooppunten in het model
Tabel I.2 : het bergende oppervlak van de secties bij een waterstand van -2 en +2m MSL
Tabel I.3 : de karakteristieken van de stroomsecties worden hier gegeven, zoals lengte, Chezy-waarde, bodemniveau en begin- en eindknoop
Tabel I.4 t/m I.7 : geulprofielen van de stroomsecties

Bij verschillende randvoorwaarden worden de waterstanden, debieten en stroomsnelheden in de knooppunten en secties berekend. De volgende randvoorwaarden worden ingevoerd.

- 1) waterstand in knoop 1 = $Ampl * \cos(0.48322 * t - 7.2)$
 - 2) waterstand in knoop 2 en 3 = $Ampl * \cos(0.48322 * t)$, t in min.
- Er zijn berekeningen gemaakt met $Ampl = 2, 2.6$ en 2.8 meter.

Om de grootte van de sluitgatopeningen te bepalen zijn verschillende berekeningen gemaakt met variabele sluitgatopeningen. Bij elk ontwerpgetijdeverschil is getracht drie sluitgaten te vinden, waarbij de snelheid in alle sluitgaten kleiner blijft dan 0.75 m/s gedurende 30 minuten vóór hoogwaterkentering. In de tabellen I.8 t/m I.13 zijn die resultaten te zien.

In tabel I.8(a-c) : stroomsnelheden in sluitgaten bij $Ampl = 2.8$ m en

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
breedte	3000 m	1600 m	1600 m
vloer	-6 m MSL	-12 m MSL	-12 m MSL

In tabel I.9(a-c) : Stroomsnelheden in sluitgaten bij $Ampl = 2.6$ m en

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
breedte	2000 m	1600 m	1400 m
vloer	-5.5 m MSL	-12 m MSL	-12 m MSL

In tabel I.10 t/m I.13 zijn de resultaten te zien bij een amplitude van 2 m en de volgende afmetingen van de sluitgaten.

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
breedte	1600 m	1300 m	1100 m
vloer	-5.5 m MSL	-12 m MSL	-12 m MSL

Tabel I.10(a-c) : stroomsnelheden in de sluitgaten

Tabel I.11(a-d) : waterstanden in de knooppunten

Tabel I.12(a-e) : debieten door de verschillende secties en sluitgaten

Tabel I.13(a-d) : stroomsnelheden in de secties

Vermeld moet nog worden dat de weergegeven vloerhoogte de hoogte is van de bovenzijde van de caissonvloer. De breedte is de effectieve breedte van het sluitgat, dus de breedte van de werkelijke opening.

Hieronder zijn de X- en Y-coördinaten weergegeven van de 26 knooppunten in het netwerk. De oorsprong van het assenstelsel ligt in sluitgat 2.

knoop	X (m)	Y (m)
1	2970	9855
2	0	0
3	2498	-6210
4	4050	-8978
5	2970	9855
6	2295	4455
7	0	0
8	2498	-6210
9	4050	-8978
10	6750	-10935
11	6683	12488
12	5805	6075
13	3240	1485
14	5805	-4050
15	9450	-5535
16	10058	-7965
17	10260	14310
18	9450	9720
19	11745	4590
20	8505	2970
21	15390	6345
22	13500	1080
23	21938	7695
24	22140	-405
25	27248	9465
26	25822	-2883

Tabel I.1

In deze tabel staat aangegeven hoe groot de berging is in elke sectie bij een waterstand van +2 m en -2 m.

sectie	berging +2 m	berging -2 m
1	7,29	7,29
2	10,74	10,74
3	20,00	18,00
4	4,28	1,60
5	4,38	2,45
6	11,60	11,6
7	17,14	15,37
8	6,90	6,90
9	7,68	6,00
10	6,40	6,00
11	7,00	7,00
12	24,69	6,00
13	21,60	4,50
14	23,56	10,40
15	22,96	6,80
16	15,92	13,00
17	14,07	11,00
18	16,00	12,60
19	23,16	18,00
20	7,60	7,60
21	10,85	5,50
22	12,58	6,15
23	24,26	6,50
24	37,84	17,50
25	8,00	0
26	8,00	0
	374.000.000 m ²	218.500.000 m ²

Tabel I.2

In deze tabel worden begin- en eindknooppunt, lengte, bodemniveau t.o.v. MSL en Chezy-waarde van de secties aangegeven.

sectie	beginp.	eindp.	lengte [m]	niveau [m]	Chezy
1	5	6	5200	-8	50
2	6	7	4800	-6	50
3	13	8	7500	-4	50
4	8	9	2000	-8	50
5	9	10	3500	-5	50
6	5	11	4100	-6	50
7	5	18	6200	-5	50
8	5	12	4600	-6	50
9	6	12	4000	-5	50
10	7	13	3000	-15	50
11	8	14	3500	-10	50
12	9	15	6000	-5	50
13	10	16	4500	-5	50
14	11	17	4100	-3	50
15	18	21	6800	-4	50
16	12	19	6000	-5	50
17	13	20	5300	-6	50
18	14	20	7000	-5	50
19	14	22	9000	-7	50
20	20	19	3800	-4	50
21	20	22	5500	-5	50
22	19	21	4100	-5	50
23	21	23	6500	-5	50
24	22	24	8500	-4	50
25	23	25	5600	-1	50
26	24	26	4500	-1	50

Tabel I.3

De tabellen op deze en op de volgende bladzijden geven van elke sectie de stroomvoerende en bergende breedte weer op verschillende hoogten vanaf de bodem gerekend.

sectie	hoogte [m]	stroomvoerende breedte [m]	bergende breedte [m]
1	0	1000	1402
	12	1000	1402
2	0	2000	2238
	10	2000	2238
3	0	2000	2400
	2	2000	2400
	6	2000	2667
	8	2000	2667
4	0	800	800
	6	800	800
	10	800	2140
	12	800	2140
5	0	700	700
	3	700	700
	7	700	1251
	9	700	1251
6	0	1500	2829
	10	1500	2829
7	0	1500	2479
	3	1500	2479
	7	1500	2765
	9	1500	2765
8	0	1500	1500
	10	1500	1500

Tabel I.4

sectie	hoogte [m]	stroomvoerende breedte [m]	bergende breedte [m]
9	0	1500	1500
	3	1500	1500
	7	1500	1920
	9	1500	1920
10	0	1500	2000
	13	1500	2000
	17	1500	2133
	19	1500	2133
11	0	2000	2000
	14	2000	2000
12	0	1000	1000
	3	1000	1000
	7	1000	4115
	9	1000	4115
13	0	1000	1000
	3	1000	1000
	7	1000	4800
	9	1000	4800
14	0	1500	2537
	1	1500	2537
	5	1500	5746
	7	1500	5746
15	0	1000	1000
	2	1000	1000
	6	1000	3376
	8	1000	3376

Tabel I.5

sectie	hoogte [m]	stroomvoerende breedte [m]	bergende breedte [m]
16	0	1500	2167
	3	1500	2167
	7	1500	2653
	9	1500	2653
17	0	2000	2075
	4	2000	2075
	8	2000	2655
	10	2000	2655
18	0	1000	1800
	3	1000	1800
	7	1000	2286
	9	1000	2286
19	0	2000	2000
	5	2000	2000
	9	2000	2573
	11	2000	2573
20	0	2000	2000
	8	2000	2000
21	0	1000	1000
	3	1000	1000
	7	1000	1973
	9	1000	1973
22	0	1500	1500
	3	1500	1500
	7	1500	3068
	9	1500	3068

Tabel I.6

sectie	hoogte [m]	stroomvoerende breedte [m]	bergende breedte [m]
23	0	1000	1000
	3	1000	1000
	7	1000	3732
	9	1000	3732
24	0	2000	2059
	2	2000	2059
	6	2000	4452
	8	2000	4452
25	0	1000	1000
	1,8	1000	1000
	3	1000	1429
	5	1000	1429
26	0	500	500
	3	500	1778
	5	500	1778

Tabel I.7

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)

730	0.928	1.201	1.254
735	0.786	1.143	1.167
740	0.679	1.073	1.077
745	0.485	0.986	0.979
750	0.257	0.888	0.867
755	0.083	0.786	0.738
760	-0.045	0.685	0.593
765	-0.156	0.583	0.443
770	-0.245	0.469	0.275
775	-0.301	0.343	0.097
780	-0.339	0.206	-0.083
785	-0.379	0.068	-0.251
790	-0.423	-0.073	-0.396
795	-0.467	-0.202	-0.537
800	-0.505	-0.328	-0.662
805	-0.538	-0.438	-0.783
810	-0.563	-0.540	-0.904
815	-0.583	-0.638	-1.038
820	-0.602	-0.738	-1.186
825	-0.625	-0.844	-1.334
830	-0.657	-0.957	-1.465
835	-0.701	-1.072	-1.573
840	-0.755	-1.181	-1.657
845	-0.819	-1.275	-1.721
850	-0.887	-1.342	-1.766
855	-0.956	-1.410	-1.793
860	-1.018	-1.447	-1.813
865	-1.045	-1.458	-1.820
870	-1.078	-1.475	-1.827
875	-1.120	-1.522	-1.862
880	-1.116	-1.589	-1.893
885	-1.160	-1.647	-1.960
890	-1.190	-1.670	-2.024
895	-1.266	-1.702	-2.098
900	-1.312	-1.731	-2.121
905	-1.350	-1.759	-2.135
910	-1.383	-1.770	-2.143
915	-1.416	-1.786	-2.159
920	-1.459	-1.813	-2.195
925	-1.490	-1.837	-2.231
930	-1.520	-1.860	-2.258
935	-1.550	-1.879	-2.278
940	-1.579	-1.893	-2.295
945	-1.607	-1.903	-2.307
950	-1.636	-1.909	-2.316
955	-1.666	-1.911	-2.318
960	-1.696	-1.911	-2.315
965	-1.726	-1.908	-2.313
970	-1.754	-1.902	-2.311
975	-1.779	-1.894	-2.306
980	-1.803	-1.884	-2.298
985	-1.823	-1.872	-2.287
990	-1.840	-1.858	-2.271
995	-1.857	-1.841	-2.252
1000	-1.867	-1.820	-2.230

Tabel I.8.a

Ampl. = 2.8 m

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)

1005	-1.877	-1.798	-2.204
1010	-1.887	-1.771	-2.174
1015	-1.894	-1.742	-2.140
1020	-1.896	-1.710	-2.104
1025	-1.899	-1.677	-2.064
1030	-1.896	-1.640	-2.020
1035	-1.886	-1.601	-1.973
1040	-1.873	-1.560	-1.923
1045	-1.858	-1.515	-1.865
1050	-1.840	-1.471	-1.750
1055	-1.818	-1.428	-1.697
1060	-1.846	-1.365	-1.635
1065	-1.842	-1.314	-1.554
1070	-1.801	-1.270	-1.521
1075	-1.756	-1.213	-1.468
1080	-1.629	-1.160	-1.417
1085	-1.659	-1.092	-1.370
1090	-1.810	-1.013	-1.303
1095	-1.634	-0.937	-1.214
1100	-1.490	-0.896	-1.121
1105	-1.562	-0.843	-1.035
1110	-1.349	-0.761	-0.960
1115	-1.251	-0.702	-0.886
1120	-1.206	-0.627	-0.863
1125	-1.006	-0.553	-0.785
1130	-0.986	-0.502	-0.656
1135	-0.916	-0.424	-0.572
1140	-0.725	-0.334	-0.304
1145	-0.595	-0.267	-0.166
1150	-0.399	-0.154	-0.093
1155	-0.341	-0.043	-0.035
1160	-0.245	0.116	0.079
1165	-0.095	0.250	0.231
1170	-0.009	0.333	0.362
1175	0.150	0.395	0.469
1180	0.332	0.468	0.575
1185	0.336	0.557	0.676
1190	0.401	0.684	0.800
1195	0.516	0.791	0.932
1200	0.605	0.848	0.608
1205	0.781	0.906	1.005
1210	0.849	0.861	1.432
1215	0.809	0.856	1.485
1220	1.208	1.010	1.342
1225	1.120	1.141	1.084
1230	1.114	1.290	1.050
1235	1.106	1.335	1.180
1240	1.124	1.301	1.296
1245	1.199	1.235	1.350
1250	1.246	1.199	1.376
1255	1.311	1.227	1.428
1260	1.332	1.286	1.501
1265	1.342	1.361	1.580
1270	1.360	1.434	1.643
1275	1.388	1.494	1.687

Tabel I.8.b

Ampl. = 2.8 m

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)

Tabel I.8.c

Ampl. = 2.8 m

1280	1.411	1.536	1.722
1285	1.440	1.571	1.763
1290	1.442	1.599	1.806
1295	1.461	1.633	1.854
1300	1.486	1.661	1.899
1305	1.500	1.683	1.940
1310	1.498	1.706	1.980
1315	1.505	1.733	2.019
1320	1.502	1.755	2.052
1325	1.482	1.771	2.079
1330	1.468	1.786	2.104
1335	1.468	1.797	2.125
1340	1.491	1.805	2.142
1345	1.480	1.811	2.155
1350	1.435	1.827	2.172
1355	1.409	1.847	2.190
1360	1.411	1.847	2.196
1365	1.419	1.831	2.191
1370	1.420	1.819	2.184
1375	1.411	1.824	2.182
1380	1.400	1.834	2.179
1385	1.378	1.832	2.170
1390	1.351	1.816	2.156
1395	1.329	1.792	2.137
1400	1.312	1.766	2.112
1405	1.298	1.740	2.080
1410	1.286	1.715	2.045
1415	1.277	1.690	2.008
1420	1.095	1.662	1.968
1425	1.328	1.639	1.925
1430	1.642	1.598	1.878
1435	1.760	1.557	1.831
1440	1.699	1.521	1.776
1445	1.558	1.495	1.714
1450	1.484	1.472	1.647
1455	1.443	1.440	1.579
1460	1.423	1.394	1.505
1465	1.397	1.332	1.423
1470	1.195	1.263	1.335
1475	0.935	1.204	1.247
1480	0.789	1.144	1.159
1485	0.677	1.071	1.062
1490	0.478	0.983	0.951
1495	0.245	0.880	0.825
AVERAGE :	-0.121	0.036	-0.042

TIME :Min.	STRUC 1 :V (m/s)	STRUC 2 :V (m/s)	STRUC 3 :V (m/s)
730	0.960	1.196	1.319
735	0.879	1.125	1.223
740	0.795	1.051	1.121
745	0.707	0.973	1.015
750	0.613	0.890	0.904
755	0.513	0.803	0.786
760	0.403	0.712	0.660
765	0.283	0.616	0.524
770	0.154	0.514	0.374
775	0.014	0.407	0.208
780	-0.132	0.293	0.016
785	-0.268	0.172	-0.195
790	-0.403	0.044	-0.414
795	-0.526	-0.094	-0.619
800	-0.648	-0.237	-0.834
805	-0.754	-0.389	-1.023
810	-0.850	-0.532	-1.191
815	-0.933	-0.669	-1.327
820	-1.007	-0.798	-1.440
825	-1.071	-0.918	-1.534
830	-1.127	-1.027	-1.610
835	-1.175	-1.123	-1.673
840	-1.218	-1.196	-1.723
845	-1.259	-1.270	-1.760
850	-1.300	-1.319	-1.789
855	-1.311	-1.346	-1.805
860	-1.340	-1.377	-1.820
865	-1.387	-1.433	-1.859
870	-1.402	-1.507	-1.894
875	-1.418	-1.571	-1.962
880	-1.522	-1.605	-2.026
885	-1.616	-1.638	-2.098
890	-1.653	-1.675	-2.127
895	-1.708	-1.709	-2.146
900	-1.759	-1.725	-2.158
905	-1.801	-1.745	-2.177
910	-1.855	-1.778	-2.216
915	-1.896	-1.810	-2.255
920	-1.937	-1.840	-2.287
925	-1.981	-1.866	-2.313
930	-2.023	-1.888	-2.336
935	-2.065	-1.906	-2.357
940	-2.107	-1.919	-2.371
945	-2.150	-1.929	-2.378
950	-2.193	-1.935	-2.386
955	-2.237	-1.938	-2.394
960	-2.279	-1.939	-2.401
965	-2.318	-1.939	-2.404
970	-2.355	-1.937	-2.404
975	-2.388	-1.934	-2.400
980	-2.419	-1.928	-2.394
985	-2.448	-1.918	-2.383
990	-2.475	-1.906	-2.369
995	-2.496	-1.890	-2.352
1000	-2.516	-1.872	-2.332

Tabel I.9.a

Ampl. = 2.6 m

TIME Min.	STRUC 1 V (m/s)	STRUC 2 V (m/s)	STRUC 3 V (m/s)
1005	-2.536	-1.851	-2.307
1010	-2.552	-1.826	-2.279
1015	-2.568	-1.801	-2.248
1020	-2.578	-1.771	-2.213
1025	-2.581	-1.740	-2.174
1030	-2.580	-1.707	-2.133
1035	-2.576	-1.670	-2.087
1040	-2.569	-1.629	-2.036
1045	-2.559	-1.586	-1.982
1050	-2.545	-1.542	-1.925
1055	-2.526	-1.496	-1.858
1060	-2.503	-1.452	-1.747
1065	-2.474	-1.408	-1.685
1070	-2.440	-1.349	-1.615
1075	-2.402	-1.293	-1.525
1080	-2.357	-1.237	-1.476
1085	-2.350	-1.169	-1.409
1090	-2.321	-1.105	-1.380
1095	-2.250	-1.042	-1.324
1100	-2.094	-0.988	-1.224
1105	-2.157	-0.938	-1.109
1110	-2.070	-0.857	-1.008
1115	-1.959	-0.801	-0.934
1120	-1.926	-0.731	-0.865
1125	-1.870	-0.655	-0.843
1130	-1.685	-0.576	-0.669
1135	-1.383	-0.524	-0.535
1140	-1.375	-0.472	-0.431
1145	-1.196	-0.362	-0.297
1150	-0.913	-0.284	-0.143
1155	-0.716	-0.190	-0.052
1160	-0.527	-0.059	0.103
1165	-0.294	0.073	0.278
1170	-0.043	0.188	0.429
1175	0.241	0.284	0.525
1180	0.453	0.394	0.630
1185	0.639	0.503	0.706
1190	0.765	0.605	0.893
1195	0.874	0.676	1.006
1200	0.984	0.738	1.054
1205	1.106	0.802	1.078
1210	1.214	0.873	1.110
1215	1.313	0.944	1.128
1220	1.385	1.005	1.249
1225	1.507	1.049	1.341
1230	1.465	1.080	1.385
1235	1.573	1.154	1.439
1240	1.665	1.202	1.470
1245	1.702	1.246	1.508
1250	1.741	1.294	1.553
1255	1.784	1.345	1.596
1260	1.827	1.392	1.657
1265	1.867	1.428	1.711
1270	1.900	1.461	1.739
1275	1.938	1.500	1.799

Tabel I.9.b

Ampl. = 2.6 m

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)

Tabel I.9.c

Ampl. = 2.6 m

1280	1.977	1.535	1.848
1285	1.968	1.571	1.885
1290	2.002	1.616	1.933
1295	2.042	1.647	1.963
1300	2.064	1.673	1.995
1305	2.062	1.700	2.039
1310	2.078	1.732	2.075
1315	2.099	1.760	2.106
1320	2.101	1.779	2.135
1325	2.099	1.799	2.158
1330	2.112	1.820	2.185
1335	2.120	1.835	2.210
1340	2.115	1.849	2.229
1345	2.010	1.865	2.242
1350	2.102	1.888	2.251
1355	2.286	1.892	2.254
1360	2.368	1.889	2.255
1365	2.375	1.892	2.252
1370	2.352	1.902	2.245
1375	2.334	1.914	2.237
1380	2.327	1.923	2.229
1385	2.316	1.924	2.218
1390	2.286	1.917	2.202
1395	2.234	1.904	2.181
1400	2.170	1.889	2.156
1405	2.104	1.873	2.131
1410	2.037	1.855	2.103
1415	1.965	1.831	2.074
1420	1.887	1.801	2.040
1425	1.808	1.765	2.000
1430	1.730	1.724	1.955
1435	1.651	1.681	1.904
1440	1.566	1.635	1.849
1445	1.494	1.585	1.789
1450	1.410	1.529	1.725
1455	1.311	1.469	1.654
1460	1.219	1.405	1.577
1465	1.130	1.338	1.496
1470	1.035	1.268	1.409
1475	0.939	1.196	1.319
1480	0.848	1.120	1.221
1485	0.764	1.043	1.117
1490	0.683	0.965	1.010
1495	0.599	0.885	0.900
AVERAGE :	-0.167	0.026	-0.046

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)

740	0.795	1.037	1.060
745	0.711	0.962	0.959
750	0.628	0.885	0.854
755	0.541	0.804	0.742
760	0.434	0.718	0.623
765	0.308	0.627	0.497
770	0.175	0.531	0.358
775	0.030	0.430	0.201
780	-0.131	0.321	0.023
785	-0.277	0.205	-0.170
790	-0.418	0.085	-0.365
795	-0.540	-0.041	-0.539
800	-0.657	-0.170	-0.728
805	-0.740	-0.310	-0.897
810	-0.827	-0.441	-1.056
815	-0.903	-0.570	-1.190
820	-0.963	-0.705	-1.317
825	-1.016	-0.836	-1.429
830	-1.083	-0.951	-1.518
835	-1.141	-1.058	-1.599
840	-1.190	-1.153	-1.668
845	-1.213	-1.234	-1.726
850	-1.259	-1.304	-1.771
855	-1.307	-1.361	-1.797
860	-1.349	-1.418	-1.821
865	-1.402	-1.477	-1.859
870	-1.445	-1.526	-1.908
875	-1.486	-1.569	-1.957
880	-1.527	-1.608	-1.997
885	-1.566	-1.646	-2.031
890	-1.606	-1.684	-2.061
895	-1.647	-1.719	-2.086
900	-1.689	-1.750	-2.106
905	-1.732	-1.778	-2.127
910	-1.775	-1.801	-2.151
915	-1.818	-1.822	-2.176
920	-1.859	-1.843	-2.199
925	-1.898	-1.863	-2.220
930	-1.934	-1.882	-2.239
935	-1.968	-1.898	-2.256
940	-2.001	-1.912	-2.270
945	-2.034	-1.924	-2.283
950	-2.065	-1.932	-2.293
955	-2.095	-1.939	-2.300
960	-2.124	-1.942	-2.305
965	-2.152	-1.944	-2.308
970	-2.175	-1.942	-2.308
975	-2.197	-1.940	-2.305
980	-2.218	-1.934	-2.299
985	-2.240	-1.925	-2.289
990	-2.259	-1.914	-2.277
995	-2.271	-1.902	-2.263

Tabel I.10.a

Ampl. = 2.0 m

TIME Min.	STRUC 1 V (m/s)	STRUC 2 V (m/s)	STRUC 3 V (m/s)
1000	-2.280	-1.888	-2.245
1005	-2.286	-1.869	-2.224
1010	-2.290	-1.847	-2.199
1015	-2.292	-1.822	-2.170
1020	-2.291	-1.796	-2.138
1025	-2.288	-1.768	-2.103
1030	-2.280	-1.737	-2.065
1035	-2.270	-1.704	-2.023
1040	-2.255	-1.667	-1.978
1045	-2.236	-1.629	-1.929
1050	-2.214	-1.587	-1.877
1055	-2.187	-1.544	-1.821
1060	-2.155	-1.497	-1.762
1065	-2.120	-1.449	-1.699
1070	-2.079	-1.398	-1.632
1075	-2.034	-1.344	-1.560
1080	-1.983	-1.289	-1.484
1085	-1.928	-1.231	-1.411
1090	-1.868	-1.169	-1.337
1095	-1.800	-1.105	-1.259
1100	-1.720	-1.041	-1.180
1105	-1.633	-0.978	-1.062
1110	-1.561	-0.914	-0.954
1115	-1.491	-0.836	-0.859
1120	-1.365	-0.752	-0.760
1125	-1.327	-0.684	-0.656
1130	-1.151	-0.588	-0.572
1135	-0.996	-0.524	-0.375
1140	-0.885	-0.445	-0.240
1145	-0.711	-0.327	-0.151
1150	-0.546	-0.208	-0.049
1155	-0.371	-0.090	0.070
1160	-0.232	0.014	0.220
1165	-0.066	0.095	0.379
1170	0.054	0.169	0.527
1175	1.230	0.288	0.601
1180	0.685	0.294	0.708
1185	0.692	0.533	0.920
1190	0.690	0.707	1.044
1195	0.850	0.753	1.020
1200	1.034	0.698	0.961
1205	1.175	0.697	0.999
1210	1.291	0.805	1.141
1215	1.332	0.954	1.263
1220	1.668	1.096	1.337
1225	1.607	1.121	1.350
1230	1.585	1.206	1.435
1235	1.627	1.278	1.523
1240	1.665	1.312	1.542
1245	1.701	1.317	1.599
1250	1.726	1.322	1.636
1255	1.750	1.373	1.671

Tabel I.10.b

Ampl. = 2.0 m

TIME Min.	STRUC 1 V (m/s)	STRUC 2 V (m/s)	STRUC 3 V (m/s)
1260	1.814	1.451	1.705
1265	1.844	1.511	1.737
1270	1.866	1.550	1.779
1275	1.881	1.573	1.820
1280	1.923	1.595	1.860
1285	1.969	1.615	1.892
1290	1.991	1.640	1.923
1295	2.009	1.677	1.957
1300	2.158	1.721	1.993
1305	1.824	1.720	2.004
1310	1.845	1.818	2.069
1315	2.171	1.809	2.075
1320	2.220	1.738	2.043
1325	2.189	1.770	2.067
1330	2.171	1.889	2.140
1335	2.125	1.957	2.184
1340	2.019	1.929	2.176
1345	1.930	1.870	2.157
1350	1.915	1.844	2.151
1355	1.940	1.857	2.147
1360	1.956	1.878	2.139
1365	1.955	1.891	2.134
1370	1.953	1.895	2.137
1375	1.955	1.894	2.141
1380	1.959	1.890	2.140
1385	1.956	1.886	2.132
1390	1.939	1.881	2.118
1395	1.908	1.872	2.098
1400	1.867	1.856	2.072
1405	1.824	1.835	2.042
1410	1.781	1.809	2.010
1415	1.737	1.781	1.975
1420	1.690	1.750	1.938
1425	1.641	1.715	1.898
1430	1.593	1.676	1.856
1435	1.543	1.635	1.809
1440	1.489	1.592	1.756
1445	1.430	1.546	1.698
1450	1.364	1.496	1.634
1455	1.294	1.441	1.565
1460	1.219	1.381	1.491
1465	1.141	1.317	1.412
1470	1.056	1.251	1.329
1475	0.967	1.182	1.241
1480	0.879	1.109	1.149
1485	0.792	1.034	1.052
1490	0.705	0.956	0.950
1495	0.623	0.878	0.843
AVERAGE :	-0.101	0.014	-0.042

Tabel I.10.c

Ampl. = 2.0 m

TIME	NODE 1	NODE 2	NODE 3	NODE 4	NODE 5	NODE 6	NODE 7
Min.	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)
745	1.98	2.00	2.00	2.00	1.95	1.95	1.94
775	1.98	1.94	1.94	1.94	1.98	1.98	1.93
805	1.86	1.75	1.75	1.75	1.89	1.85	1.75
835	1.61	1.45	1.45	1.45	1.69	1.64	1.52
865	1.26	1.06	1.06	1.06	1.39	1.35	1.20
895	0.84	0.60	0.60	0.60	1.01	0.97	0.79
925	0.35	0.11	0.11	0.11	0.58	0.54	0.32
955	-0.15	-0.40	-0.40	-0.40	0.13	0.09	-0.16
985	-0.64	-0.88	-0.88	-0.88	-0.33	-0.36	-0.64
1015	-1.10	-1.30	-1.30	-1.30	-0.77	-0.80	-1.09
1045	-1.48	-1.64	-1.64	-1.64	-1.17	-1.20	-1.47
1075	-1.77	-1.87	-1.87	-1.87	-1.51	-1.54	-1.76
1105	-1.95	-1.99	-1.99	-1.99	-1.78	-1.80	-1.93
1135	-2.00	-1.98	-1.98	-1.98	-1.94	-1.94	-1.96
1165	-1.92	-1.84	-1.84	-1.84	-1.93	-1.93	-1.84
1195	-1.73	-1.59	-1.59	-1.59	-1.77	-1.66	-1.62
1225	-1.42	-1.23	-1.23	-1.23	-1.58	-1.54	-1.31
1255	-1.02	-0.80	-0.80	-0.80	-1.22	-1.17	-0.92
1285	-0.56	-0.31	-0.31	-0.31	-0.80	-0.74	-0.48
1315	-0.06	0.19	0.19	0.19	-0.35	-0.20	-0.02
1345	0.44	0.68	0.68	0.68	0.21	0.27	0.46
1375	0.92	1.13	1.13	1.13	0.67	0.71	0.91
1405	1.33	1.51	1.51	1.51	1.12	1.15	1.30
1435	1.66	1.79	1.79	1.79	1.51	1.53	1.62
1465	1.89	1.96	1.96	1.96	1.81	1.81	1.85
1495	1.99	2.00	2.00	2.00	1.97	1.97	1.95
AVERAGE :	0.09	0.09	0.09	0.09	0.11	0.11	0.09

waterstanden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.11.a

TIME	NODE 8	NODE 9	NODE 10	NODE 11	NODE 12	NODE 13	NODE 14
Min.	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)
745	1.94	1.95	1.91	2.00	1.96	1.96	1.96
775	1.93	2.02	2.11	2.05	2.03	1.97	1.99
805	1.80	1.90	2.10	1.92	1.93	1.82	1.89
835	1.61	1.70	1.87	1.73	1.72	1.58	1.70
865	1.28	1.42	1.60	1.47	1.42	1.25	1.36
895	0.88	1.06	1.28	1.11	1.05	0.84	0.96
925	0.42	0.64	0.93	0.70	0.64	0.38	0.53
955	-0.07	0.18	0.53	0.26	0.20	-0.10	0.06
985	-0.55	-0.31	0.10	-0.18	-0.24	-0.59	-0.42
1015	-1.00	-0.79	-0.35	-0.62	-0.68	-1.05	-0.88
1045	-1.40	-1.25	-0.82	-1.04	-1.08	-1.45	-1.30
1075	-1.72	-1.65	-1.29	-1.41	-1.43	-1.75	-1.66
1105	-1.92	-1.91	-1.72	-1.72	-1.73	-1.94	-1.92
1135	-1.97	-2.01	-2.05	-1.93	-1.95	-1.99	-2.04
1165	-1.85	-1.91	-2.07	-1.99	-2.00	-1.87	-1.96
1195	-1.65	-1.69	-1.78	-1.86	-1.82	-1.62	-1.65
1225	-1.35	-1.40	-1.49	-1.66	-1.66	-1.34	-1.45
1255	-0.97	-1.06	-1.20	-1.31	-1.28	-0.97	-1.05
1285	-0.54	-0.66	-0.86	-0.91	-0.87	-0.51	-0.64
1315	-0.08	-0.22	-0.46	-0.36	-0.46	-0.03	-0.16
1345	0.39	0.23	-0.04	0.09	0.11	0.43	0.30
1375	0.84	0.69	0.41	0.60	0.63	0.86	0.75
1405	1.25	1.11	0.85	1.08	1.09	1.27	1.18
1435	1.58	1.48	1.28	1.49	1.50	1.61	1.54
1465	1.83	1.78	1.65	1.82	1.81	1.85	1.83
1495	1.95	1.97	1.95	2.02	1.98	1.97	1.98
AVERAGE :	0.10	0.13	0.17	0.13	0.11	0.10	0.11

waterstanden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.11.b

TIME	NODE 15	NODE 16	NODE 17	NODE 18	NODE 19	NODE 20	NODE 21
Min.	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)
745	1.99	1.94	2.04	1.92	1.96	1.97	1.92
775	2.08	2.14	2.10	2.09	2.10	2.06	2.17
805	1.98	2.15	1.95	2.08	2.08	2.00	2.22
835	1.73	1.96	1.76	1.87	1.83	1.76	2.04
865	1.53	1.64	1.54	1.56	1.54	1.45	1.69
895	1.18	1.33	1.22	1.22	1.19	1.08	1.36
925	0.77	0.99	0.83	0.85	0.81	0.67	1.00
955	0.32	0.60	0.42	0.44	0.40	0.23	0.61
985	-0.17	0.18	0.01	0.03	-0.02	-0.22	0.20
1015	-0.67	-0.28	-0.40	-0.39	-0.43	-0.67	-0.20
1045	-1.17	-0.76	-0.79	-0.79	-0.83	-1.10	-0.60
1075	-1.62	-1.24	-1.14	-1.17	-1.20	-1.48	-0.99
1105	-1.94	-1.71	-1.45	-1.50	-1.52	-1.80	-1.39
1135	-2.05	-2.09	-1.74	-1.83	-1.82	-2.03	-1.73
1165	-1.95	-2.12	-2.01	-2.07	-2.07	-2.02	-1.98
1195	-1.70	-1.77	-2.09	-2.06	-2.16	-1.84	-2.16
1225	-1.43	-1.49	-1.82	-1.68	-1.65	-1.57	-2.09
1255	-1.11	-1.22	-1.58	-1.47	-1.40	-1.20	-1.51
1285	-0.70	-0.88	-1.14	-1.05	-0.96	-0.76	-1.09
1315	-0.25	-0.48	-0.70	-0.75	-0.47	-0.36	-0.25
1345	0.21	-0.04	-0.08	0.01	0.05	0.20	-0.15
1375	0.67	0.40	0.58	0.40	0.51	0.65	0.34
1405	1.11	0.86	1.09	0.92	1.00	1.11	0.83
1435	1.49	1.29	1.51	1.37	1.44	1.50	1.31
1465	1.81	1.67	1.85	1.75	1.78	1.82	1.66
1495	2.02	1.98	2.07	1.95	1.99	1.99	1.97
AVERAGE :	0.16	0.19	0.16	0.14	0.16	0.13	0.20

waterstanden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.11.c

TIME	NODE 22	NODE 23	NODE 24	NODE 25	NODE 26
Min.	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)	H (m)
745	1.97	1.94	1.95	1.93	1.78
775	2.11	2.29	2.23	2.33	2.39
805	2.13	2.40	2.31	2.46	2.36
835	1.89	2.21	2.10	2.29	2.22
865	1.54	1.92	1.74	2.02	2.09
895	1.16	1.56	1.37	1.65	1.76
925	0.76	1.19	1.00	1.29	1.40
955	0.33	0.82	0.61	0.96	1.09
985	-0.12	0.43	0.20	0.67	0.83
1015	-0.58	0.02	-0.23	0.39	0.61
1045	-1.02	-0.40	-0.66	0.21	0.47
1075	-1.42	-0.83	-1.12	0.15	0.56
1105	-1.79	-1.35	-1.55	0.54	0.97
1135	-1.97	-1.71	-1.95	0.76	1.12
1165	-2.08	-2.02	-2.19	0.95	1.19
1195	-1.91	-2.28	-2.21	1.86	0.92
1225	-1.63	-1.84	-1.85	1.64	0.49
1255	-1.22	-1.60	-1.46	1.48	-0.11
1285	-0.83	-1.22	-1.02	1.09	-0.57
1315	-0.37	-0.89	-0.57	-0.41	-1.02
1345	0.11	-0.37	-0.09	-0.91	-1.33
1375	0.58	0.20	0.46	-1.19	-1.43
1405	1.05	0.68	0.93	-1.02	-1.14
1435	1.47	1.08	1.36	-0.23	-0.51
1465	1.80	1.47	1.70	1.26	0.62
1495	2.00	2.00	1.99	2.01	1.84
AVERAGE :	0.15	0.22	0.19	0.93	0.72

waterstanden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.11.d

TIME	STRUC 1	STRUC 2	STRUC 3
Min.	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
745	8455.7	17417.0	14695.0
775	358.160	7794.3	3085.8
805	-8744.5	-5561.9	-13612.0
835	-13076.0	-18573.0	-23763.0
865	-15317.0	-25207.0	-26856.0
895	-16895.0	-28338.0	-29096.0
925	-18026.0	-29518.0	-29772.0
955	-18219.0	-29447.0	-29565.0
985	-17695.0	-28033.0	-28206.0
1015	-16406.0	-25510.0	-25704.0
1045	-14589.0	-22046.0	-22099.0
1075	-12269.0	-17754.0	-17437.0
1105	-9339.8	-12736.0	-11709.0
1135	-5577.8	-6817.8	-4130.4
1165	-372.6	1253.0	4225.5
1195	5036.8	10113.0	11550.0
1225	9911.5	15494.0	15730.0
1255	11814.0	19656.0	20141.0
1285	14576.0	24017.0	23698.0
1315	17853.0	27979.0	27017.0
1345	17299.0	30058.0	29192.0
1375	19082.0	31601.0	30084.0
1405	19111.0	31564.0	29606.0
1435	17169.0	28844.0	26921.0
1465	13265.0	23663.0	21431.0
1495	7427.6	15916.0	12936.0

AVERAGE :	-198.8	1378.0	321.650
CUMULATIVE DISCHARGES (m ³):			
POS.DIR.:	0.279E+09	0.494E+09	0.468E+09
NEG.DIR.:	-.288E+09	-.432E+09	-.453E+09
TOTAL :	-8944589	62009324	14474261

Debieten Ampl. = 2.0 m

Tabel I.12.a

TIME Min.	SECT 1 Q(m ³ /s)	SECT 2 Q(m ³ /s)	SECT 3 Q(m ³ /s)	SECT 4 Q(m ³ /s)	SECT 5 Q(m ³ /s)	SECT 6 Q(m ³ /s)	SECT 7 Q(m ³ /s)
745	-3120.2	-6658.3	2557.9	6088.6	3461.6	2428.6	5146.8
775	-2445.1	-3269.8	2558.9	1595.6	1589.5	-736.7	2687.1
805	-1492.9	1410.7	2670.7	-4770.7	-1705.3	-2868.5	-1627.8
835	347.040	6266.0	1594.4	-6943.4	-3474.5	-3299.2	-4844.6
865	1750.6	8827.6	394.500	-8110.5	-3772.1	-4555.3	-5762.2
895	2402.0	9873.0	-424.9	-9143.5	-3776.2	-5684.3	-5781.7
925	2589.7	10180.3	-886.8	-9479.3	-3995.4	-5920.7	-5951.8
955	2543.1	9950.8	-1084.6	-9257.8	-4031.4	-5802.8	-5816.9
985	2383.5	9379.8	-1122.3	-8603.2	-3842.0	-5467.4	-5520.8
1015	2185.4	8559.4	-1035.6	-7533.1	-3482.2	-4940.4	-5008.8
1045	1983.5	7533.9	-875.3	-6122.3	-2982.1	-4264.3	-4423.0
1075	1781.3	6329.8	-702.9	-4461.7	-2360.3	-3500.3	-3737.8
1105	1574.6	4934.0	-574.4	-2653.0	-1613.0	-2680.1	-3011.6
1135	1369.8	3300.9	-522.8	-802.1	-707.0	-1719.7	-2009.9
1165	1287.6	801.605	-657.8	1527.4	647.030	-457.5	-731.3
1195	776.840	-2360.7	-627.3	2427.7	1121.2	1722.1	994.840
1225	-732.2	-5463.1	-574.6	3069.6	1187.0	2140.6	2709.9
1255	-2027.3	-7353.3	-399.2	4141.5	1579.9	3623.1	3359.6
1285	-2730.1	-9185.0	-193.3	5738.3	2227.6	4867.6	4145.9
1315	-3288.4	-10461.4	267.650	7121.0	2896.9	6188.5	5457.2
1345	-3812.5	-11678.5	882.950	8446.9	3519.4	6986.8	5023.8
1375	-4049.6	-11823.0	1420.1	9592.6	4110.8	7407.8	6485.0
1405	-4057.0	-11881.5	1936.3	9930.6	4504.8	6520.5	7238.0
1435	-3913.5	-10810.0	2296.7	9653.8	4596.6	5782.4	7128.0
1465	-3573.0	-8920.7	2531.8	8326.0	4243.8	4436.1	6161.6
1495	-3022.8	-6144.5	2557.3	5499.9	3228.5	2081.6	4838.8

AVERAGE :	-588.1	-717.8	461.052	203.038	122.052	88.019	274.944
CUMULATIVE DISCHARGES (m ³):							
POS.DIR.:	39764308	0.151E+09	37504324	0.144E+09	67352320	93783080	0.106E+09
NEG.DIR.:	-.662E+08	-.183E+09	-.168E+08	-.135E+09	-.619E+08	-.898E+08	-.939E+08
TOTAL :	-.265E+08	-.323E+08	20747320	9136718	5492353	3960845	12372485

Debiten Ampl. = 2.0 m

Tabel I.12.b

TIME :Min.	SECT 8 :Q(m ³ /s)	SECT 9 :Q(m ³ /s)	SECT 10 :Q(m ³ /s)	SECT 11 :Q(m ³ /s)	SECT 12 :Q(m ³ /s)	SECT 13 :Q(m ³ /s)	SECT 14 :Q(m ³ /s)
745	2463.2	2850.9	10407.0	10419.0	1117.7	1603.6	1027.8
775	1998.465	1152.1	4849.3	4687.5	13.151	771.402	-293.2
805	-1141.9	-1581.5	-3124.2	-4813.2	-1367.3	-772.4	-1228.4
835	-2216.6	-4144.1	-11089.0	-12946.0	-1423.1	-1596.7	-1282.8
865	-2734.2	-4756.9	-14712.0	-15278.5	-1807.8	-1707.9	-1756.3
895	-3216.9	-4629.3	-16459.5	-16681.5	-2267.9	-1685.1	-2197.0
925	-3664.8	-4447.4	-17141.0	-17338.5	-2313.0	-1780.5	-2259.7
955	-3904.4	-4202.5	-17240.5	-17481.5	-2189.9	-1792.9	-2174.4
985	-3940.0	-3895.4	-16472.5	-16967.5	-1981.7	-1701.9	-2016.7
1015	-3764.4	-3494.3	-14966.0	-15807.5	-1667.9	-1534.4	-1782.3
1045	-3465.4	-3055.7	-12854.0	-14032.5	-1269.7	-1306.5	-1508.9
1075	-3040.7	-2563.5	-10203.6	-11629.5	-820.5	-1027.9	-1220.0
1105	-2481.1	-2005.4	-7143.5	-8543.0	-370.0	-699.7	-931.1
1135	-1698.6	-1309.3	-3462.6	-4085.9	3.085	-317.2	-628.4
1165	-488.5	-414.1	1204.9	781.060	340.140	263.235	-286.2
1195	338.925	644.885	5550.5	5825.3	480.380	466.375	444.030
1225	2121.9	2415.5	8699.9	9865.3	714.000	470.770	818.000
1255	2630.9	3082.1	10761.5	12489.5	1017.9	654.750	1261.8
1285	3072.3	3432.1	12680.0	14265.0	1435.7	947.200	1756.9
1315	3405.6	3905.8	14415.0	16028.0	1743.2	1263.9	2438.8
1345	3301.2	3994.6	15867.5	17839.5	1999.7	1516.2	2642.9
1375	3898.3	4726.2	17741.5	18412.0	2312.4	1829.6	2933.0
1405	4079.4	4860.7	17837.0	18374.0	2289.5	2029.6	2552.6
1435	3837.5	4570.0	16610.0	16976.5	2144.5	2088.4	2316.2
1465	3146.5	3761.6	13814.5	13889.5	1734.0	1944.8	1802.2
1495	2256.9	2617.5	9538.0	9471.2	967.299	1499.8	879.547

AVERAGE :	-7.935	58.257	581.083	527.623	32.067	54.878	50.321
CUMULATIVE DISCHARGES (m ³):							
POS.DIR.:	61530708	72716504	0.277E+09	0.293E+09	31694800	30028476	36127432
NEG.DIR.:	-.619E+08	-.701E+08	-.251E+09	-.269E+09	-.303E+08	-.276E+08	-.339E+08
TOTAL :	-357093	2621568	26148732	23743044	1443036	2469492	2264458

Debieten Ampl. = 2.0 m

Tabel I.12.c

TIME	SECT 15	SECT 16	SECT 17	SECT 18	SECT 19	SECT 20	SECT 21
Min.	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
745	2853.0	4105.8	6870.5	2150.7	6664.0	4848.5	2365.2
775	1597.1	2088.9	2930.9	1141.1	3463.9	2399.1	1417.0
805	-365.2	-1460.5	-3727.1	-481.1	-2782.4	-1462.7	-745.9
835	-1765.2	-3958.1	-9546.0	-1524.4	-7743.3	-4480.7	-2639.3
865	-2087.6	-4644.0	-10977.0	-1932.9	-9309.8	-5529.5	-2935.9
895	-2126.4	-4678.8	-11305.4	-2144.9	-9432.5	-5666.3	-2616.3
925	-1992.1	-4673.8	-11319.0	-2283.3	-9696.3	-5769.6	-2464.2
955	-1888.2	-4614.1	-11083.0	-2310.5	-9707.2	-5611.6	-2282.1
985	-1744.7	-4424.1	-10488.5	-2218.2	-9397.7	-5318.5	-2057.3
1015	-1602.5	-4084.8	-9528.5	-2032.5	-8756.2	-4865.2	-1767.7
1045	-1390.2	-3662.3	-8299.8	-1790.4	-7818.3	-4314.8	-1414.4
1075	-1153.4	-3158.5	-6807.6	-1487.8	-6665.9	-3678.1	-1074.4
1105	-903.2	-2636.9	-5076.2	-1132.1	-5029.8	-3016.1	-632.5
1135	-635.6	-1836.6	-2806.4	-728.6	-3230.9	-2155.9	-308.5
1165	-334.8	-839.7	103.195	-98.195	-414.8	-909.0	125.550
1195	661.400	1561.7	3458.9	634.955	2845.3	1903.1	778.630
1225	634.825	1998.2	5970.0	1370.3	4999.8	2352.0	906.822
1255	726.190	2555.9	7192.7	1766.0	6067.0	3197.0	1118.9
1285	852.915	3015.1	8395.3	2156.0	7197.6	4175.3	1500.2
1315	935.670	4142.2	9803.0	2546.7	8325.8	5491.9	1906.8
1345	1494.8	3665.0	10460.0	2683.1	9221.0	5380.6	2677.8
1375	2194.2	4954.3	11635.8	3163.1	9898.3	6256.1	2743.4
1405	2571.3	5266.4	11680.5	3252.4	10004.8	6589.2	2987.6
1435	2899.6	5325.9	10923.7	3105.8	9469.7	6364.2	3005.4
1465	3089.9	4769.9	9022.6	2668.5	8161.0	5673.6	2775.3
1495	2732.8	3861.1	6280.3	2018.1	6196.2	4613.8	2207.8
AVERAGE :	179.014	101.468	144.723	326.616	97.285	248.705	214.531
CUMULATIVE DISCHARGES (m ³):							
POS.DIR.:	39190868	81882888	0.181E+09	49598328	0.160E+09	0.103E+09	45893620
NEG.DIR.:	-.311E+08	-.773E+08	-.175E+09	-.349E+08	-.156E+09	-.913E+08	-.362E+08
TOTAL :	8055609	4566054	6512520	14697737	4377819	11191736	9653900

Debiten Ampl. = 2.0 m

Tabel I.12.d

TIME :Min.	SECT 22 :Q(m ³ /s)	SECT 23 :Q(m ³ /s)	SECT 24 :Q(m ³ /s)	SECT 25 :Q(m ³ /s)	SECT 26 :Q(m ³ /s)
745	6971.4	4764.5	5208.1	1086.4	1366.5
775	3767.7	2572.3	2722.1	577.601	496.090
805	-1553.8	-438.3	-1407.6	-17.566	-187.7
835	-5653.1	-3089.5	-4081.7	-730.6	-551.8
865	-6876.0	-3574.8	-5161.2	-621.5	-608.6
895	-6822.0	-3744.6	-5076.8	-781.3	-789.2
925	-6673.9	-3368.9	-4873.5	-633.0	-645.3
955	-6395.0	-3174.3	-4684.6	-578.9	-559.7
985	-5933.7	-2952.7	-4393.8	-572.1	-483.1
1015	-5452.1	-2747.0	-3961.2	-504.8	-394.4
1045	-4772.0	-2387.2	-3413.3	-429.1	-293.7
1075	-4015.7	-1960.2	-2696.9	-324.4	44.914
1105	-3183.0	-1079.7	-1972.8	-38.007	-67.790
1135	-2376.9	-854.6	-1542.2	50.714	-303.3
1165	-1457.9	-880.2	-626.7	131.830	105.035
1195	1422.9	389.370	974.808	-145.5	-14.991
1225	2472.4	1289.6	1771.8	622.201	69.890
1255	2739.9	1099.2	2291.9	297.796	-75.225
1285	3356.2	1190.4	2720.9	63.905	-5.339
1315	1934.8	-78.135	3328.3	-90.900	22.622
1345	5462.8	2186.7	3988.6	98.140	116.445
1375	6684.6	2936.0	4713.4	346.890	304.835
1405	7561.3	3764.9	5129.9	650.000	503.900
1435	7854.5	4802.9	5427.5	1301.9	852.600
1465	7815.7	5710.8	5662.4	1591.5	1375.2
1495	6684.1	4588.6	5065.8	1045.2	1408.2
AVERAGE :	137.051	190.975	196.672	92.169	64.848
CUMULATIVE DISCHARGES (m ³):					
POS.DIR.:	0.112E+09	61088112	84817592	13610992	11537535
NEG.DIR.:	-.106E+09	-.525E+08	-.760E+08	-9463401	-8619354
TOTAL :	6167292	8593864	8850228	4147591	2918181

Debiten Ampl. = 2.0 m

Tabel I.12.e

TIME Min.	SECT 1 V (m/s)	SECT 2 V (m/s)	SECT 3 V (m/s)	SECT 4 V (m/s)	SECT 5 V (m/s)	SECT 6 V (m/s)	SECT 7 V (m/s)
745	-0.314	-0.419	0.215	0.765	0.714	0.203	0.495
775	-0.245	-0.206	0.215	0.222	0.321	-0.061	0.297
805	-0.151	0.090	0.230	-0.605	-0.404	-0.242	-0.181
835	0.036	0.413	0.142	-0.899	-0.731	-0.285	-0.476
865	0.187	0.607	0.037	-1.084	-0.828	-0.409	-0.593
895	0.267	0.718	-0.044	-1.274	-0.874	-0.537	-0.630
925	0.302	0.791	-0.101	-1.390	-0.987	-0.594	-0.694
955	0.314	0.834	-0.138	-1.437	-1.076	-0.624	-0.734
985	0.311	0.853	-0.163	-1.420	-1.121	-0.635	-0.759
1015	0.303	0.847	-0.174	-1.326	-1.124	-0.621	-0.755
1045	0.291	0.807	-0.170	-1.147	-1.075	-0.580	-0.733
1075	0.275	0.727	-0.155	-0.883	-0.954	-0.514	-0.681
1105	0.253	0.596	-0.139	-0.545	-0.724	-0.420	-0.597
1135	0.226	0.408	-0.129	-0.167	-0.340	-0.282	-0.430
1165	0.212	0.097	-0.154	0.312	0.308	-0.076	-0.163
1195	0.124	-0.271	-0.133	0.480	0.491	0.274	0.217
1225	-0.114	-0.597	-0.108	0.579	0.477	0.326	0.536
1255	-0.298	-0.742	-0.066	0.741	0.583	0.510	0.612
1285	-0.378	-0.852	-0.028	0.969	0.750	0.631	0.679
1315	-0.426	-0.888	0.034	1.134	0.888	0.731	0.817
1345	-0.463	-0.917	0.100	1.270	0.986	0.758	0.656
1375	-0.466	-0.868	0.146	1.368	1.058	0.744	0.781
1405	-0.444	-0.822	0.184	1.353	1.076	0.612	0.802
1435	-0.411	-0.713	0.205	1.266	1.030	0.514	0.738
1465	-0.364	-0.570	0.217	1.062	0.903	0.378	0.606
1495	-0.303	-0.386	0.214	0.690	0.663	0.174	0.463
AVERAGE :	-0.049	-0.018	0.009	0.001	0.000	-0.001	0.011

Stroomsnelheden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.13.a

TIME Min.	SECT 8 V (m/s)	SECT 9 V (m/s)	SECT 10 V (m/s)	SECT 11 V (m/s)	SECT 12 V (m/s)	SECT 13 V (m/s)	SECT 14 V (m/s)
745	0.206	0.273	0.409	0.436	0.160	0.232	0.170
775	0.083	0.128	0.191	0.196	0.002	0.108	-0.039
805	-0.096	-0.153	-0.124	-0.203	-0.197	-0.108	-0.166
835	-0.192	-0.414	-0.447	-0.555	-0.212	-0.231	-0.180
865	-0.246	-0.497	-0.605	-0.675	-0.279	-0.258	-0.260
895	-0.305	-0.514	-0.694	-0.764	-0.370	-0.267	-0.351
925	-0.370	-0.530	-0.744	-0.828	-0.406	-0.299	-0.400
955	-0.422	-0.544	-0.773	-0.874	-0.417	-0.322	-0.433
985	-0.460	-0.553	-0.763	-0.891	-0.416	-0.331	-0.462
1015	-0.475	-0.547	-0.716	-0.873	-0.391	-0.328	-0.477
1045	-0.474	-0.527	-0.633	-0.812	-0.335	-0.310	-0.481
1075	-0.448	-0.486	-0.514	-0.700	-0.244	-0.275	-0.471
1105	-0.389	-0.413	-0.364	-0.529	-0.120	-0.213	-0.438
1135	-0.279	-0.286	-0.177	-0.256	0.001	-0.108	-0.358
1165	-0.081	-0.091	0.061	0.048	0.111	0.091	-0.191
1195	0.054	0.132	0.277	0.349	0.145	0.145	0.304
1225	0.323	0.474	0.424	0.573	0.199	0.134	0.434
1255	0.369	0.544	0.510	0.695	0.260	0.173	0.542
1285	0.397	0.545	0.583	0.758	0.332	0.229	0.594
1315	0.406	0.557	0.642	0.811	0.366	0.279	0.658
1345	0.357	0.513	0.685	0.862	0.383	0.306	0.587
1375	0.391	0.556	0.745	0.853	0.407	0.338	0.545
1405	0.383	0.529	0.730	0.819	0.375	0.347	0.416
1435	0.341	0.467	0.667	0.734	0.331	0.332	0.343
1465	0.269	0.368	0.547	0.587	0.255	0.292	0.248
1495	0.189	0.250	0.375	0.396	0.161	0.215	0.116
AVERAGE :	-0.018	-0.008	0.011	0.006	0.004	0.007	0.010

Stroomsnelheden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.13.b

TIME	SECT 15	SECT 16	SECT 17	SECT 18	SECT 19	SECT 20	SECT 21
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)
745	0.482	0.393	0.431	0.309	0.372	0.406	0.339
775	0.260	0.197	0.209	0.189	0.215	0.197	0.200
805	-0.059	-0.162	-0.268	-0.081	-0.173	-0.121	-0.106
835	-0.354	-0.390	-0.622	-0.226	-0.440	-0.387	-0.387
865	-0.371	-0.478	-0.747	-0.302	-0.551	-0.504	-0.452
895	-0.402	-0.510	-0.812	-0.356	-0.585	-0.552	-0.427
925	-0.404	-0.544	-0.867	-0.408	-0.634	-0.609	-0.431
955	-0.417	-0.581	-0.914	-0.449	-0.675	-0.651	-0.432
985	-0.424	-0.606	-0.938	-0.474	-0.698	-0.686	-0.426
1015	-0.432	-0.613	-0.927	-0.481	-0.698	-0.706	-0.404
1045	-0.421	-0.603	-0.878	-0.471	-0.670	-0.710	-0.359
1075	-0.395	-0.571	-0.777	-0.434	-0.611	-0.691	-0.303
1105	-0.354	-0.521	-0.614	-0.360	-0.489	-0.644	-0.197
1135	-0.286	-0.393	-0.352	-0.246	-0.359	-0.520	-0.088
1165	-0.114	-0.189	0.013	-0.033	-0.042	-0.232	0.043
1195	0.351	0.348	0.405	0.195	0.273	0.475	0.249
1225	0.312	0.399	0.657	0.392	0.458	0.492	0.266
1255	0.289	0.465	0.732	0.456	0.517	0.592	0.295
1285	0.291	0.492	0.783	0.501	0.574	0.665	0.357
1315	0.096	0.609	0.844	0.537	0.618	0.766	0.411
1345	0.380	0.481	0.828	0.511	0.640	0.652	0.519
1375	0.502	0.593	0.861	0.555	0.646	0.683	0.488
1405	0.528	0.581	0.813	0.529	0.616	0.652	0.491
1435	0.543	0.549	0.723	0.476	0.557	0.582	0.463
1465	0.542	0.468	0.576	0.391	0.463	0.489	0.408
1495	0.459	0.368	0.393	0.289	0.388	0.385	0.368
AVERAGE :	0.023	-0.008	-0.017	0.039	-0.011	0.001	0.034

Stroomsnelheden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.13.c

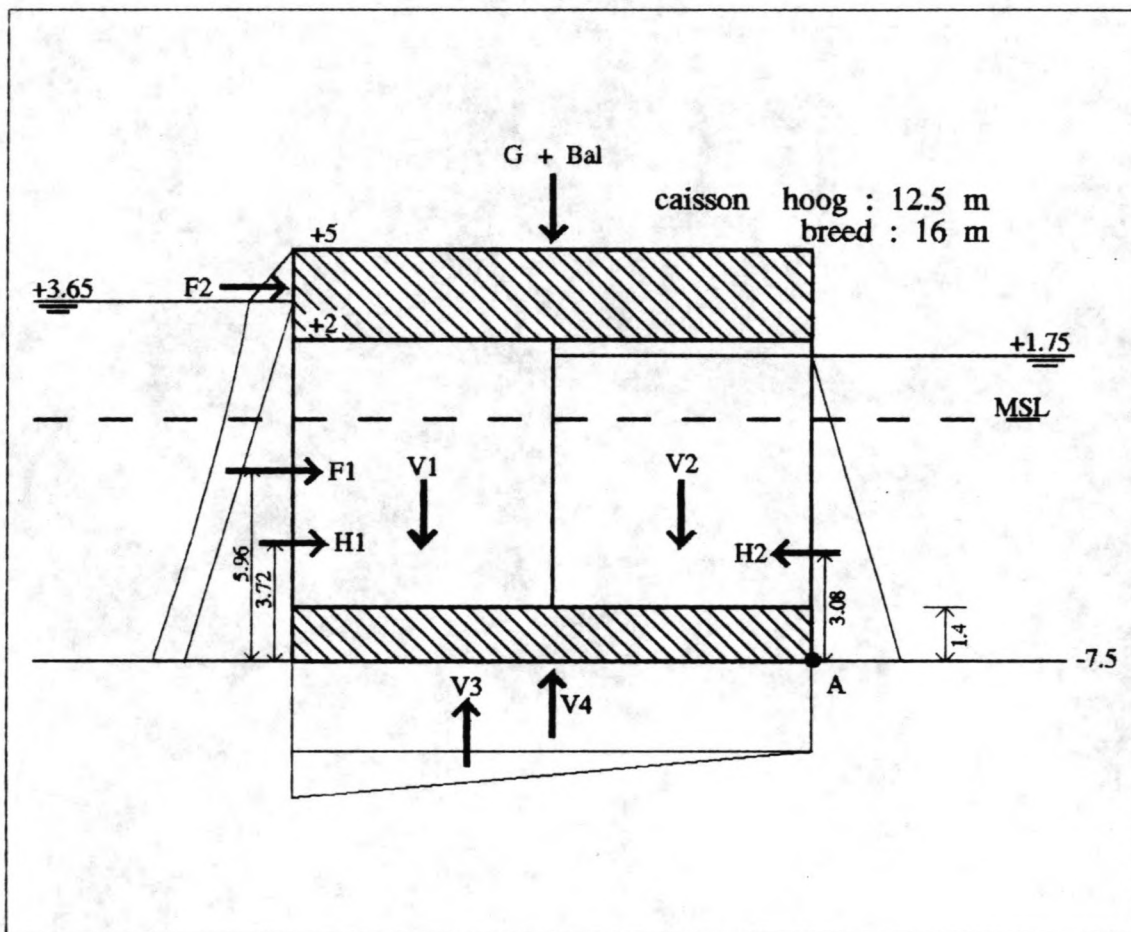
TIME	SECT 22	SECT 23	SECT 24	SECT 25	SECT 26
Min.	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)	V (m/s)
745	0.669	0.688	0.437	0.370	0.952
775	0.352	0.356	0.221	0.175	0.300
805	-0.145	-0.060	-0.113	-0.005	-0.112
835	-0.631	-0.434	-0.406	-0.225	-0.349
865	-0.693	-0.525	-0.458	-0.186	-0.495
895	-0.725	-0.580	-0.482	-0.300	-0.614
925	-0.754	-0.553	-0.499	-0.283	-0.587
955	-0.775	-0.555	-0.524	-0.306	-0.605
985	-0.777	-0.555	-0.544	-0.369	-0.639
1015	-0.776	-0.559	-0.551	-0.419	-0.663
1045	-0.742	-0.530	-0.540	-0.474	-0.650
1075	-0.686	-0.479	-0.494	-0.489	0.115
1105	-0.599	-0.298	-0.423	-0.049	-0.138
1135	-0.492	-0.261	-0.378	0.058	-0.572
1165	-0.281	-0.294	-0.168	0.135	0.191
1195	0.334	0.140	0.254	-0.102	-0.031
1225	0.534	0.366	0.391	0.472	0.187
1255	0.515	0.319	0.431	0.240	-0.338
1285	0.563	0.310	0.442	0.061	-0.049
1315	0.278	-0.018	0.471	-0.261	0.208
1345	0.735	0.461	0.497	0.272	0.512
1375	0.822	0.557	0.522	0.576	0.836
1405	0.853	0.654	0.514	0.773	1.046
1435	0.822	0.775	0.501	0.871	1.196
1465	0.776	0.870	0.492	0.673	1.274
1495	0.639	0.766	0.422	0.348	0.966
AVERAGE :	-0.007	0.022	0.001	0.060	0.075

Stroomsnelheden Ampl. = 2.0 m

Tabel I.13.d

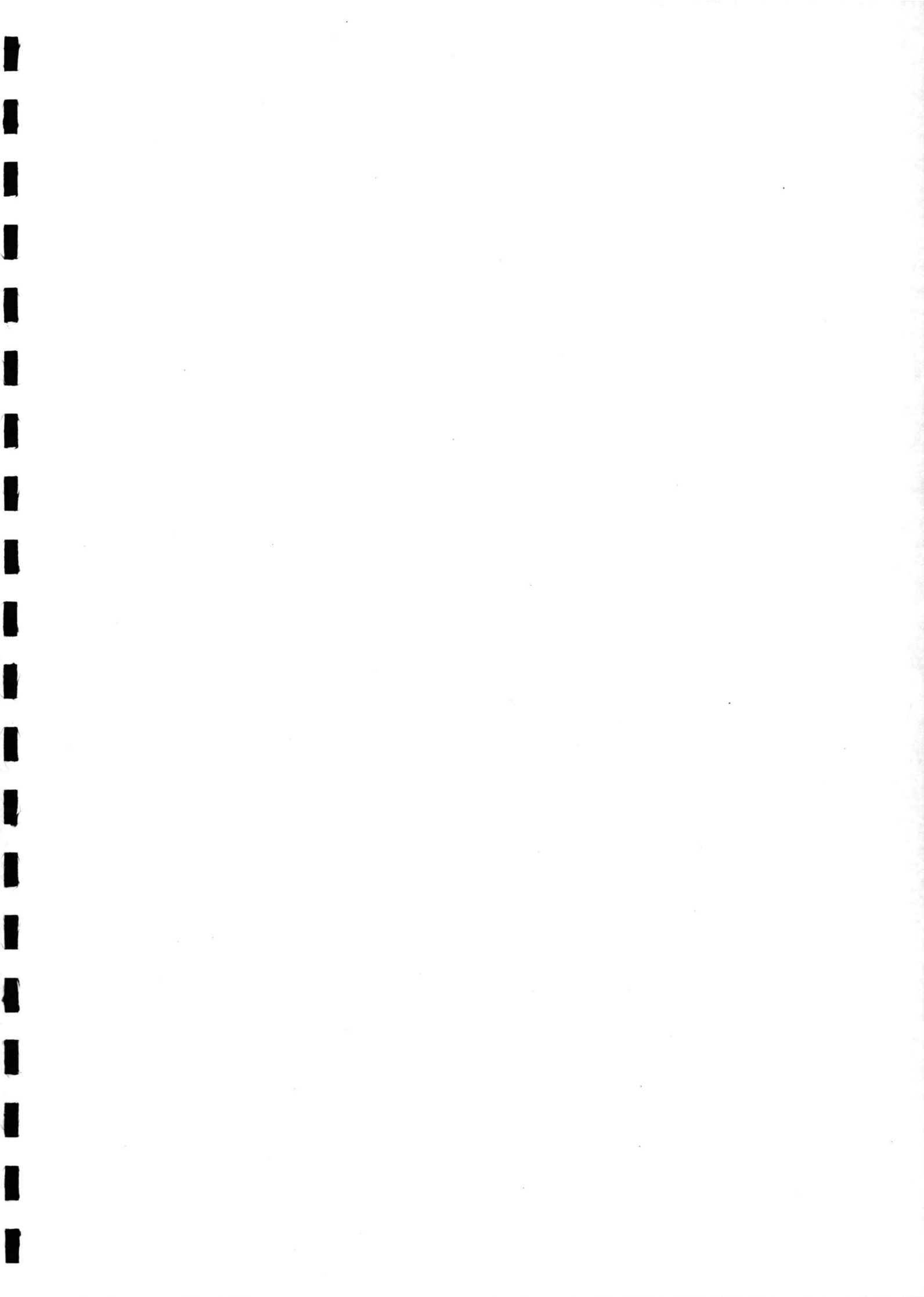


Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea



Deelrapport 2

P.J.F. van den Boom



Caissonsluiting
Saemankeum Project
Zuid-Korea

Deelrapport 2:

**Ontwerp bodembescherming
Ontwerp drempels
Globaal ontwerp caissons**

*P.J.F. van den Boom
vakgroep waterbouwkunde
sectie waterbouwkunde & offshore
Technische Universiteit Delft
augustus 1992*

*afstudeercommissie :
K. d'Angremond
F.C. van Roode
K.G. Bezuyen
J.C. Huis in 't Veld*

INHOUDSOPGAVE

	pagina
Voorwoord	1
Samenvatting	2
Hoofdstuk 1 : Ontwerp bodembescherming in de sluitgaten	4
1.1 Ontwerpgegevens en -methode	4
1.2 Lengte bodembescherming	8
1.3 Geotextiel	9
1.4 Ontwerp top laag bodembescherming	12
1.5 Uitvoeringsmethode	15
Hoofdstuk 2 : Ontwerp drempelopbouw	19
2.1 Ontwerpgegevens en -methode	19
2.2 Ontwerp drempeltoplaag	20
2.3 Uitvoeringsmethode	25
Hoofdstuk 3 : Stabiliteit van de caissons op de drempel	26
3.1 Belastingen op de caissons	26
3.2 Stabiliteitscriteria	30
3.3 Controle stabiliteit van de caissons	33
Hoofdstuk 4 : Stabiliteit van de drempel en ondergrond	37
Hoofdstuk 5 : Globaal ontwerp van de caissons	41
5.1 Ontwerpaspecten caissons	41
5.2 Falen van de schuiven	53
5.3 Programma van eisen	58
5.4 Voorlopig ontwerp caissons	59
Literatuur- en bronnenlijst	65
Bijlage 1 : Grondgegevens in de sluitgaten	
Bijlage 2 : STABIL-berekeningen	

VOORWOORD

Dit rapport is het tweede deelrapport van het afstudeeronderzoek 'Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea'. In dit onderzoek staat het ontwerp van een caissonsluiting voor het estuarium ten zuiden van de stad Kunsan in Zuid-Korea centraal.

In dit rapport komt het ontwerp van de bodembescherming in de sluitgaten aan bod. Tevens bevat dit rapport het ontwerp van de drempels in de sluitgaten, alsmede een globaal ontwerp van de caissons.

Bij het totstandkomen van dit rapport zijn verschillende personen geraadpleegd. Hierbij wil ik allen bedanken voor de verstrekte informatie en de geboden hulp.

SAMENVATTING

Op de overzichtskaart op de volgende bladzijde is het projectgebied weergegeven. Hierin zijn de drie sluitgaten aangegeven. De witte vlakken in de kaart geven de later in te polderen gebieden aan.

Na in het eerste rapport de grootte van de sluitgaten te hebben ontworpen, is in dit rapport eerst aandacht besteed aan de bodembescherming in de sluitgaten. Deze bescherming bestaat uit een blokkenmat met een toplaag van stortsteen, waarvan de gemiddelde diameter 0.30 tot 0.80 m bedraagt. De lengte van de bodembescherming aan beide zijden van de sluitgaten wordt bepaald door de maximaal te verwachten ontgrondingskuilen. De drempels moeten stabiel blijven bij aanwezigheid van deze ontgrondingskuilen.

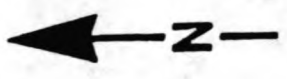
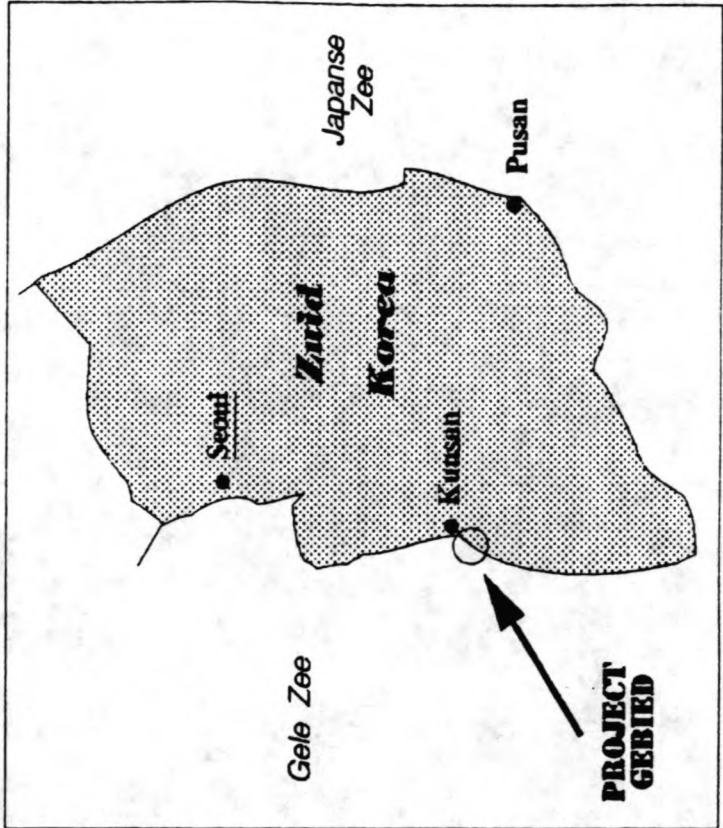
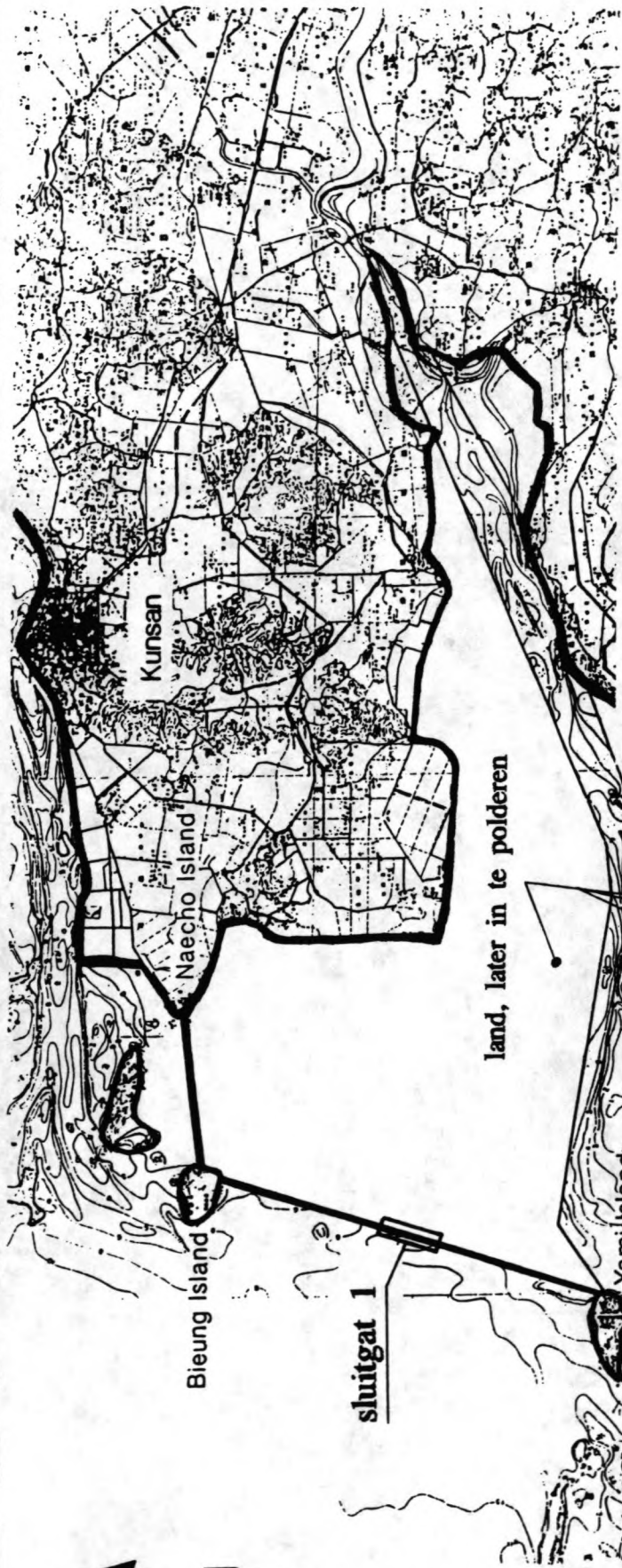
Het volgende aandachtspunt is het ontwerp van de drempels waarop de caissons afgezonken worden. De drempel in sluitgat 1 ligt op -7.5 m MSL en in de sluitgaten 2 & 3 op -15 m MSL. Deze drempels bestaan uit een kern van stortsteen 10-60 kg met een D_{50} van 0.30 m. Hierop ligt een toplaag, die bestand is tegen de maximaal voorkomende stroomsnelheid tijdens uitvoering. De steendiameter van deze toplaag is 0.50 tot 0.80 m.

Om de stabiliteit van de caissons op de drempel te controleren zijn de belastingen op het caisson bepaald. Omdat afschuiving van het caisson maatgevend blijkt te zijn, bepaalt de eis tegen afschuiven de benodigde hoeveelheid ballast. De caissons in sluitgat 1 zijn 12.5 m hoog en in de sluitgaten 2 & 3 20 m hoog.

De drempel en ondergrond dienen ook stabiel te blijven tijdens uitvoering. Het blijkt uit berekening dat de stabiliteitsfactor bij afschuiving van de drempel langs een cirkelvormig glijvlak ongeveer 2 is. Dit levert geen probleem op, maar het blijkt ook uit berekening dat de ondergrond in sluitgat 1 gevoelig is voor zettingsvloeiën. Door de bodembescherming voldoende lang uit te voeren wordt het risico van instabiliteit verminderd.

Tenslotte is er een globaal ontwerp van de caissons gemaakt. Bekeken is welke uitvoeringsaspecten voor het ontwerp van belang zijn. Hieruit is een programma van eisen ontstaan. De caissons hebben allen een totale lengte van 112.5 m. De caissons in sluitgat 1 zijn 16 m breed en in de sluitgaten 2 & 3 22 m breed.

De caissons worden uitgevoerd met twee schuiven om te voorkomen dat bij een weigerende schuif tijdens sluiting de stroomsnelheden te groot worden. De vloer van de caissons wordt uitgevoerd als een 'kamelenrug' om twee gefixeerde oplegpunten te creëren.



Overzichtskaart

HOOFDSTUK 1 : ONTWERP BODEMBESCHERMING IN DE SLUITGATEN

1.1 Ontwerpgegevens en -methode

Bodembescherming in de sluitgaten is nodig om te voorkomen dat bodemmateriaal weggevoerd wordt als gevolg van de hoge stroomsnelheden. Ook de toplaag van de bescherming dient stabiel te blijven onder de geldende stroomcondities. Tevens moet de bodembescherming voldoende lang zijn om instabiliteit van de drempel te voorkomen en moet de bescherming flexibel zijn om de ontgrondingskuilen te kunnen volgen. De bodembescherming bestaat uit drie onderdelen:

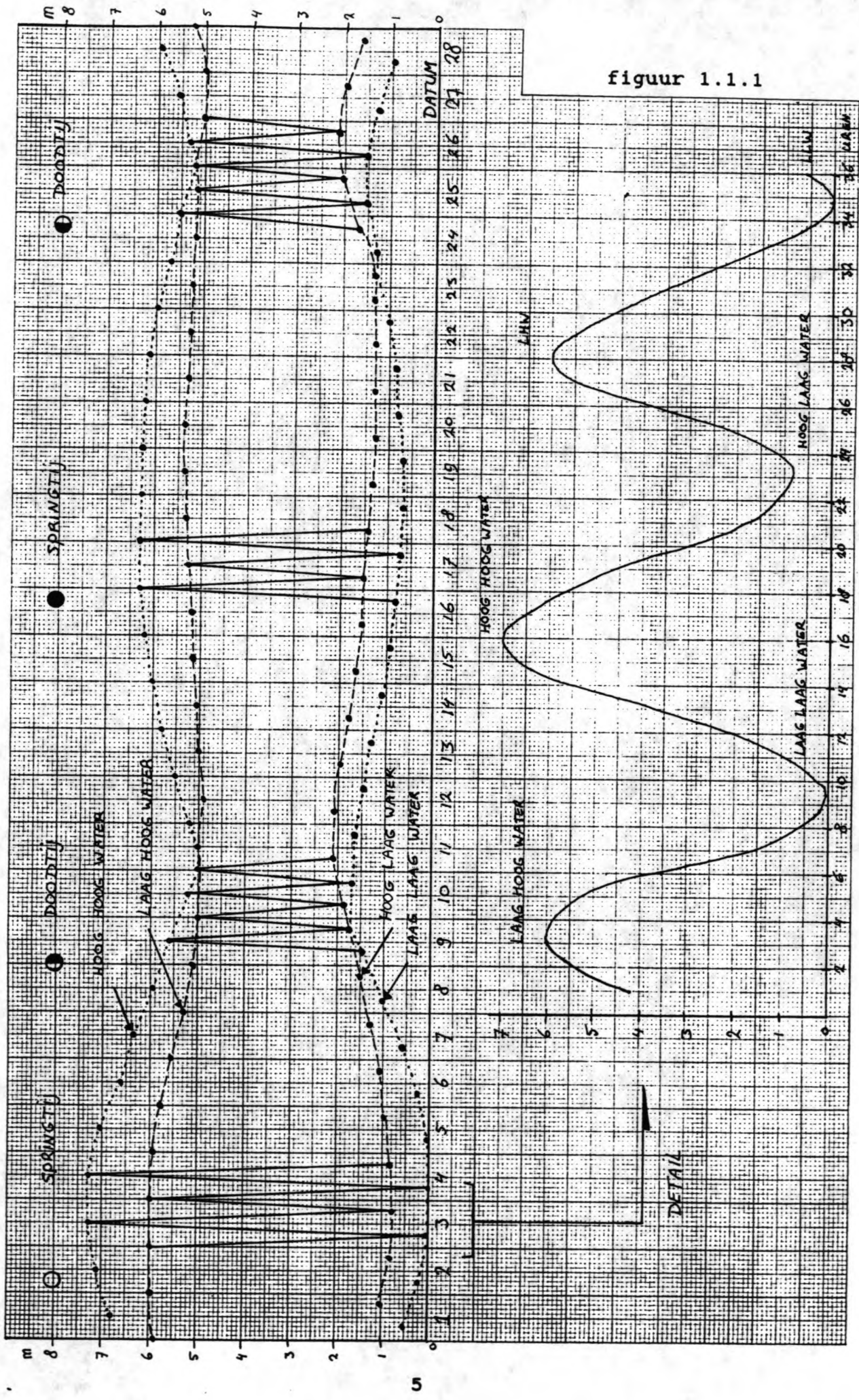
- een geotextiel-mat, zanddicht, maar water doorlatend.
- een ballastlaag van steen 10-60 kg, $D_{50} \approx 0.30$ m, dat dient om de geotextiel-mat aftezinken en als bescherming tijdens het storten van de toplaag. Om schade te voorkomen wordt een laagdikte van ongeveer $2 \cdot D_{50}$ aangehouden. Dit komt overeen met een ballastlaag van 800 kg/m^2 . Eventueel kan een blokkenmat gebruikt worden. De ballastlaag is hierbij bevestigd aan het geotextiel.
- indien nodig, een toplaag die bestand is tegen de, tijdens uitvoering, hoogst voorkomende stroomsnelheid in het sluitgat.

In figuur 1.1.1 zijn de getijdebewegingen weergegeven. In het eerste deelrapport is gebleken dat de caissons bij een getijdeverschil van 4 m geplaatst moeten worden, dus hoofdzakelijk rond doottij. Er zijn dan per maand 24 hoogwaterkenteringen beschikbaar voor plaatsing, waarvan 15 tijdens daglicht. Omdat afzinken in het donker riskant is, wordt alleen overdag afgezonken. Voor het afzinken van de caissons wordt een periode uitgekozen met een rustige weersverwachting. Het projectgebied heeft geen moessonperiode. Tyfoons komen zelden voor. Zij zijn echter niet significant, omdat de tyfoons uit zuidwestelijke richting komen met verwaarloosbare invloed.

Het is niet mogelijk de ongeveer 40 caissons in één maand te plaatsen. Ongeveer 20 caissons worden in de maand vóór het springtij van 7.3 m geplaatst en de andere helft erna tot het volgende springtij van 7.3 m. Hierbij worden per hoogwaterkentering 2 caissons in verschillende sluitgaten geplaatst. Vóór het springtij van 7.3 m worden de schuiven rond doottij gesloten, waarbij enige uitloop mogelijk moet zijn.

Deze werkwijze heeft als gevolg dat wanneer de helft van de caissons geplaatst zijn er een springtij van 7.3 m opkomt. Tijdens dit springtij ontstaan er stroomsnelheden in de sluitgaten, die maatgevend zijn voor het ontwerp van de bodembescherming. Deze maatgevende stroomsnelheden zijn volgens berekeningen met het computerprogramma DUFLOW minimaal als in de sluitgaten de volgende percentages caissons geplaatst zijn:

- sluitgat 1 : ≈ 19 % van de caissons in dit sluitgat geplaatst
 - sluitgat 2 : 100 % van de caissons geplaatst
 - sluitgat 3 : ≈ 36 % van de caissons geplaatst
- In totaal is dan de helft van alle caissons geplaatst.



figuur 1.1.1

De maatgevende stroomsnelheden in de sluitgaten voor het ontwerp van de bodembescherming en drempeltoplaag zijn in onderstaande tabel weergegeven. Opgemerkt wordt dat de stroomsnelheden ter plaatse van de bodembescherming iets lager zullen zijn door 'uitwaaiering'. Dit wordt als extra veiligheid beschouwd.

	sluitgat 1	sluitgat 2	sluitgat 3
V_{\max} bij eb [m/s]	-3.4	-3.0	-3.4
V_{\max} bij vloed [m/s]	+2.6	+2.7	+3.2

Deze snelheden worden gebruikt voor het ontwerp van de bodembescherming in de drie sluitgaten. Zij zijn de maximale stroomsnelheden tijdens uitvoering.

Voor de bodembescherming wordt stortsteen gebruikt, dat uit de directe omgeving wordt gehaald. Het gesteente aldaar heeft een soortelijke massa van ongeveer 2650 tot 2700 kg/m³. Dit betekent dat bij een soortelijke massa van water van 1020 kg/m³ de relatieve dichtheid van het stortsteen 1.6 tot 1.65 bedraagt. Voor het ontwerp wordt een relatieve dichtheid van 1.6 aangehouden. Voor de berekening van de steengrootte van de toplaag wordt gebruik gemaakt van een formule, die als volgt afgeleid is van Shields [3], [4]:

$$\bar{U}_{*cr}^2 = \psi_{cr} \Delta g D \quad (1.1)$$

$$\bar{U}_{cr} = \bar{U}_{*cr} \frac{C}{\sqrt{g}} = \sqrt{\psi_{cr} \Delta g D} \frac{C}{\sqrt{g}} \quad (1.2)$$

met, volgens White-Colebrook, $C = 18 \log(12h/k_n)$ wordt dit:

$$\frac{\bar{U}_{cr}}{\sqrt{\Delta g D}} = 18 \sqrt{\frac{\psi_{cr}}{g}} \log 12 \frac{h}{k_n} \quad (1.3)$$

waarin:

- U_{*cr} = kritieke gem. schuifspanningssnelheid [m/s]
- U_{cr} = kritieke gemiddelde stroomsnelheid [m/s]
- ψ_{cr} = kritieke Shields-parameter
- Δ = relatieve dichtheid = 1.6
- g = 9.81 m/s²
- D = D_{50} van bodembescherming [m]
- C = Chézy-waarde [m^{3/2}/s]
- h = hoogte waterstand boven bed [m]
- k_n = Nikuradse-ruwheid [m]

De bovenstaande formule 1.2 is alleen geschikt voor een uniforme stroming met een volledig ontwikkelde grenslaag. De formules zijn te gebruiken voor bolvormig loskorrelig materiaal op een vlakke bodem.

Bij het ontwerp van de bodembescherming mag gesteld worden dat enig transport van materiaal geoorloofd is. Bij een kritieke Shields-parameter van 0.06 geldt een gering transport van materiaal. De Nikuradse-ruwheid is afhankelijk van de beddingsvorm. De k_n -waarde is lineair afhankelijk van de steendiameter D_{50} , waarmee formule 1.3 om te schrijven is tot:

$$\frac{\bar{U}_{cr}}{\sqrt{\Delta g D}} = 1.4 \log c \frac{h}{D} \quad (1.4)$$

Hierin is c een constante waarde afhankelijk van de beddingsvorm. Door het Waterloopkundig Laboratorium in Delft zijn enkele empirische formules opgesteld voor de stabiliteit van stortsteen op een horizontaal bed en op een overstroombare dam [9]. Hierbij is d.m.v. modelonderzoek de waarde c bepaald voor diverse beddingsvormen. Formule 1.5 geldt voor een horizontaal bed. Deze empirische formule wordt voor het ontwerp van de bodembescherming gebruikt.

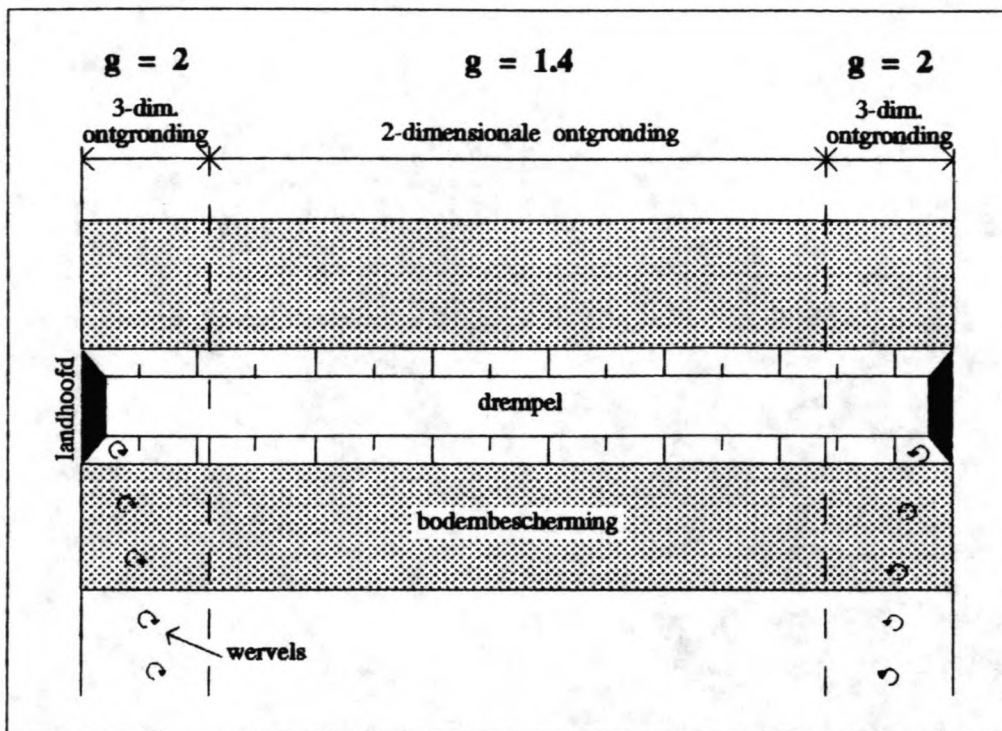
$$\frac{\bar{U}_{cr}}{\sqrt{\Delta g D}} = 1.4 \log 5.5 \frac{h}{D} \quad (1.5)$$

Formule 1.2 echter is alleen geschikt voor een uniforme stroming. Aangezien de stroming over de drempel niet uniform is, worden op de stroomsnelheid enkele vergrotingsfactoren toegepast (fig. 1.1.2).

Als gevolg van het kopeffect langs de loodrechte wand van het landhoofd, zal daar een wervelstraat ontstaan. Deze wervelstraat zorgt voor een verhoogde turbulentie en dus voor een grotere aanval op de bodembescherming. Hier wordt een vergrotingsfactor van 2 gebruikt op de maximale snelheid [1].

In het midden van de sluitgaten zal er een verhoogde turbulentie aanwezig zijn als gevolg van de reeds geplaatste caissons. Ook zal de stroomsnelheid ter plaatse van de caissons iets afgeremd worden, waardoor op plaatsen waar nog geen caissons staan de stroomsnelheid iets groter zal zijn. In het middenveld van de sluitgaten wordt de vergrotingsfactor g_t [1] gebruikt. Hierin is de relatieve turbulentie-intensiteit, r , bij hoge turbulentie 0.35, dus g_t is 1.4.

$$g_t = \frac{(1+3r)}{1.45} \quad (1.6)$$



figuur 1.1.2 vergrotingsfactoren op de stroomsnelheid

Als laagdikte wordt twee keer de gemiddelde steendiameter D_{50} genomen. Bij het toepassen van een kleinere laagdikte is de kans groot dat er onbedekte plekken voorkomen zodat onderliggende steenfracties kunnen wegstromen. Ook kan het zijn dat het geotextiel-matras beschadigd wordt bij latere steenstortingen. De stortstenen worden verondersteld ongeveer rond te zijn, waardoor voor D_{50} aangenomen kan worden:

$$D_{50} \approx \sqrt[3]{\frac{6 * G_{50}}{\pi * 2650}} \quad (1.7)$$

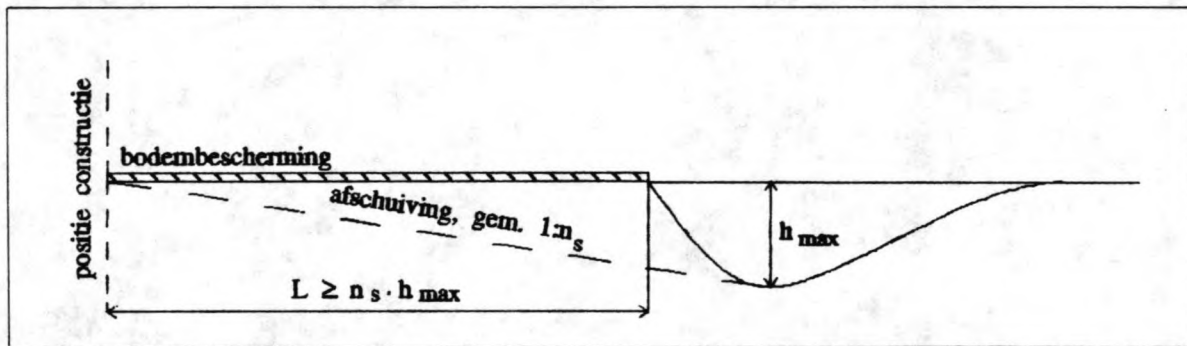
1.2 Lengte bodembescherming

De lengte van de bodembescherming aan beide zijden van de sluitgaten is gebaseerd op de te verwachten ontgrondingskuilen. Aangezien het bodemmateriaal uit fijn zand bestaat, namelijk $D_{50} < 100 \mu\text{m}$ (bijlage 1), zijn vrij diepe ontgrondingskuilen te verwachten. De diepte, waarop zich rots bevindt, varieert van 35 tot 50 m onder MSL. Tot die diepte, h_{max} , kan de ontgrondingskuil zich maximaal ontwikkelen.

Als gevolg van het getij wisselt de richting van de stroomsnelheid voortdurend. Eveneens verandert de richting van het zandtransport. De periode tussen het storten van de drempels en de sluiting van de schuiven zal waarschijnlijk te kort zijn voor het ontstaan van een ontgrondingskuil tot de rotslaag.

Als extra veiligheid en omdat exacte berekening van de ontgrondingskuilen in dit stadium niet noodzakelijk is, wordt rekening gehouden met een ontgrondingskuil tot de rotslaag.

Het is van belang dat de grond onder de bodembescherming niet instabiel wordt. Op basis van onderzoek in de Oosterschelde in Nederland [6], [7] zijn enkele globale criteria opgesteld voor het ontstaan van afschuivingen. Hieruit kan een minimaal vereiste lengte van de bodembescherming bepaald worden (figuur 1.2.1). Bij toename van de lengte van de bodembescherming neemt de stroomsnelheid na de beëindiging van de bodembescherming af als gevolg van de afnemende invloed van de constructie. Hierdoor neemt ook de erosie af. Tevens zal bij een afschuiving de constructie minder gevaar lopen door de grotere afstand tot de ontgraving.



figuur 1.2.1 ontwerplengte bodembescherming

Uit het onderzoek in de Oosterschelde is gebleken dat de gemiddelde helling (n_s) na een normale afschuiving 1:6 is. Aanbevolen wordt een lengte van de bodembescherming van minimaal $6 \cdot h_{\max}$ vanaf de teen van de drempel. In figuur 1.2.2 is te zien hoe lang de bodembescherming in de drie sluitgaten moet zijn. Omdat de helling van 1:6 geen universele waarde is, is het noodzakelijk nader onderzoek te verrichten.

1.3 Geotextiel

In totaal zijn in de sluitgaten de volgende hoeveelheden geotextiel nodig, inclusief 30 % extra voor 5 m overlapping.

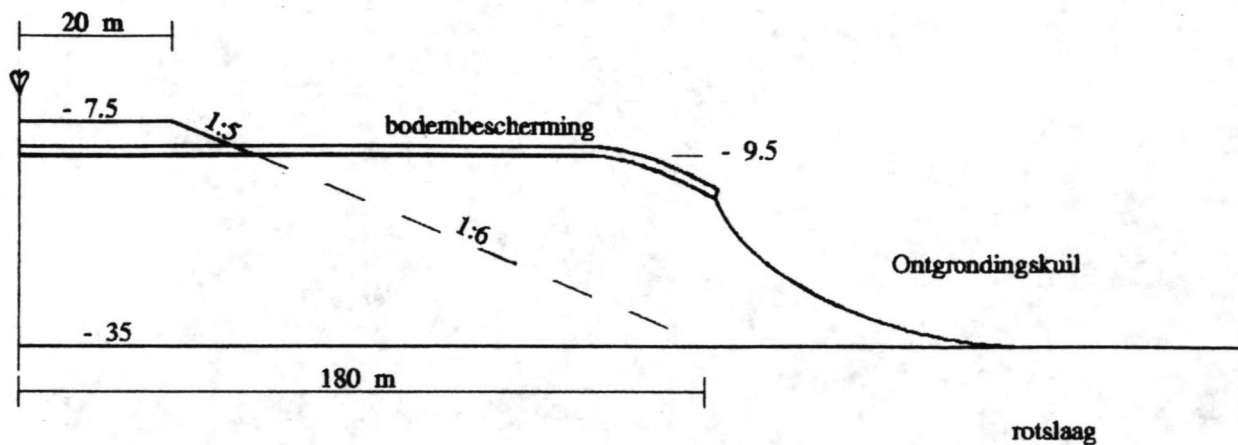
sluitgat 1	: 180 m aan beide zijden, in totaal	833.000 m ²
sluitgat 2	: 190 tot 220 m aan beide zijden is	785.000 m ²
sluitgat 3	: 140 m aan beide zijden, in totaal	444.000 m ²

		2.062.000 m ²

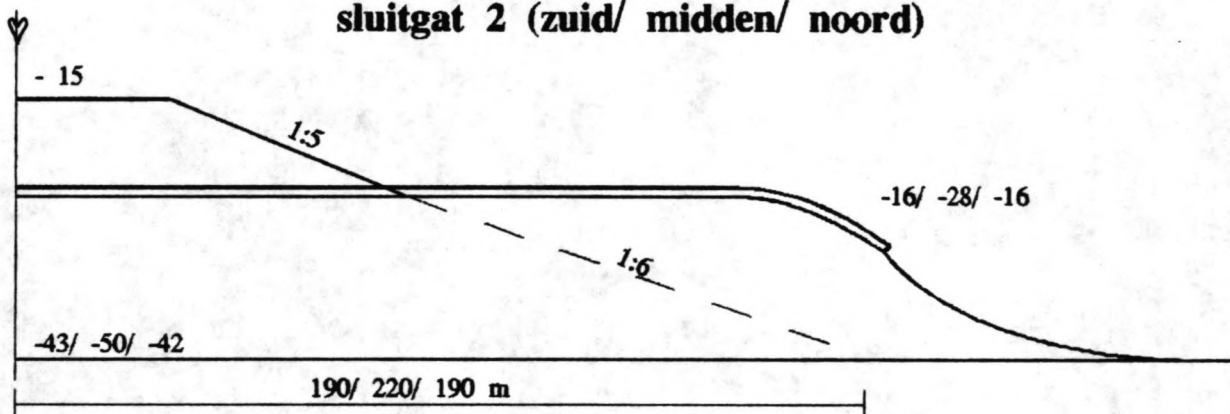
Dit geotextiel moet aan drie eisen voldoen:

a) Geen transport van de onderlaag door of langs het geotextiel.

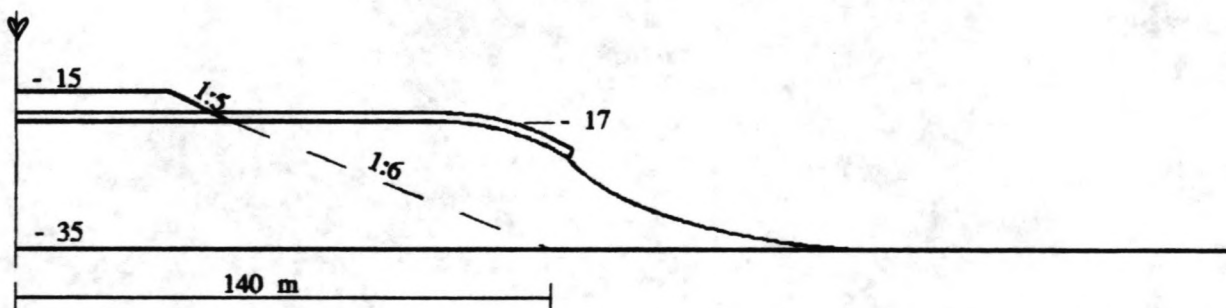
sluitgat 1



sluitgat 2 (zuid/ midden/ noord)



sluitgat 3



opm. : getekend op vertrokken schaal

figuur 1.2.2 lengte bodembescherming

- b) Het geotextiel moet waterdoorlatend zijn, zodat er geen waterdrukken onder het geotextiel kunnen ontstaan.
- c) Het geotextiel moet voldoende treksterkte hebben om incidentele (punt)belastingen te kunnen weerstaan.

In bijlage 1 zijn de grondgegevens in de drie sluitgaten te vinden. Uit deze gegevens is te halen dat in de sluitgaten het uniformiteitsgetal $U (= d_{60}/d_{10})$ kleiner is dan 10. Dit betekent dat er geen migratie optreedt in de onderlaag zelf, zodat er een natuurlijke filter onder het geotextiel kan ontstaan.

Door de golfbeweging boven de bodembescherming heerst er een cyclische stroming op de bodem. De zanddichtheidseis is in dit geval [3]:

$$O_{98}/d_{85} \leq 2 \text{ oftewel } O_{98} \leq 2 \cdot d_{85}$$

O_{98} is de gemiddelde zanddiameter van de fraktie waarvan 2% door het geotextiel gaat. Dit benadert praktisch de filteropening. De diameter d_{85} komt overeen met de zeefdiameter, waardoor 85 gewichtsprocent van het zand is gepasseerd. In de volgende tabel is de benodigde filteropening van het geotextiel in de drie sluitgaten weergegeven.

		d_{85} [μm]	$O_{98} \leq$ [μm]
Sluitgat 1	BH-6-88	90	180
	BH-1-89	110	220
Sluitgat 2	BH-19-88	90	180
	BH-20-88	70	140
Sluitgat 3	BH-22-88	80	160

Om vergissingen tijdens uitvoering te voorkomen wordt een geotextiel gebruikt met een filteropening (O_{98}) van 140 μm . Deze voldoet in alle sluitgaten. Omdat de opening vrij klein is wordt een doek gebruikt. Deze doeken zijn geweven uit al dan niet getwijnde zeer fijne multifilament garens. Zij hebben een vrij hoge breuksterkte tot 800 N/mm².

Om overdrukken onder het doek te voorkomen moet de waterdoorlatendheid van het doek groter zijn dan van het basismateriaal. Het basismateriaal is vrij goed gegradeerd, zodat moet gelden: $k_{\text{doek}} > 5 k_{\text{basis}}$ [3].

1.4 Ontwerp toplaag bodembescherming

Sluitgat 1:

$V_{\max} = -3.4$ m/s (eb)	+2.6 m/s (vloed)
waterstand binnen : -1.74 m MSL	+0.39 m MSL
waterstand buiten : -2.49 m MSL	+0.80 m MSL
bodem op -9.5 m MSL	

1) middenveld: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30$ m; laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30 * 1.4 * \log(5.5 \frac{(9.5 - 2.49)}{0.30})} = 4.6 > 3.4 \text{ m/s}$$

2) kopeffect zeezijde: stenen 300-1000 kg; $D_{50} = 0.80$ m; laagdikte = 1.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.80 * 1.4 * \log(5.5 \frac{(9.5 - 2.49)}{0.80})} = 4.2 > 3.4 \text{ m/s}$$

3) kopeffect reservoirzijde: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30$ m; laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30 * 1.4 * \log(5.5 \frac{(9.5 + 0.39)}{0.30})} = 3.4 > 2.6 \text{ m/s}$$

Sluitgat 2:

$V_{\max} = -3.0$ m/s (eb)	+2.7 m/s (vloed)
waterstand binnen : -0.90 m MSL	+2.07 m MSL
waterstand buiten : -1.46 m MSL	+2.54 m MSL
bodem midden op -20 m MSL	
bodem zijkanten op -15 m MSL	

1) middenveld: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30$ m; laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30 * 1.4 * \log(5.5 \frac{(20 - 1.46)}{0.30})} = 5.5 > 3.0 \text{ m/s}$$

2) kopeffect zeezijde en reservoirzijde: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30$ m; laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30} * 1.4 * \log(5.5 \frac{(15-1.46)}{0.30}) = 3.6 > 3.0 \text{ m/s}$$

Het blijkt dat in sluitgat 2 de ballastlaag van 10-60 kg voldoende is om de stroomsnelheden te weerstaan.

Sluitgat 3:

$V_{max} = -3.4 \text{ m/s (eb)}$	$+3.2 \text{ m/s (vloed)}$
waterstand binnen : -0.87 m MSL	$+1.91 \text{ m MSL}$
waterstand buiten : -1.60 m MSL	$+2.54 \text{ m MSL}$
bodem midden op -18 m MSL	
bodem zijkanten op -15 m MSL	

1) middenveld: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30 \text{ m}$; laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30} * 1.4 * \log(5.5 \frac{(18-1.60)}{0.30}) = 5.4 > 3.4 \text{ m/s}$$

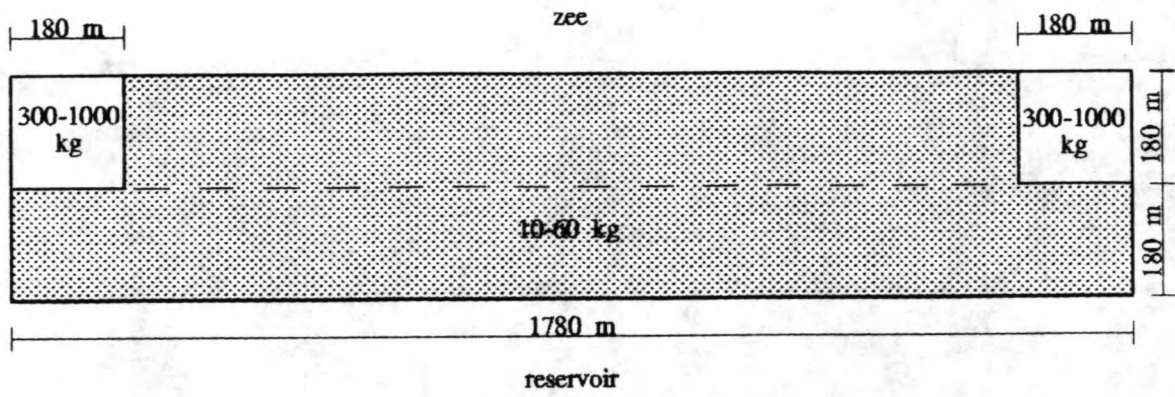
2) kopeffect zeezijde: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50 \text{ m}$;
laagdikte = 1.0 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.50} * 1.4 * \log(5.5 \frac{(15-1.60)}{0.50}) = 4.3 > 3.4 \text{ m/s}$$

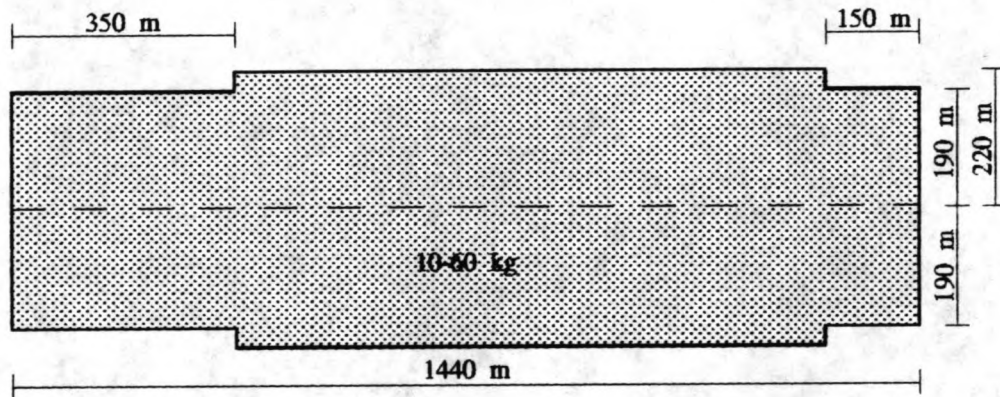
3) kopeffect reservoirzijde: stenen 10-60 kg; $D_{50} = 0.30 \text{ m}$;
laagdikte = 0.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.30} * 1.4 * \log(5.5 \frac{(15+1.91)}{0.30}) = 3.8 > 3.2 \text{ m/s}$$

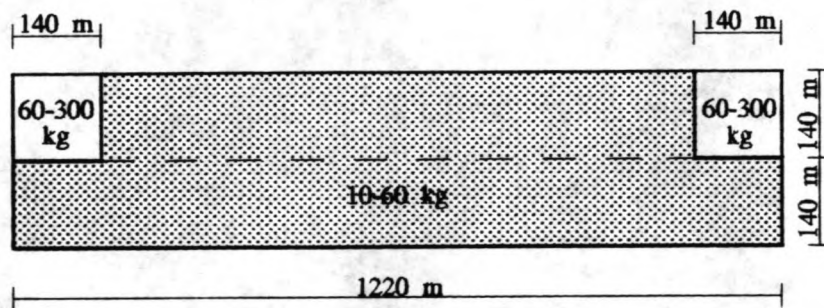
In figuur 1.4.1 is de bodembescherming in de drie sluitgaten weergegeven.



sluitgat 1



sluitgat 2



sluitgat 3

Bodembescherming

figuur 1.4.1

1.5 Uitvoeringsmethode

Het is van belang om in een vroeg stadium van de bouw te beginnen met de bodembescherming in de sluitgaten. De stroomsnelheid in de sluitgaten wordt immers met de bouw snel groter, waardoor ontgrondingen kunnen ontstaan en het leggen van de bodembescherming moeilijker wordt.

Het afzinken van de geotextielmatten gebeurt bij kentering, alleen tijdens daglicht. Het is daarom aan te raden de matten zo groot mogelijk uit te voeren om in korte tijd een zo groot mogelijk oppervlak met bodembescherming te bedekken.

Er worden twee uitvoeringsmethoden vergeleken. Een eerste mogelijkheid is het afzinken van het geotextiel met behulp van betonnen eindbalken aan de matten en met stortstenen van 10 tot 60 kg. De betonnen eindbalken dienen tevens het klapperen van het geotextiel tegen te gaan. De stenen 10-60 kg zijn voldoende klein om het geotextiel niet te beschadigen. Een ballast van 150 tot 200 kg/m² is voldoende om de matten af te zinken. Voor sluitgat 1 worden matten met een afmeting van 30 x 95 m² gebruikt. Dit is inclusief 5 m overlap. Voor sluitgat 2 matten van 30 x 80 m² en voor sluitgat 3 30 x 75 m². In figuur 1.5.1 is het proces van afzinken te zien.

Na afzinken wordt de ballast vergroot tot 800 kg/m², wat overeen komt met een dikte van ongeveer 0.5 m. Op dit ballast wordt de eventuele toplaag gestort met dumpers. Als de bodembescherming gereed is kan de drempel in de sluitgaten hierop gestort worden.

Een voordeel van deze methode is dat de begininvestering niet zo groot is. Er wordt tevens zoveel mogelijk gebruik gemaakt van de materialen, die in de omgeving te vinden zijn, namelijk stortsteen.

Een nadeel is dat bij de ontgrondingskuilen aan de rand van de bodembescherming het stortsteen niet blijft liggen op het geotextiel en in de kuil schuift. Hierdoor zullen delen van het geotextiel ongeballast raken en gaan klapperen.

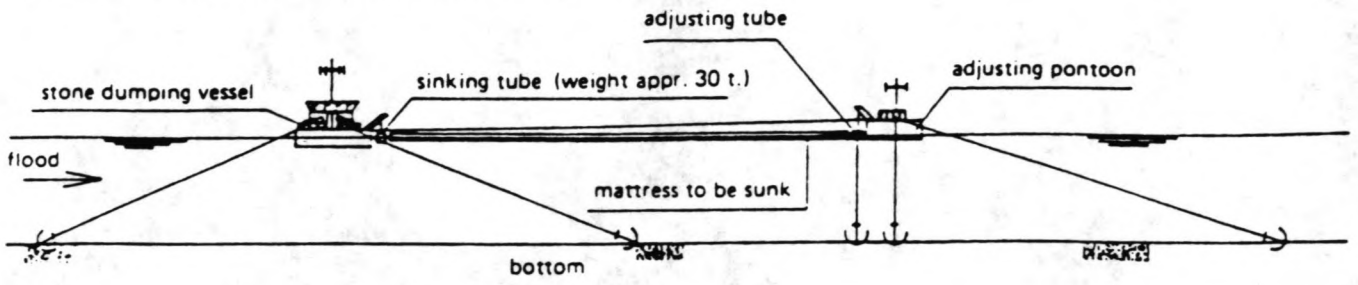
Het afzinken van de matten in de diepe sluitgaten wordt bemoeilijkt door de hoge stroomsnelheid tot ongeveer 2 m/s. Bij deze snelheid is het lastig de ballast met nauwkeurigheid te dumpen.

Een andere methode kan verkregen worden door de ballast te bevestigen aan het geotextiel. Bij deze zogenaamde blokkenmatten worden betonblokken vastgegoten aan het geotextiel. Ter bevestiging van de blokken aan de mat wordt een wapeningsstaaf van staal of kunststof ingeweven, waaromheen haken worden geslagen en waarop het beton gestort wordt. Ongeveer 50% van het textieloppervlak wordt met blokken bedekt, die een hoogte van 17 cm hebben. Hierdoor wordt het gewicht van de vaste ballastlaag 200 kg/m², wat voldoende is om de mat af te zinken.

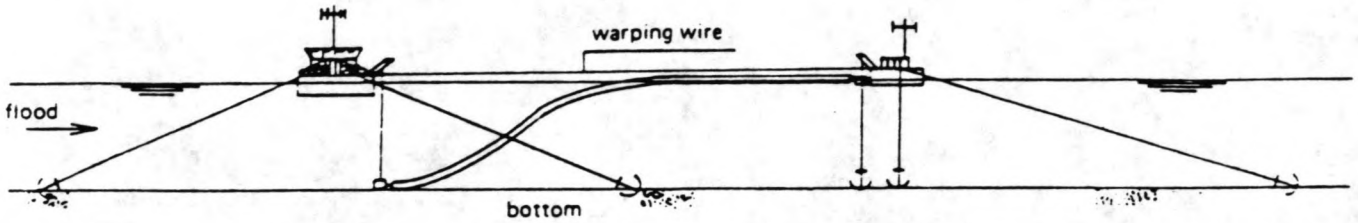
De matten worden later nabestort met stortsteen van 10 tot 60 kg om het klapperen van het doek tussen de blokken tegen te gaan. De totale dikte van de blokkenmat met nabestorting is ongeveer 0.5 m.

De blokkenmatten worden in een fabriek, die langs de water-

PHASE 1 equipment in position to start sinking

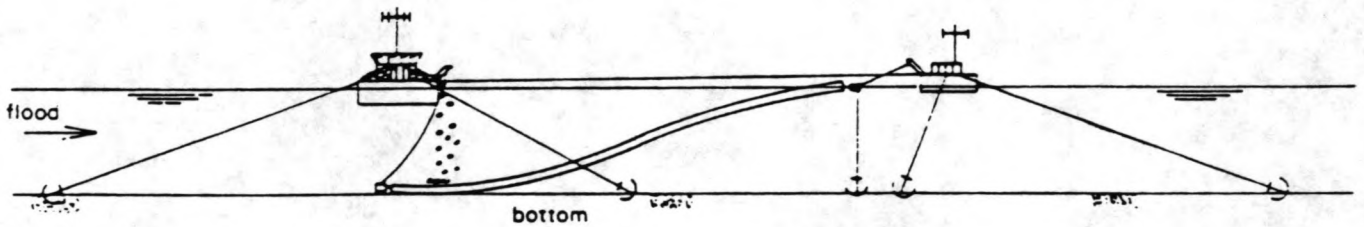


PHASE 2 sinking of the sinking-tube



PHASE 3 shifting and start of stone-dumping

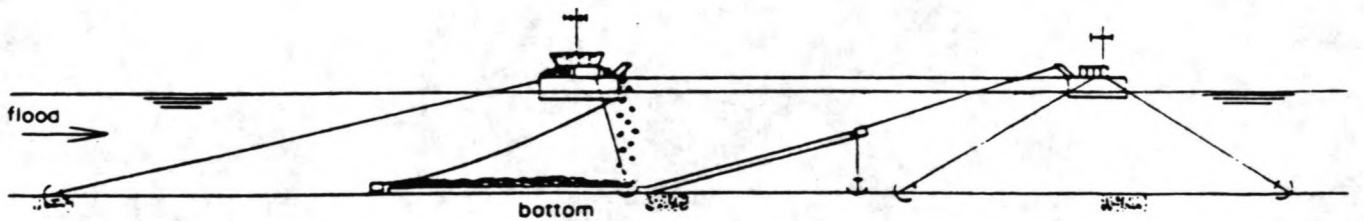
shifting of the adjusting - pontoon



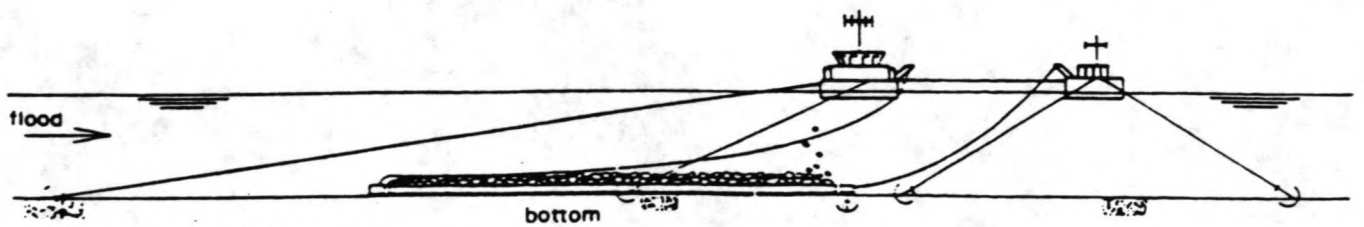
PHASE 4 stone-dumping continued

sinking of adj. tube

adj. pontoon in position to stretch the mattress

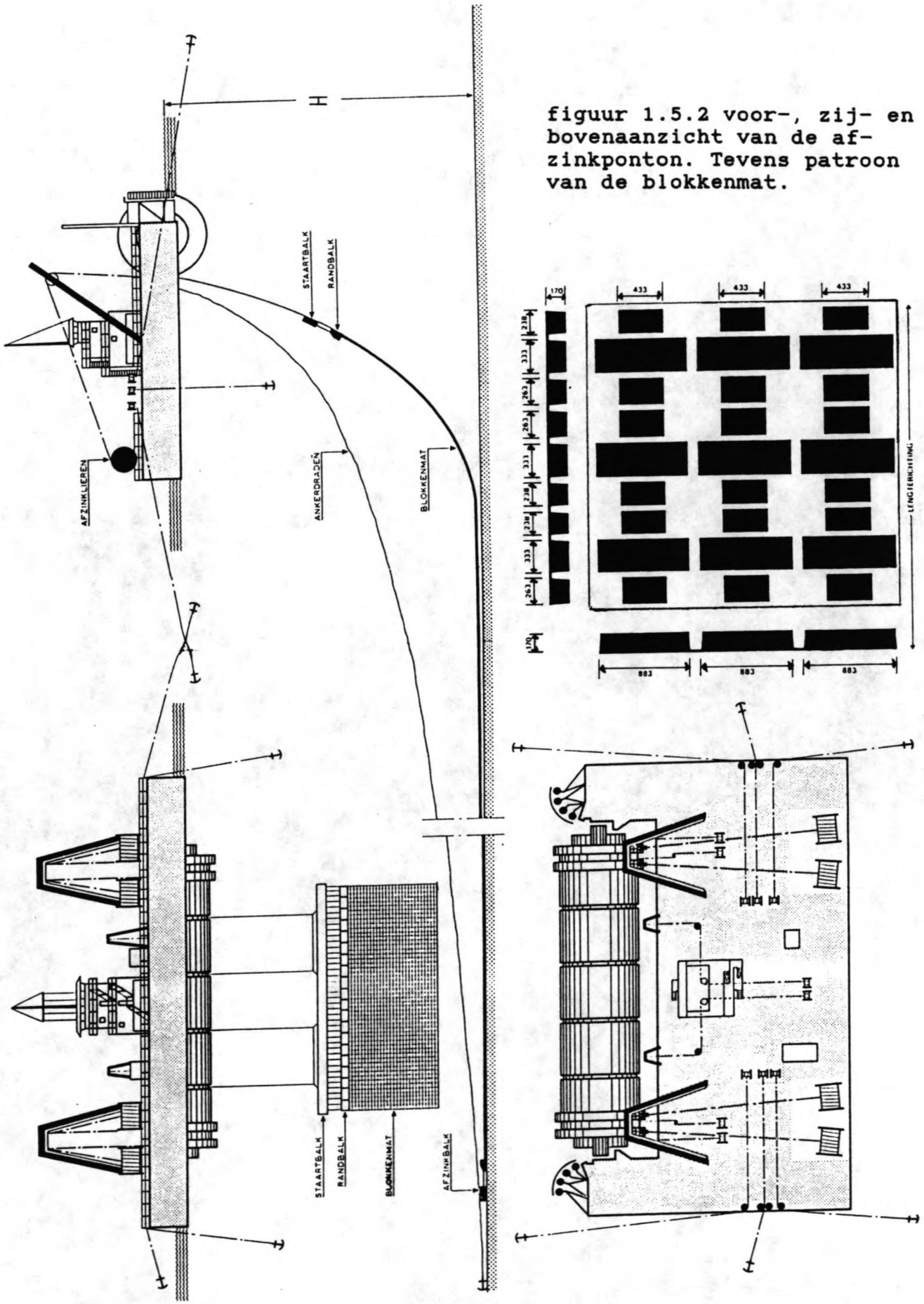


PHASE 5 sinking of mattress completed



figuur 1.5.1

figuur 1.5.2 voor-, zij- en bovenaanzicht van de afzinkponton. Tevens patroon van de blokkenmat.



kant staat, geproduceerd. Na produktie wordt de blokkenmat om een grote drijvende stalen cilinder met een diameter van zo'n 8 m gerold. Een zinkponton rolt deze mat dan boven de sluitgaten af met behulp van een afzinkbalk. In figuur 1.5.2 is dit afzinkponton te zien en tevens het patroon van de blokkenmat.

Een groot voordeel van deze methode is dat de ballast niet van het doek af kan rollen. Vooral omdat uit hoofdstuk 4 blijkt dat het gebied zettingsvloeiingsgevoelig is, is dit een groot voordeel. De bodembescherming blijft zijn werk doen na een zettingsvloeiing of afschuiving.

Tevens kan deze methode in de diepe sluitgaten makkelijk gebruikt worden. Bij de Oosterscheldedam in Nederland immers is deze methode toegepast bij een waterdiepte van 40 m. Stroomsnelheden tot 2 m/s zijn toelaatbaar. Het voordeel is dat er per dag meer tijd beschikbaar is voor het afzinken dan bij de eerste methode, zodat tijd gewonnen kan worden.

Een nadeel is de hoge begininvestering van de fabriek en het afzinkponton. Bij de Oosterscheldedam werd 3.000.000 m² bodembescherming geplaatst en daar bleek deze methode financieel aantrekkelijk te zijn. In ons geval is er ongeveer 2.000.000 m² bodembescherming nodig in de sluitgaten. Vooral omdat de laatste jaren de kosten van arbeid flink gestegen zijn, kan de blokkenmat door de snelle uitvoering toch aantrekkelijk zijn.

De maximale lengte van de matten wordt bepaald door de krachten die ontstaan in de matten tijdens afzinken. Bij de Oosterscheldedam werd de maximale lengte bepaald op 200 m bij een waterdiepte van 40 m. In ons geval is de waterdiepte maximaal 28 m, waardoor langere matten toegepast zouden kunnen worden. In sluitgat 1 zijn de matten 30 x 185 m², in sluitgat 2 30 x 225 m² en in sluitgat 3 30 x 145 m². De overlap is ongeveer 8 m.

Vooral omdat in de sluitgaten de kans op zettingsvloeiën groot is (zie Hst 4), wordt gekozen voor een blokkenmat, waarbij de ballast vast zit aan het geotextiel. De volgende materialen zijn voor de bodembescherming nodig:

materialen	sluitg 1	sluitg 2	sluitg 3	totaal
geotextiel [m ²]	833.000	785.000	444.000	2.062.000
randbalk [m]	7.120	5.760	4.880	17.760
betonblokken [m ³]	70.800	66.700	37.700	175.200
stenen 10-60 kg [t]	384.500	362.200	205.000	951.700
stenen 60-300 kg	-	-	54.300	54.300
stenen 300-1000 kg	138.500	-	-	138.500
totaal stenen [t]	523.000	362.200	259.300	1.144.500

HOOFDSTUK 2 : ONTWERP DREMPELOPBOW

2.1 Ontwerpgegevens en -methode

De drempels onder de caissons dienen als fundering voor deze caissons. Het is van belang dat de toplaag van deze drempels stabiel blijft onder de stroomaanval tijdens de uitvoering. Ook moet de drempel in zijn geheel stabiel blijven met de caissons als bovenbelasting. Hierbij zijn ook de hydrostatische belasting en golfbelasting aanwezig. Dit laatste komt in hoofdstuk 3 aan bod.

De kern van de drempels bestaat uit stenen van 10 tot 60 kg. De toplaag dient de maximale stroomsnelheid tijdens uitvoering te kunnen weerstaan. Deze maximaal voorkomende stroomsnelheden zijn in paragraaf 1.1 weergegeven.

Voor de berekening van de steengrootte wordt gebruik gemaakt van de volgende formule, empirisch bepaald door het Waterloopkundig Laboratorium te Delft. Deze formule is afgeleid van Shields, zoals in hoofdstuk 1 uiteen is gezet. Deze formule is geldig voor een brede kruin, wat in dit geval van toepassing is.

$$\frac{\bar{U}_{cr}}{\sqrt{\Delta g D}} = 1.4 \log 3.5 \frac{h}{D} \quad (2.1)$$

waarin:

- U_{cr} = kritieke stroomsnelheid [m/s]
- Δ = relatieve dichtheid = 1.6
- h = waterhoogte boven de drempel [m]
- D = D_{50} van de toplaag van de drempel [m]
- g = 9.81 m/s²

In deze formule is de constante waarde, c , 3.5 in plaats van 5.5, zoals in formule 1.5. De kritieke stroomsnelheid is hierdoor kleiner dan op een horizontaal bed. De gewichtscomponent van een steen op een helling heeft immers een destabiliserende invloed.

Op de stroomsnelheid wordt een vergrotingsfactor toegepast zoals bij het ontwerp van de bodembescherming. Ook hier wordt voor het middenveld van de sluitgaten de vergrotingsfactor 1.4 toegepast en bij de landhoofdzijden de vergrotingsfactor 2.

De drempels hebben een helling van 1 op 5. Deze tamelijk flauwe helling is nodig om te voorkomen dat de drempel instabiel wordt als gevolg van de hoge bovenbelasting. Bij een lage drempel van enkele steendiameters hoog heeft dit hellingsbedrag slechts een theoretisch waarde.

De kruinsbreedte van de drempels is 40 m. Dit komt ongeveer overeen met 2 keer de breedte van een caisson en is voldoende om onnauwkeurigheden bij plaatsing op te nemen. Tevens komt een brede kruin de stabiliteit van de drempel ten goede.

2.2 Ontwerp drempeltoplaag

Sluitgat 1:

$V_{\max} = -3.4$ m/s (eb) +2.6 m/s (vloed)
waterstand binnen : -1.74 m MSL +0.39 m MSL
waterstand buiten : -2.49 m MSL +0.80 m MSL
drempel op -7.5 m MSL

1) middenveld: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50$ m; laagdikte 1.0 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.50} * 1.4 * \log(3.5 \frac{(7.5 - 2.49)}{0.50}) = 4.3 > 3.4 \text{ m/s}$$

2) kopeffect: stenen 300-1000 kg; $D_{50} = 0.80$ m;
laagdikte = 1.5 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.80} * 1.4 * \log(3.5 \frac{(7.5 - 2.49)}{0.80}) = 3.3 \approx 3.4 \text{ m/s}$$

Sluitgat 2:

$V_{\max} = -3.0$ m/s (eb) +2.7 m/s (vloed)
waterstand binnen : -0.90 m MSL +2.07 m MSL
waterstand buiten : -1.46 m MSL +2.54 m MSL
drempel op -15 m MSL

1) middenveld: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50$ m; laagdikte 1.0 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.50} * 1.4 * \log(3.5 \frac{(15 - 1.46)}{0.50}) = 5.5 > 3.0 \text{ m/s}$$

2) kopeffect: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50$ m; laagdikte 1.0 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 * 9.81 * 0.50} * 1.4 * \log(3.5 \frac{(15 - 1.46)}{0.50}) = 3.9 > 3.0 \text{ m/s}$$

Omdat deze drempel hoog is, namelijk maximaal 13 m, is het noodzakelijk te controleren of de stenen op de drempel ook stabiel zijn bij loodrecht uittredend water als gevolg van het verval over de caissons na sluiting. Hiervoor wordt een extra reductiefactor k op de kritische stroomsnelheid toegepast [1]:

$$k = \sqrt{k_1} \quad (2.2)$$

$$k_1 = \cos\beta - \frac{i_n}{\Delta} - \frac{\sin\beta}{\tan\phi} \quad (2.3)$$

waarin:

- β = hellingshoek = $\arctan\{1/5\}$
 i_n = maximaal verval over de lengte = $\pm 5.65/20 = 0.28$
 Δ = relatieve dichtheid = 1.6
 ϕ = hoek van inwendige wrijving, stel $\phi = 40^\circ$

hieruit volgt dat $k = 0.76$. Dit betekent dat aan de landhoofdzijden op de helling van de drempel U_{cr} niet 3.9 m/s is maar $0.76 \cdot 3.9 = 3.0$ m/s. De landhoofdcaissons worden als eerste geplaatst. De maximale stroomsnelheid is dan nog kleiner dan 3.0 m/s. Kort daarna wordt het eerste doorlaatcaisson geplaatst tegen het landhoofdcaisson, waardoor het ontstaan van een wervelstraat langs de verticale wand van het gesloten landhoofdcaisson wordt voorkomen. U_{cr} is dus groter dan V_{max} .

Sluitgat 3:

$V_{max} = -3.4$ m/s (eb)	+3.2 m/s (vloed)
waterstand binnen : -0.87 m MSL	+1.91 m MSL
waterstand buiten : -1.60 m MSL	+2.54 m MSL
drempel op -15 m MSL	

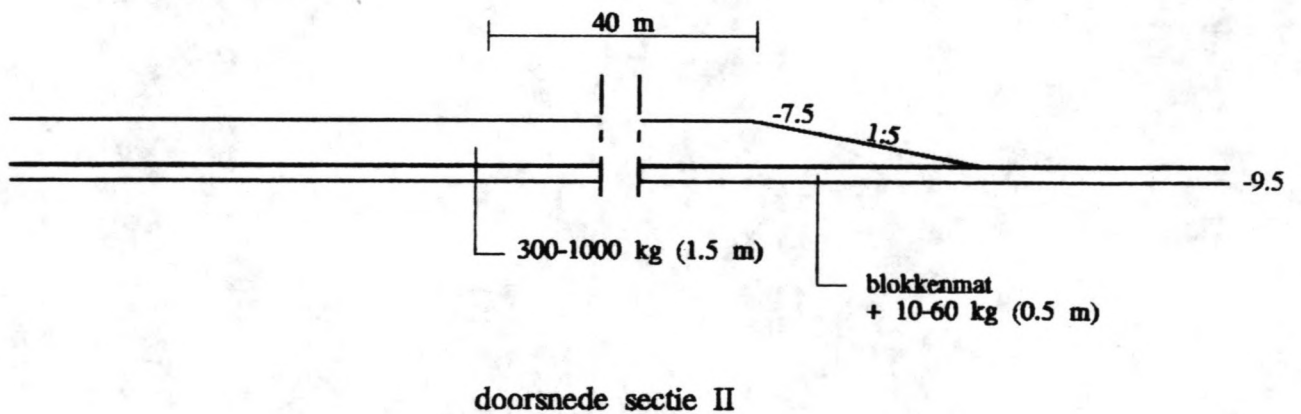
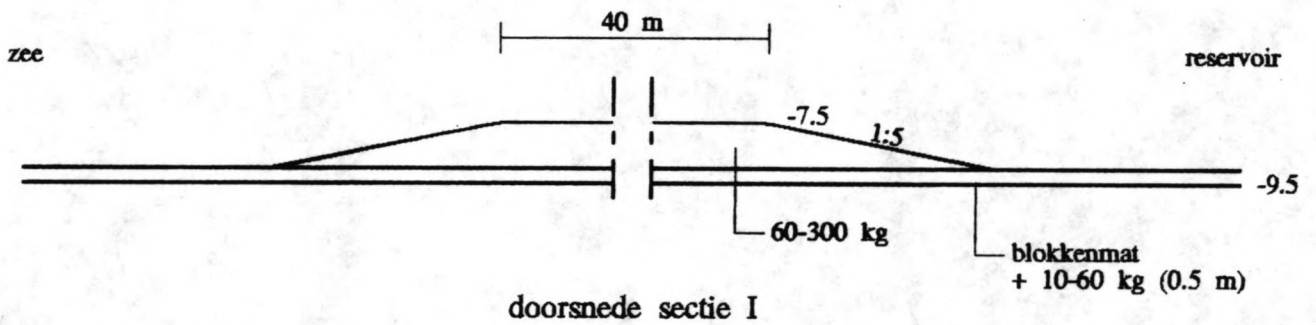
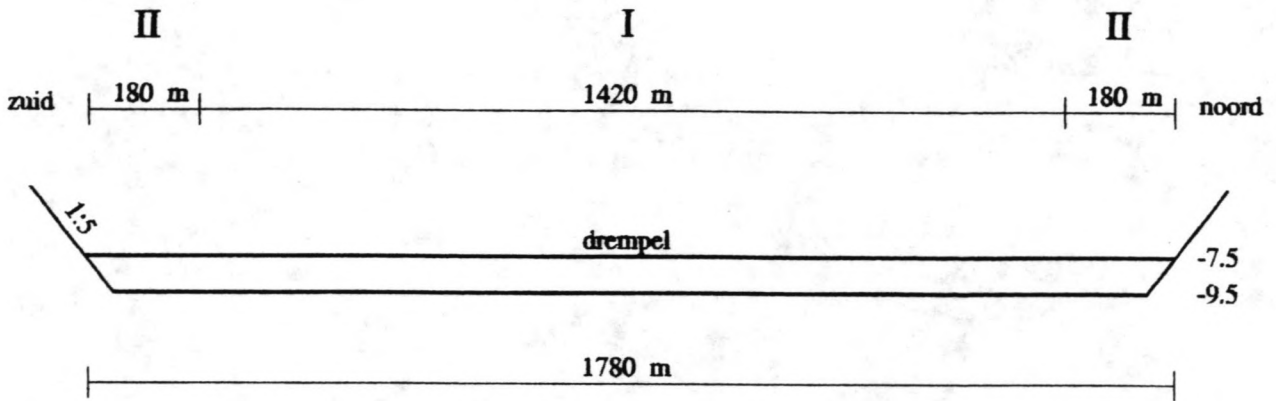
- 1) middenveld: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50$ m; laagdikte 1.0 m

$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{1.4} \sqrt{1.6 \cdot 9.81 \cdot 0.50 \cdot 1.4 \cdot \log\left(3.5 \frac{(15-1.60)}{0.50}\right)} = 5.5 > 3.4 \text{ m/s}$$

- 2) kopeffect: stenen 60-300 kg; $D_{50} = 0.50$ m; laagdikte 1.0 m

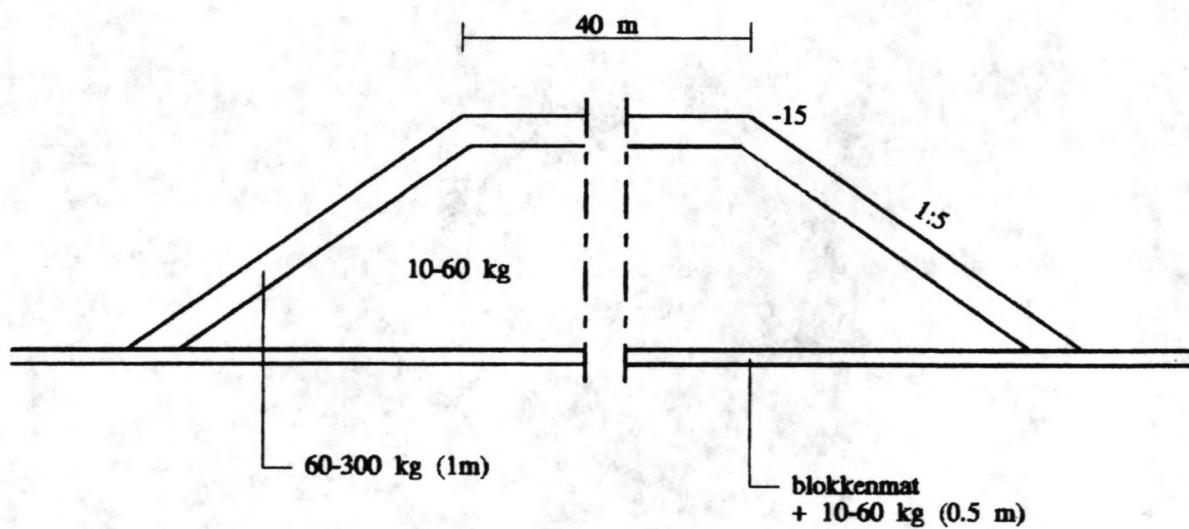
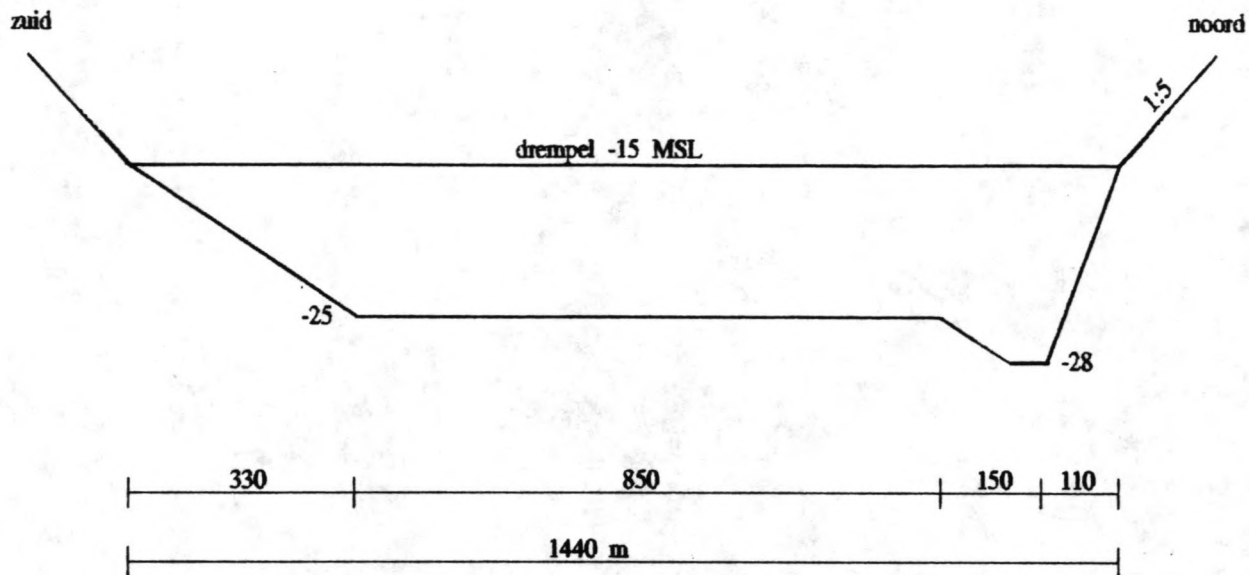
$$\bar{U}_{cr} = \frac{1}{2} \sqrt{1.6 \cdot 9.81 \cdot 0.50 \cdot 1.4 \cdot \log\left(3.5 \frac{(15-1.60)}{0.50}\right)} = 3.9 > 3.4 \text{ m/s}$$

In de figuren 2.2.1 t/m 2.2.3 is weergegeven hoe de drempels zijn opgebouwd in de drie sluitgaten. De bodembescherming is hier ook in weergegeven.



Sluitgat 1

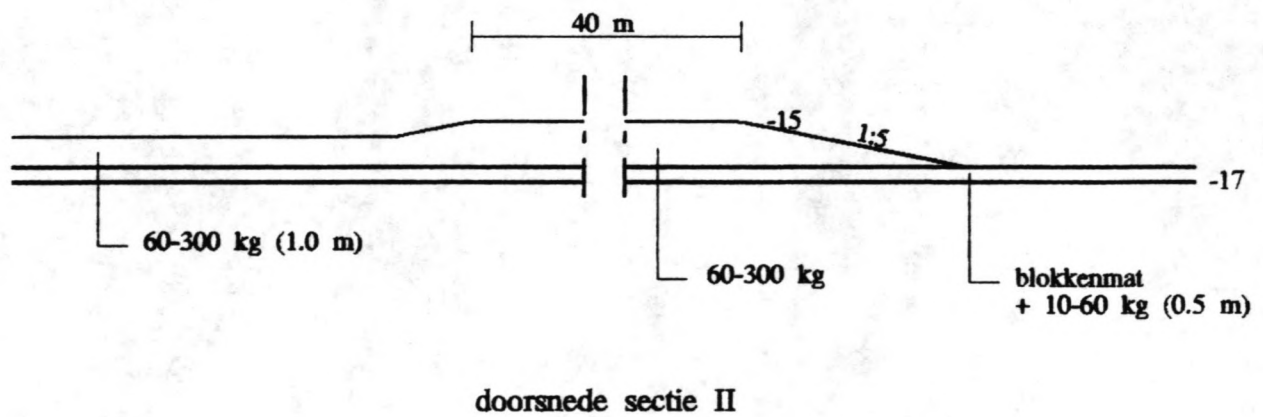
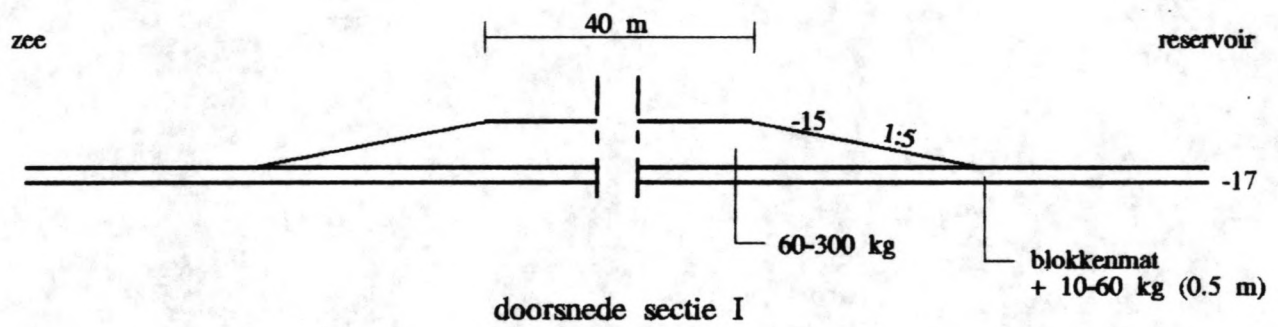
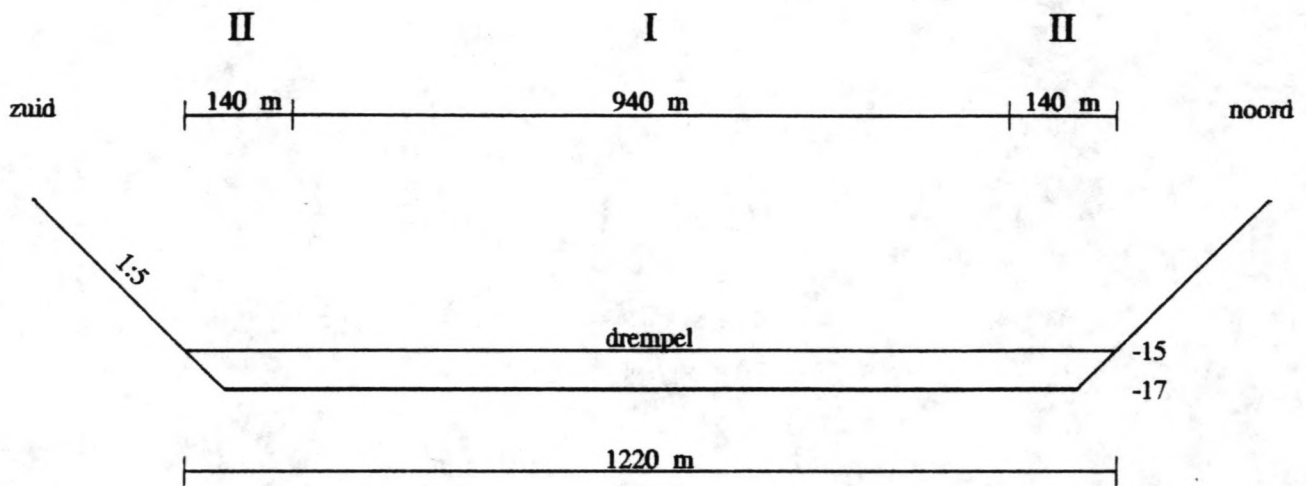
figuur 2.2.1 drempelopbouw sluitgat 1



doorsnede drempel

Sluitgat 2

figuur 2.2.2 drempelopbouw sluitgat 2



Sluitgat 3

figuur 2.2.3 drempelopbouw sluitgat 3

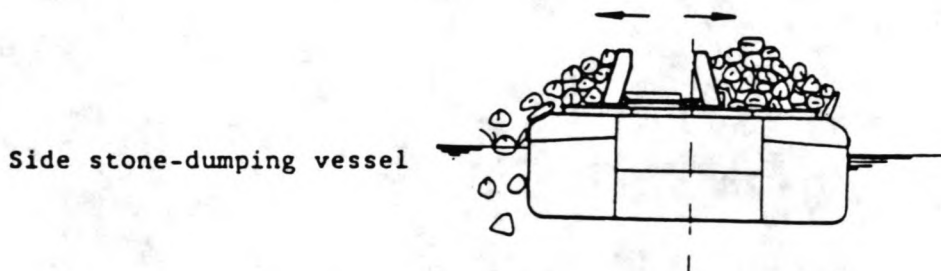
2.3 Uitvoeringsmethode

De volgende hoeveelheden stortsteen zijn nodig voor de constructie van de drempels in de drie sluitgaten.

steen klasse	sluitg1	sluitg2	sluitg3	totaal
10-60 kg [t]	-	1.344.000	-	1.344.000
60-300 kg [t]	161.900	280.000	128.000	569.900
300-1000 kg [t]	20.500	-	-	20.500
totaal [ton]	182.400	1.624.000	128.000	1.934.400

Het storten van stortsteen op de bodembescherming dient vrij nauwkeurig te gebeuren. Ook dienen de stortsteenlagen horizontaal te liggen. Dit om ontgrondingen te voorkomen. Omdat precisie vereist is, wordt aangeraden alleen stortsteen te dumpen rond kentering met stroomsnelheden kleiner dan 0.75 m/s. Er is rond kentering steeds minimaal 1.5 uur de tijd om steen te storten.

Het dumpen kan uitgevoerd worden door zelfvarende onderlossers of zijlossers (zie fig 2.3.1). Als deze lossers onvoldoende bestuurbaar zijn, zodat ze niet goed in positie blijven als gevolg van de stroming, kunnen ze tijdens dumpen afgemeerd worden tegen pontons om in positie te blijven.



figuur 2.3.1 zijlosser

Het vullen van de bakken van de lossers gebeurt in de haven. Shovels, dumptrucks en kranen zijn hiervoor geschikt.

HOOFDSTUK 3 : STABILITEIT VAN DE CAISSONS OP DE DREMPEL

3.1 Belastingen op de caissons

Voor de controle van de stabiliteit van de caissons op de drempel wordt rekening gehouden met 3 belastingsoorten:

- statische belasting = het eigen gewicht van de caissons inclusief ballast
- quasi-statische belasting = belasting door langzaam veranderende waterdrukken als gevolg van de waterstand en getijdebeweging
- dynamische belasting = belasting als gevolg van windgolven

1) statische belasting:

Om een schatting te kunnen maken van het eigen gewicht van de caissons is gekeken naar de caissons bij de sluiting van de Lauwerszee en het Brouwershavensche Gat [2], [3]. Het eigen gewicht van die caissons is resp. 4.0 kN/m^3 en 3.8 kN/m^3 . Er wordt voor de eerste berekeningen een eigen gewicht van 4.0 kN/m^3 aangenomen. Ongeveer $2/3$ van het gewicht bevindt zich onder water. Het volume van het caisson onder water wordt uitgesmeerd over de vloer.

In eerste instantie worden de bovenzijden van de caissons op +5 m MSL gehouden. Hierdoor is het mogelijk dat tijdens uitvoering golfoverslag plaats vindt. Dit levert geen probleem op omdat dit de uitvoering niet belemmert. Bij hoge golfslag kan er immers toch niet gewerkt worden.

De hoeveelheid ballast kan berekend worden doordat horizontaal evenwicht moet gelden. De schuifweerstand tussen caisson en drempel is afhankelijk van het eigen gewicht inclusief ballast. Het ballastmateriaal weegt 20 kN/m^3 .

De ballast kan geplaatst worden in de bovenbak of onderbak. Voordelig is om dit in de bovenbak te doen, omdat dan geen opwaartse druk in rekening gebracht hoeft te worden. De bovenbak ligt immers boven water. Door de ballast in de bovenbak te plaatsen komt het zwaartepunt hoger te liggen. Als kantelen van het caisson maatgevend blijkt te zijn voor de stabiliteit, kan een hoger zwaartepunt de stabiliteit nadelig verkleinen.

2) quasi-statische belasting:

De schuiven in de caissons worden bij kentering gesloten tijdens doodtij, waarbij het getijdeverschil 4 m is. Tijdens hoogwaterkentering is de waterstand +2 m MSL en tijdens laagwaterkentering -1.9 m MSL. Na sluiting kan aan zeezijde de waterstand maximaal +3.65 m MSL en minimaal -3.65 m MSL worden als gevolg van de getijbeweging bij springtij. Daarbij komt als extra belasting de golfbelasting aan zeezijde.

Het blijkt uit berekening dat de resultante van de horizontale krachten op de caissons bij sluiting tijdens hoogwaterkentering kleiner is dan bij laagwaterkentering. Hierdoor is het voordeliger te sluiten tijdens hoogwaterkentering, dus de

waterstand in het reservoir constant op +2 m MSL te houden.

Het kan echter ongunstig zijn voor andere factoren om de schuiven tijdens HW-kentering te sluiten. Er blijft immers meer zout water in het reservoir achter. Omdat niet bekend is welk waterpeil in het reservoir gewenst is, wordt gekozen voor een sluiting tijdens HW-kentering.

Omdat er als gevolg van wind een golfbelasting op de caissons aanwezig is, is er tevens afwaaiing binnen het reservoir. Dit heeft tot gevolg dat de waterstand in het reservoir geen +2 m MSL is, maar lager. Met verwaarlozing van energieverliezen is het opwaaiingsverhang uit te drukken als :

$$i_w = c * \frac{U_w^2}{gd} \quad (3.1)$$

waarin:

- i_w = opwaaiingsverhang
- c = constante waarde $\approx 3.5 \times 10^{-6}$
- U_w = windsnelheid [m/s]
- g = 9.81 m/s^2
- d = waterdiepte in reservoir [m]

Bij een storm met een kracht van 10 op de schaal van Beaufort is de windsnelheid zo'n 25 m/s, waarbij de wind verondersteld wordt loodrecht op de dijk te staan. De waterdiepte in het reservoir is gemiddeld 6 m, waardoor het verhang 3.7×10^{-5} is. De zwaartelijns van het reservoir oppervlak ligt op ongeveer 7000 m vanaf de hartlijn van de dijk. Hierdoor is ter plaatse van de dijk de afwaaiing ongeveer $7000 * 3.7 \times 10^{-5} = 25 \text{ cm}$.

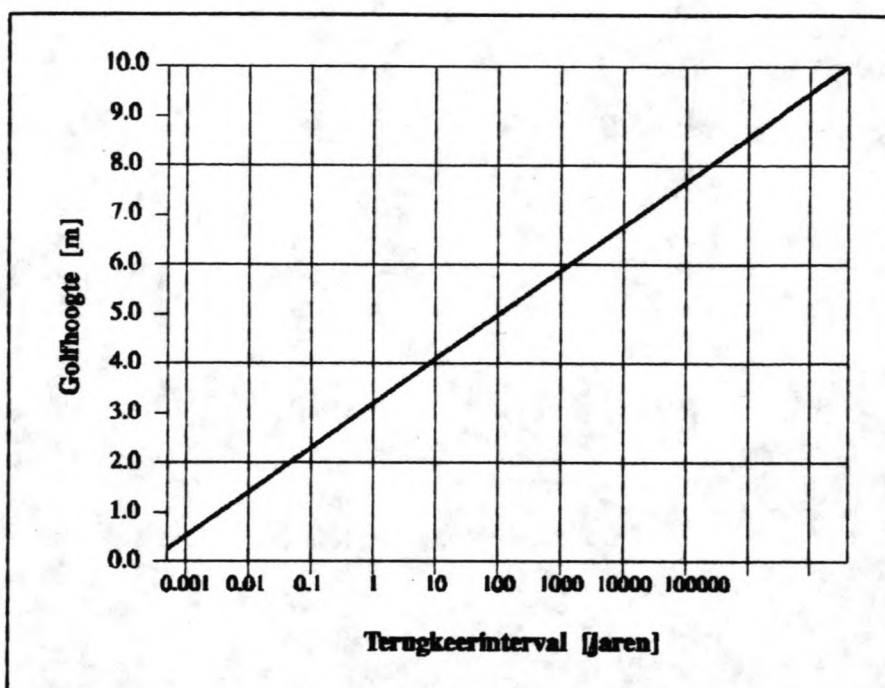
Dit is slechts een ruwe schatting voor de afwaaiing, omdat het reservoir geen constante diepte heeft. Tevens wordt aangenomen dat de wind voldoende lang aanhoudt om de opwaaiing volledig tot ontwikkeling te laten komen.

De hydrostatische drukken tegen de caissons door de getijdebeweging alsmede de waterdrukken op en onder de caissonvloer behoren tot de quasi-statische belastingen.

3) dynamische belasting:

Om de dynamische belasting te kunnen berekenen is het noodzakelijk te weten welke golfhoogten bij de dijk voorkomen. Uit waarnemingen, die door schepen voor de kust van Zuid-Korea zijn gedaan [15], zijn de gegevens van figuur 3.1.1 gehaald. Hierin is het terugkeerinterval van de verschillende golfhoogten op diep water te zien.

Het zou in dit stadium te ver voeren het golfspectrum op diep water te vertalen naar een golfspectrum ter plaatse van de dijk. Een schatting voor de golfhoogte vóór de caissons is voldoende.



figuur 3.1.1 terugkeerinterval golfhoogte

De NEDECO gebruikt voor het ontwerp van de dijk een golfhoogte van maximaal 4.8 m, die ongeveer eens in de honderd jaar voorkomt. De caissons worden na sluiting slechts korte tijd blootgesteld aan de golfbelasting. De maatgevende belastingssituatie doet zich immers na sluiting van de schuiven voor. Direct na sluiting wordt er begonnen met het storten van stortsteen langs de caissons om het dijklichaam op te bouwen. De weerstand tegen afschuiven van het caisson wordt dan aanzienlijk vergroot. Het is om deze reden dan ook voldoende een ontwerp golf te gebruiken, die vaker voorkomt dan eens in de 100 jaar. Voor de bepaling van de golfbelasting wordt een golfhoogte gebruikt van 3.0 m. Deze golfhoogte komt eens in de 7 maanden voor. De daarbij meest voorkomende golfperiode is 8 sec. De golflengte L_0 op diep water is dan :

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = \frac{9.81 \cdot 8.0^2}{2\pi} = 100m \quad (3.2)$$

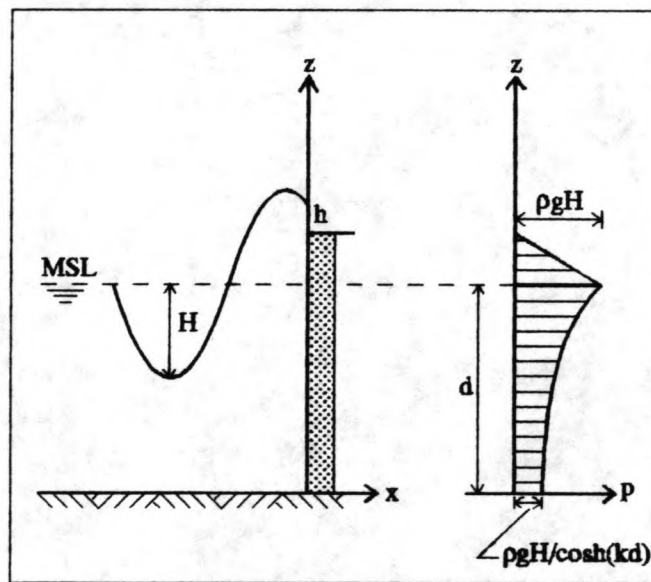
Omdat de caissons een verticale wand hebben, zal er vóór de wand aan zeezijde een staande golf ontstaan van 2 keer de golfhoogte. De reflectie is ongeveer 100%.

De golfbelasting wordt als toeslag op de hydrostatische drukverdeling meegenomen. De windgolf wordt als een sinusoidale golf beschouwd. De drukfluctuaties worden uitgedrukt als [3]:

$$p(z, t) = \rho g \frac{H}{2} (1 + \alpha) \frac{\cosh(kz)}{\cosh(kd)} \cos \omega t \quad (3.3)$$

geldend voor $0 < z < d$ (zie fig. 3.1.2), met:

- ρ = soortelijk gewicht van water = 1020 kg/m^3
- g = 9.81 m/s^2
- H = golfhoogte [m]
- α = reflectiecoëfficiënt [0-1]
- k = golfgetal = $2 \cdot \pi / L$
- d = waterdiepte vóór caissonwand [m]



figuur 3.1.2 golfbelasting

Voor de reflectiecoëfficiënt α kan 1 ingevuld worden. Deze formule geldt voor loodrechtinvallende golven op een oneindig lange en gesloten wand, die stijf is. Omdat de caissonwand niet gesloten is, zal de golfbelasting, berekend met formule 3.3 te hoog zijn. In werkelijkheid is de situatie gunstiger.

Voor overslaande golven neemt de druk vanaf MSL naar boven toe af tot nul aan de bovenzijde van het caisson. De maximale kracht in de tijd op de wand, F_1 , als gevolg van de druk onder MSL wordt gevonden na integreren over de hoogte.

$$F_1 = \frac{\rho g H}{k} \tanh(kd) \quad (3.4)$$

De resultante F1 [kN/m] ligt op de hoogte $z = X1$ [m]:

$$X1 = \frac{(kd) \sinh(kd) - \cosh(kd) + 1}{k \sinh(kd)} \quad (3.5)$$

De kracht F2 [kN/m] op de wand als gevolg van de druk boven MSL is:

$$F2 = \frac{1}{2} \rho g H (h-d) \quad (3.6)$$

Hiermee is de golfbelasting te berekenen op de verticale wand. Bij een golfdal wordt de kracht F1 in mindering gebracht op de hydrostatische kracht. De middenstandsverhoging is klein, omdat vooral de sluitgaten 2 & 3 diep zijn en wordt niet in rekening gebracht.

3.2 Stabiliteitscriteria

Er zijn drie criteria van belang bij de berekening van de stabiliteit van de caissons op de drempel:

- het caisson mag niet afschuiven
- het caisson mag niet kantelen
- de gronddrukken mogen de maximaal toelaatbare niet overtreffen

1) afschuiven:

De resultante van de horizontale krachten op het caisson mag niet groter worden dan de schuifweerstand tussen de caissonvloer en de drempel.

$$\gamma H \leq FV \quad (3.7)$$

Door ribben onder de vloer van de caissons aan te brengen kan de wrijvingscoëfficiënt f verhoogd worden. Als het caisson pas afgezonken is dan zijn de ribben nog niet weggezakt in de drempel en is de wrijvingscoëfficiënt nog klein, namelijk ongeveer 0.5.

Echter als het caisson iets verschuift door de toenemende kracht, dan wringen de ribben zich in de drempel en wordt de wrijvingscoëfficiënt groter, stel 0.8. Later wordt stortsteen gestort aan de bodem tegen de zijkanten van de caissons om onderloopsheid te verminderen. Deze steenaanstorming zorgt tevens voor een extra weerstand tegen afschuiven.

Het is hierdoor acceptabel een lage veiligheidsfactor (γ)

van 1.05 toe te passen als $f = 0.5$, waarbij de golfbelasting nog niet meegenomen wordt. Bij $f = 0.8$ moet een veiligheidsfactor van 1.5 gehaald worden, waarbij de golfbelasting wel van belang is. Hiermee kan het benodigd gewicht aan ballast bepaald worden. Dit ballast moet wel geplaatst kunnen worden in de bovenbak van de caissons.

2) kantelen:

Het is niet geoorloofd dat de caissons kantelen. Dit houdt in dat de resultante van de krachten in ieder geval de onderbouw moet doorsnijden. Als de resultante door de kern van de onderbouw gaat levert dit de gunstigste vorm voor de korrel-drukverdeling op, omdat dan de hele onderbouw meedraagt. Dit verhoogt de veiligheid, maar is in deze situatie niet nodig, omdat de caissons slechts een tijdelijke functie hebben.

Als de resultante de kern niet snijdt wordt de piekgrondspanning onder de vloer groter. Grond kan immers slechts kleine trekspanningen opnemen. Onder een gedeelte van de vloer zal dan de gronddruk nul zijn.

3) maximale gronddruk:

De toelaatbare korrelspanning onder de caissonvloer mag niet overschreden worden. Voor een drempel van stortstenen is deze maximale grondbelasting niet een eenvoudig gegeven. Er dient een uitgebreid onderzoek gedaan te worden naar de draagcapaciteit van de drempel.

Om een indicatie te kunnen geven van het maximale draagvermogen van de drempel wordt de methode van Brinch Hansen gebruikt [5]. Hij stelt de volgende formule voor, voor de bepaling van het draagvermogen van een strokenfundering op zand. In dit geval op stortsteen.

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma \quad (3.8)$$

waarin:

- c = cohesie, in dit geval $c = 0 \text{ kN/m}^2$
- q = de bovenbelasting naast de funderingsstrook = 0 kN/m^2
- γ = nat volumegewicht van het stortsteen, stel 20 kN/m^3
- b = breedte funderingsstrook (=caisson), 15-25 m
- N_c, N_q en N_γ zijn dimensieloze constanten. Voor de hoek van inwendige wrijving wordt 40° aangehouden.

Op de dimensieloze constanten worden reductiefactoren toegepast, omdat ook een horizontale belasting aanwezig is.

$$i_c = 1 - \frac{t}{c + p \tan \phi} \quad (3.9)$$

$$i_q = i_c^2 \quad (3.10)$$

$$i_v = i_c^3 \quad (3.11)$$

waarin:

- c = 0 kN/m²
- t = horizontale spanning [kN/m²]
- p = verticale spanning [kN/m²]
- ϕ = 40°

De wrijvingscoëfficiënt f wordt net na afzinken gehouden op 0.5, zodat t/p = maximaal 1/2, $i_c = 0.40$, $i_v = 0.066$. Voor een hoek van inwendige wrijving van 40° geldt een N_v van ongeveer 80. De maximale belasting p wordt hiermee 1050 kN/m². Met een veiligheidsfactor van 2.5 wordt dit 420 kN/m². Een indicatie voor de maximale gronddrukken op de drempel is dus 420 kN/m².

Voor de berekening van de stabiliteit van de caissons wordt gekeken naar de meest ongunstige belastingsituaties tijdens uitvoering. Dit komt overeen met de twee volgende uitersten:

- springtij met een getijdeverschil van 7.3 m, tijdens hoogwater en bij een golftop.
- springtij met een getijdeverschil van 7.3 m, tijdens laagwater en bij een golfdal.

3.3 Controle stabiliteit van de caissons

Sluitgat 1: caissons 12.5 m hoog en 16 m breed.

A) springtij, hoogwater, golftop (zie fig. 3.3.1):

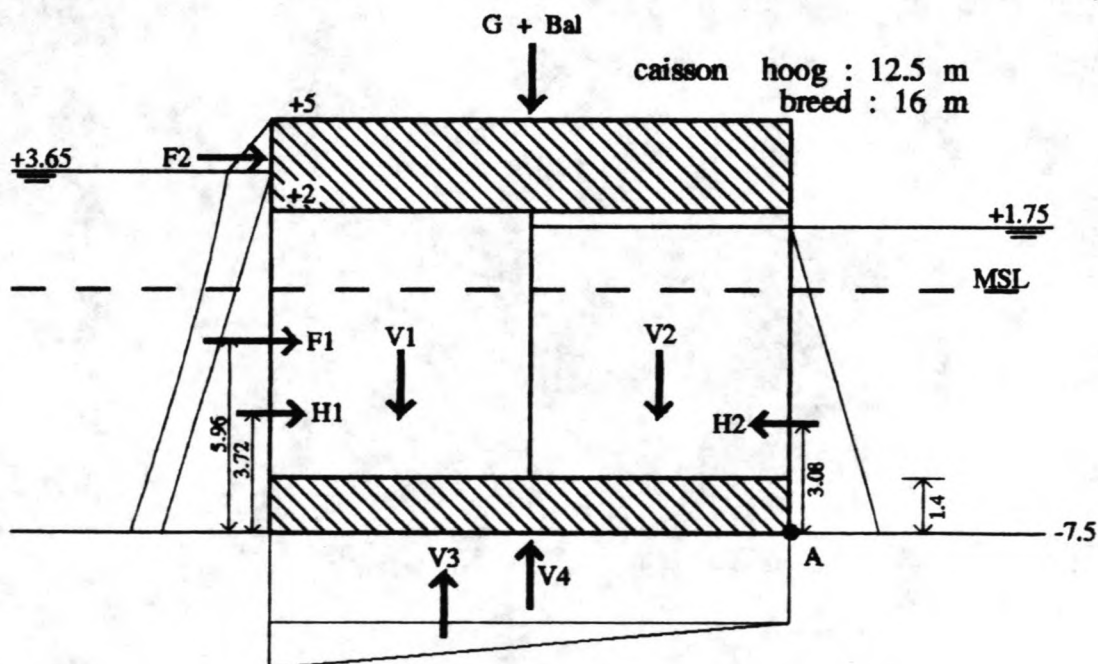
$d = 11.15 \text{ m} \rightarrow d/L_0 = 0.112 \rightarrow K_g = 0.925 \rightarrow H = 0.925 \cdot 3.0 = 2.77 \text{ m}$. K_g is een vergrotingsfactor op de golfhoogte op diep water als gevolg van de vermindering van de waterdiepte [10]. De golflengte vóór de wand is 74 m en het golfgetal $k = 0.085$.

$G = \text{eigen gewicht} = 12.5 \cdot 16 \cdot 4 = 800 \text{ kN/m}$
 $H1 = \text{hydrostatische drukkracht zeezijde} = \frac{1}{2} \cdot 1.02 \cdot g \cdot d^2 = 622 \text{ kN/m}$
 $H2 = \text{hydrostatische drukkracht reservoir} = 428 \text{ kN/m}$
 $V1 = \text{gewicht water op vloer aan zeezijde} = 648 \text{ kN/m}$
 $V2 = \text{gewicht water op vloer reservoirzijde} = 628 \text{ kN/m}$
 $V3 = \text{kracht waterdruk onder vloer} = 302 \text{ kN/m}$
 $V4 = \text{kracht waterdruk onder vloer} = 1481 \text{ kN/m}$
 $F1 = \text{golfbelasting onder MSL} = 241 \text{ kN/m}$
 $F2 = \text{golfbelasting boven MSL} = 19 \text{ kN/m}$

1) afschuiving: $1.5 \cdot (622 - 428 + 241 + 19) < 0.8 \cdot (293 + \text{Bal})$; Hieruit volgt dat $\text{Bal} > 558 \text{ kN/m}$; stel $\text{Bal} = 560 \text{ kN/m} = 28 \text{ m}^3/\text{m}$.

2) kantelen om A: $(800 + 560) \cdot 8 + 428 \cdot 3.08 + 628 \cdot 4 + 648 \cdot 12 - 19 \cdot 11.6 - 241 \cdot 5.96 - 622 \cdot 3.72 - 302 \cdot 10.67 - 1481 \cdot 8 = 3446 \text{ kNm}$
 Het caisson kantelt niet; resultante gaat op $3446/853 = 4.04 \text{ m}$ van punt A door de onderbouw. Dit is buiten de kern.

3) maximale gronddruk bij spreiding over het hele oppervlak:
 De piekgrondspanning bij A is 141 kN/m^2 en loopt naar 0 kN/m^2 op 12.1 m vanaf A.



figuur 3.3.1

$\rho = 1000$
 $\gamma = 10$

B) springtij, laagwater, golfdal (zie figuur 3.3.2):

$d = 3.85 \text{ m} \rightarrow d/L_0 = 0.0385 \rightarrow K_s = 1.072 \rightarrow H = 3.22 \text{ m}$ en $L = 47 \text{ m}$; $k = 0.133$.

$G = 800 \text{ kN/m}$ en $\text{Ballast} = 560 \text{ kN/m}$

$H1 = 74 \text{ kN/m}$

$H2 = 428 \text{ kN/m}$

$V1 = 196 \text{ kN/m}$

$V2 = 628 \text{ kN/m}$

$V3 = 660 \text{ kN/m}$

$V4 = 162 \text{ kN/m}$

$F1 = 114 \text{ kN/m}$

1) afschuiving: bij $f = 0.8$ is de veiligheidsfactor:

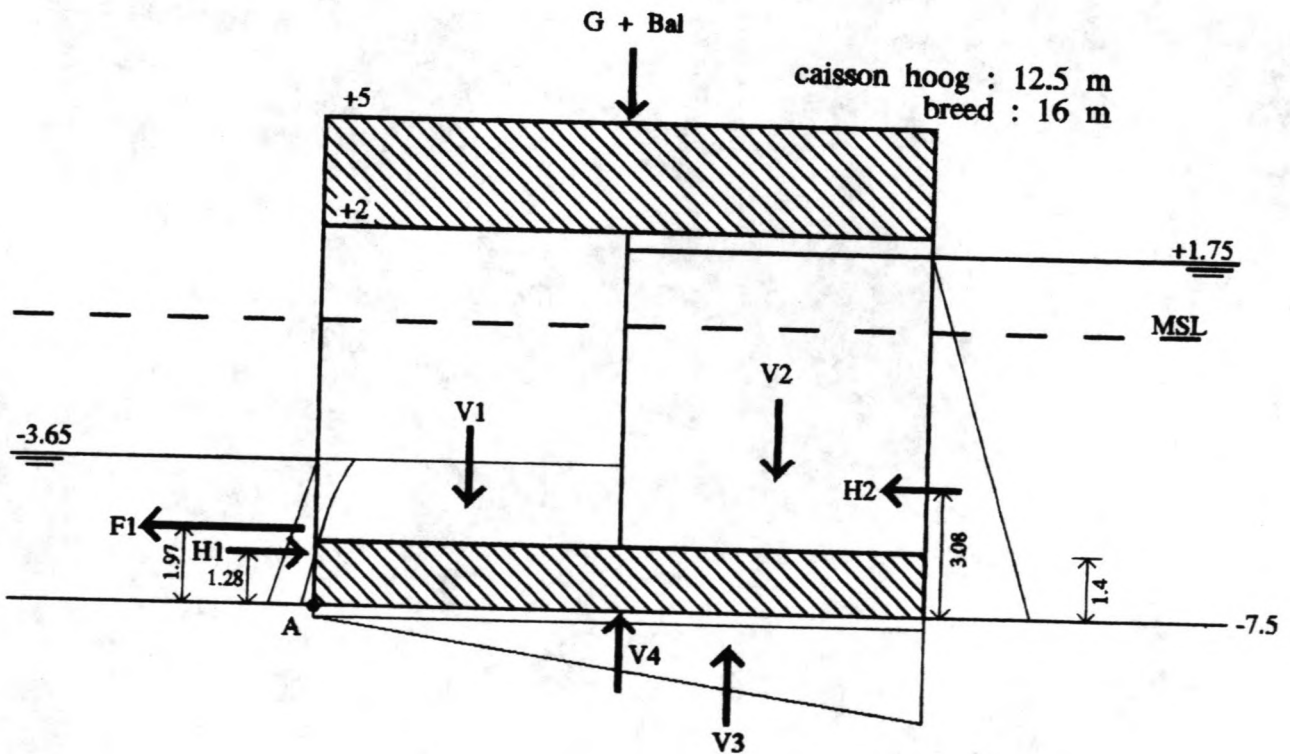
$$0.8(800+560+196+628-660-162)/(428-74+114) = 2.3$$

2) kantelen om A: $(800+560)*8 + 74*1.28 + 196*4 + 628*12 - 114*1.97 - 428*3.08 - 162*8 - 660*10.67 = 9416 \text{ kNm}$

Resultante gaat op $9416/(800+560+628+196-162-660) = 9416/1362 = 6.91 \text{ m}$ van punt A door de kern van de onderbouw. Dus het caisson kantelt niet.

3) maximale gronddruk bij spreiding over heel oppervlak:

$$\frac{1362}{16} \pm \frac{8*1362-9416}{1/6*16^2} = 85.1 \pm 34.7 \text{ kN/m}^2$$



figuur 3.3.2

Sluitgaten 2 en 3: caissons 20 m hoog en 22 m breed.

A) springtij, laagwater, golfdal (zie fig. 3.3.3):

$d = 11.35 \text{ m} \rightarrow d/L_0 = 0.114 \rightarrow K_g = 0.924 \rightarrow H = 2.77 \text{ m}$ en $L = 74$;
 $k = 0.085$

$G = 20 \cdot 22 \cdot 4 = 1760 \text{ kN/m}$

$H1 = 645 \text{ kN/m}$

$H2 = 1404 \text{ kN/m}$

$V1 = 1007 \text{ kN/m}$

$V2 = 1601 \text{ kN/m}$

$V3 = 797 \text{ kN/m}$

$V4 = 2093 \text{ kN/m}$

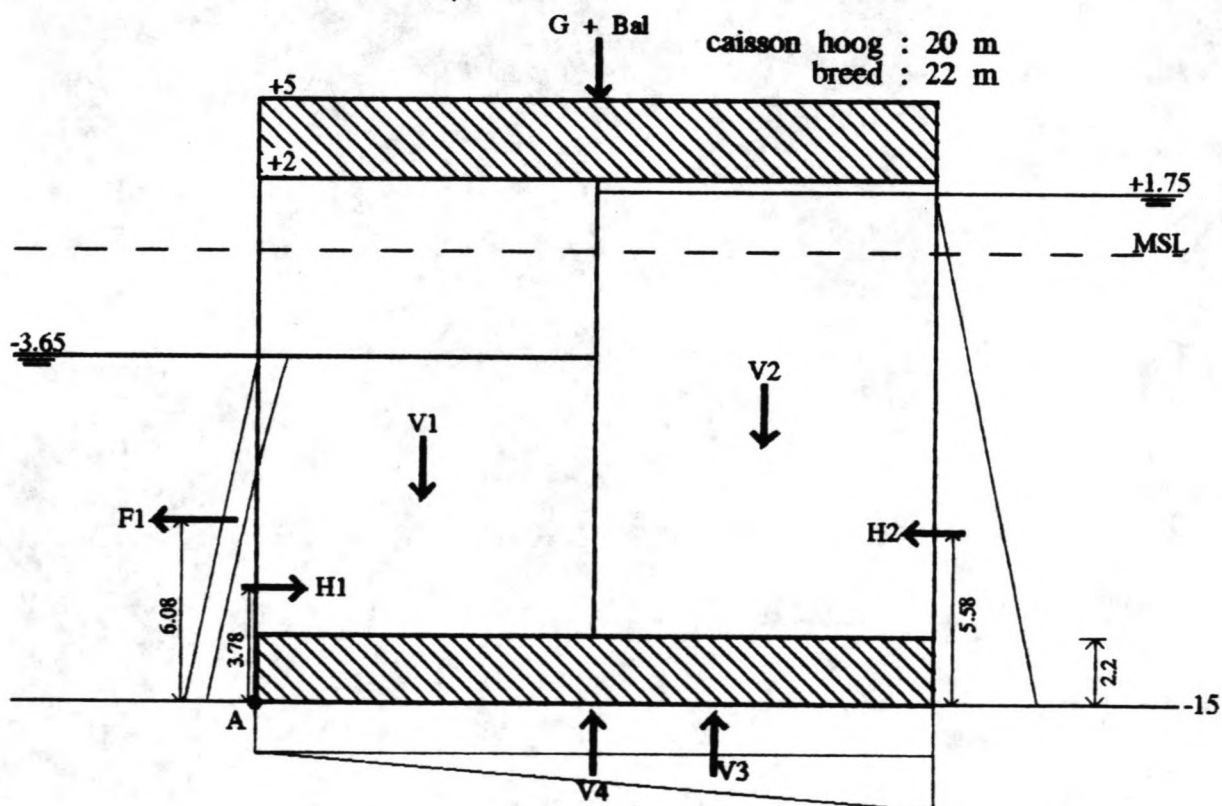
$F1 = 243 \text{ kN/m}$

1) afschuiving: $1.5 \cdot (243 - 645 + 1404) < 0.8 \cdot (1760 + 1007 + 1601 - 797 - 2093 + \text{Bal})$. Hieruit volgt dat $\text{Bal} > 400$; stel $\text{Bal} = 400 \text{ kN/m}$.

2) kantelen om A: $(1760 + 400) \cdot 11 + 1007 \cdot 5.5 + 1601 \cdot 16.5 + 645 \cdot 3.78 - 243 \cdot 6.08 - 2093 \cdot 11 - 797 \cdot 14.67 - 1404 \cdot 5.58 = 14129 \text{ kNm}$. Er treedt geen kanteling op; resultante gaat op $14129 / (1760 + 400 + 1007 + 1601 - 797 - 2093) = 7.5 \text{ m}$ vanaf A door de onderbouw. De resultante blijft in kern.

3) maximale gronddruk:

$$\text{gronddruk} = \frac{1878}{22} \pm \frac{11 \cdot 1878 - 14129}{1/6 \cdot 22^2} = 85.4 \pm 80.9 \text{ kN/m}^2$$



figuur 3.3.3

B) springtij, hoogwater, golftop (zie fig. 3.3.4):

$d = 18.65 \text{ m} \rightarrow d/L_0 = 0.187 \rightarrow K_s = 0.916 \rightarrow H = 2.75 \text{ m}$ en $L = 87 \text{ m}$; $k = 0.072$.

$G = 22 \cdot 20 \cdot 4 = 1760 \text{ kN/m}$ en Ballast = $400 \text{ kN/m} = 20 \text{ m}^3/\text{m}$

$H1 = 1740 \text{ kN/m}$

$H2 = 1404 \text{ kN/m}$

$V1 = 1629 \text{ kN/m}$

$V2 = 1601 \text{ kN/m}$

$V3 = 356 \text{ kN/m}$

$V4 = 3687 \text{ kN/m}$

$F1 = 334 \text{ kN/m}$

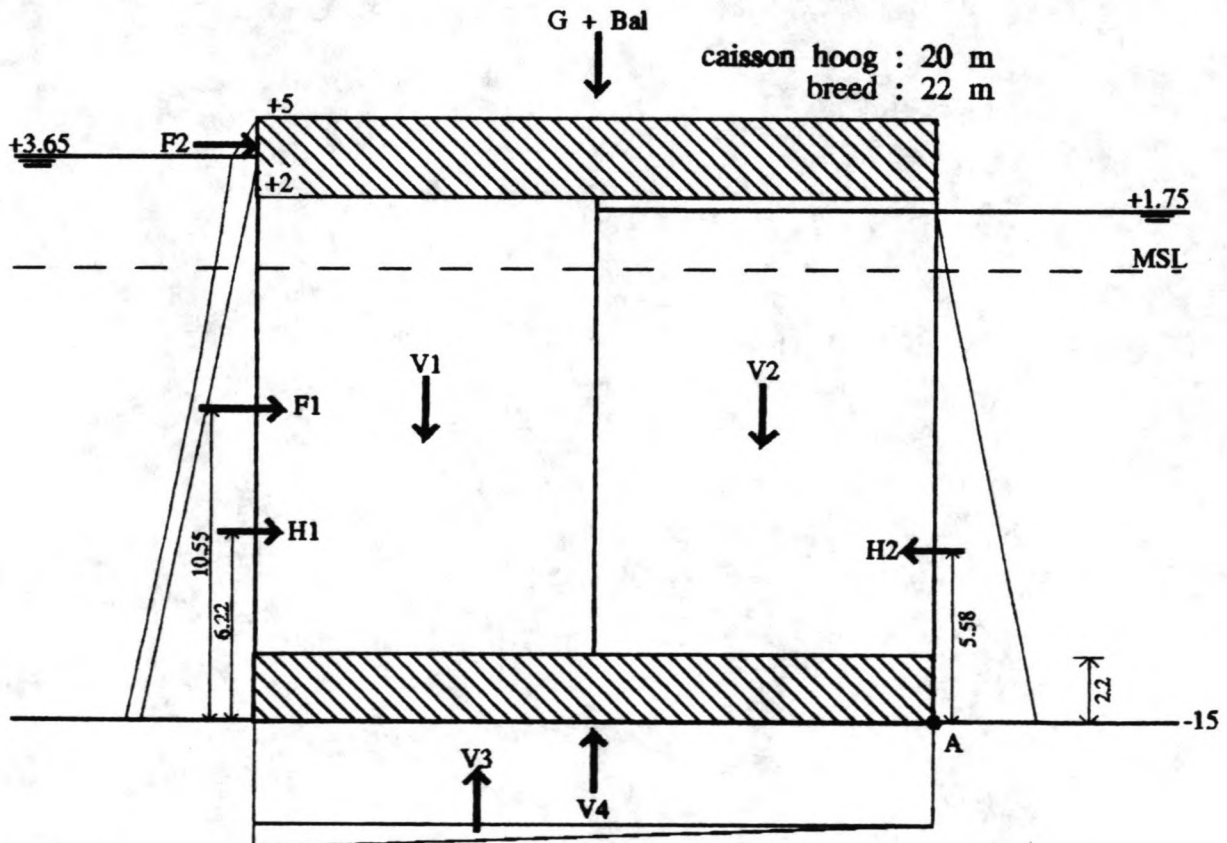
$F2 = 19 \text{ kN/m}$

1) afschuiving: veiligheidsfactor bij $f = 0.8$ is:

$0.8(1760+400+1629+1601-356-3687)/(334+19+1740-1404) = 1.6$.

2) kantelen om A: $(1760 + 400) \cdot 11 + 1404 \cdot 5.58 + 1629 \cdot 16.5 + 1601 \cdot 5.5 - 356 \cdot 14.67 - 3687 \cdot 11 - 19 \cdot 19.1 - 334 \cdot 10.55 - 1740 \cdot 6.22 = 6790 \text{ kNm}$, dus het caisson kantelt niet; de resultante gaat op $6790/1347 = 5.04 \text{ m}$ vanaf A door de onderbouw, maar niet door de kern.

3) maximale gronddruk bij volledige spreiding: De piekgrondspanning is 178 kN/m^2 bij A en loopt naar nul op 15.1 m vanaf A.



figuur 3.3.4

HOOFDSTUK 4 : STABILITEIT VAN DE DREMPEL EN ONDERGROND

In hoofdstuk 3 is de stabiliteit van de caissons op de drempel gecontroleerd. De caissons mogen niet schuiven of kantelen. Ook belangrijk is dat de drempel zelf stabiel blijft onder de bovenbelasting.

In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van de drempels gecontroleerd met het computerprogramma STABIL. Het is gebaseerd op de glijvlakmethode volgens Bishop. Hierin wordt gesteld dat de drempel bezwijkt langs een cirkelvormig glijvlak. De verhouding tussen de weerstandbiedende krachten en de aandrijvende krachten op deze grondmassa wordt de stabiliteitsfactor F genoemd.

$$F = \frac{\text{weerstandbiedende krachten}}{\text{aandrijvende krachten}} \quad (4.1)$$

De weerstandbiedende kracht is de schuifweerstand langs de glijcirkel. De aandrijvende krachten zijn het eigen gewicht van de grond en de bovenbelasting, namelijk het caisson en de krachten hierop.

De horizontale en verticale krachten op het caisson alsmede het eigen gewicht resulteren in verticale gronddrukken onder de caissonvloer. Deze verticale gronddrukken, die in hoofdstuk 3 berekend zijn, worden als bovenbelasting ingevoerd in het programma STABIL. Er wordt aangenomen dat de belasting op de drempel niet over het hele drempeloppervlak wordt verspreid, maar slechts over 50% van het oppervlak. De berekende gronddrukken in hoofdstuk 3 worden daarom verdubbeld. Deze aanname is realistisch omdat het caisson nooit geheel ondersteund wordt door de drempel.

De bovenbelasting wordt ingevoerd als een dunne grondlaag met variabele dikte. De waarde van het soortelijk gewicht van deze dunne 'grondlaag' is afhankelijk van de gronddrukken. Voor de hoek van inwendige wrijving wordt 0° aangehouden en $c = 1000 \text{ kN/m}^2$. De meest ongunstige belastingsituatie wordt in elk sluitgat berekend.

Voor het drempelmateriaal wordt aangenomen dat deze een hoek van inwendige wrijving heeft van 40° , een cohesie van 0 kN/m^2 en een nat soortelijk gewicht van 20 kN/m^3 . De resultaten van de computerberekeningen zijn te vinden in bijlage 2. Kort samengevat:

Sluitgat 1:

De maximale gronddrukken zijn hier : $2 \cdot 85.1 \pm 2 \cdot 34.7 \text{ kN/m}^2 = 170.2 \pm 69.4 \text{ kN/m}^2$.

Grondgegevens eerste zandlaag onder de drempel (bijlage 1):

- hoek van inwendige wrijving = 25° (hierbij is de minimale waarde van de twee grondboringen gebruikt)
- cohesie = 35 kN/m^2
- soortelijk gewicht (nat) = 18.6 kN/m^3

Grondgegevens tweede laag onder de drempel:

- $\phi = 5^\circ$
- cohesie = 45 kN/m^2
- soortelijk gewicht (nat) = 19.5 kN/m^3

Langs de gehele drempel : $F \approx 1.8$

Sluitgat 2:

- Maximale gronddrukken : $170.8 \pm 161.8 \text{ kN/m}^2$
- hoek van inwendige wrijving eerste grondlaag = 37°
- cohesie eerste grondlaag = 20 kN/m^2
- soortelijk gewicht (nat) eerste grondlaag = 18.8 kN/m^3

In het midden van de drempel : $F \approx 2.6$

Aan de zijkanten van de drempel : $F \approx 2.7$

Sluitgat 3:

- Maximale gronddrukken : $170.8 \pm 161.8 \text{ kN/m}^2$
- hoek van inwendige wrijving eerste grondlaag = 39°
- cohesie eerste grondlaag = 15 kN/m^2
- soortelijk gewicht (nat) eerste grondlaag = 18.4 kN/m^3

Langs de gehele drempel : $F \approx 2.7$

De conclusie van deze berekening is dat in de drie sluitgaten de veiligheid tegen instabiliteit langs een cirkelvormig glijvlak voldoende groot is. In sluitgat 1 is F het kleinst. Dit is het gevolg van de zeer slappe tweede grondlaag onder de drempel. Het blijkt uit berekening dat bij een aardbevingsversnelling van $0.07 g$ de stabiliteitsfactor groter blijft dan 1.3 .

Een andere vorm van instabiliteit van de ondergrond is zettingsvloeiing. Zettingsvloeiing kan voorkomen in situaties waarbij de ondergrond uit losgepakt zand bestaat. Bij plotse belastingen met bijvoorbeeld een caisson wil de grond in volume verkleinen. Hierbij wordt de waterspanning in de grond

groter waardoor de schuifweerstand tussen de korrels verkleind wordt. Het is dan mogelijk dat de grond zich als drijfzand gaat gedragen en over een groot gebied afschuift.

Als de porositeit van de ondergrond meer dan 45% bedraagt, is de kans groot dat er zettingsvloeiing optreedt. Uit berekening van de porositeit 'n' uit de grondgegevens blijkt dat in de drie sluitgaten deze porositeit ongeveer 45% is. In sluitgat 1 is door proeven een hoek van inwendige wrijving van 25° aangetoond. In de andere twee sluitgaten is de hoek van inwendige wrijving 37° tot 39°. Doordat de verschillen groot zijn is een uitgebreid onderzoek gewenst.

In sluitgat 1 heeft de grond een losse pakking. Doordat tevens de hoek van inwendige wrijving laag is, is er een kans dat er een zettingsvloeiing optreedt. In de andere twee sluitgaten is de hoek van inwendige wrijving een stuk groter, waardoor zettingsvloeiing minder waarschijnlijk is.

Het Deltagebied in Nederland is een gebied waar regelmatig zettingsvloeiingen voorkomen. Hier zijn een groot aantal opgetreden zettingsvloeiingen nader geïnventariseerd en geanalyseerd. Het bleek dat zettingsvloeiing optreedt indien (zie figuur 4.1):

- 1) het bodemmateriaal zettingsvloeiingsgevoelig, losgepakt is.
- 2) de dikte van de zettingsgevoelige laag 5 meter of meer bedraagt. Dit is in sluitgat 1 het geval.
- 3) de ontgrondingskuil over meer dan 5 m hoogte een taludhoek van meer dan 15° heeft. Hierbij bleek doorgaans dat de ontgrondingskuilen dieper dan 9 m waren.

Natuurlijk is de situatie in Zuid-Korea niet hetzelfde als in het Deltagebied. De zandsoort is immers al anders. Toch is het nuttig de resultaten van dit onderzoek te bestuderen.

Om 'eis' 3 te controleren wordt eerst de aanzethelling van de ontgrondingskuil berekend. Volgens het verslag M 1001-12 "aanzethellingen" van het Waterloopkundig Laboratorium in Delft [16] wordt voor een eerste schatting van de aanzethelling gegeven:

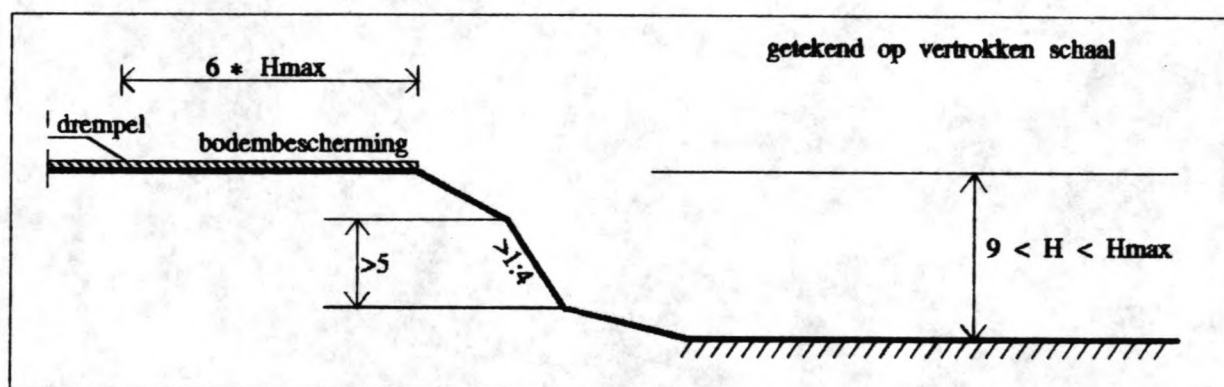
$$\frac{1}{\tan\beta} = 5.5 * \frac{W}{D_{50}} * \left(\frac{v}{\Delta^2 g^2} \right)^{\frac{1}{3}} * \left(2.5 + \frac{0.75}{\alpha - 1.32} \right) \quad (4.2)$$

- waarin :
- W = valsnelheid van een zandkorrel [m/s]
 - β = hellingshoek aanzethelling [°]
 - v = kinematische viscositeit van water [m²/s]
 - α = dimensieloze ontgrondingsparameter

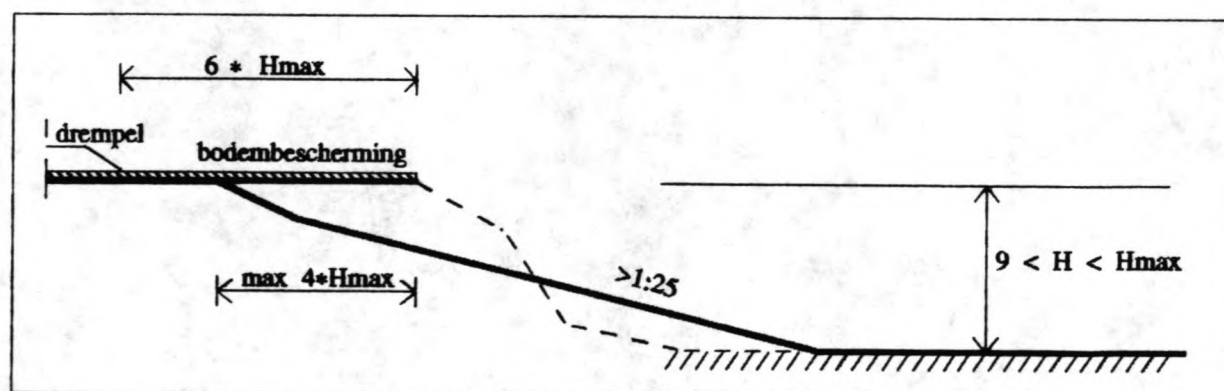
In sluitgat 1 is $D_{50} \approx 80 \mu\text{m}$, met een valsnelheid van 4.5 mm/s. De ontgrondingsparameter is in deze situatie ongeveer 2, zodat de aanzethelling 28° is. Er dient dus rekening gehouden te worden met zettingsvloeiing in sluitgat 1.

Uit het onderzoek is ook gebleken dat na zettingsvloeiing de lengte van de aantasting vanaf het einde van de bodembescherming maximaal 4 keer de ontgrondingsdiepte is (zie figuur 4.2). De ontgrondingskuil reikt maximaal tot de rotslaag (= H_{max}). Omdat de bodembescherming over een lengte van 6 keer de maximale ontgrondingsdiepte op de ondergrond ligt, komt na een eventuele zettingsvloeiing de stabiliteit van het caisson niet in gevaar. De ontgrondingskuil bevindt zich minimaal 2 keer de maximale ontgrondingsdiepte van de teen van de drempel. Dit is 50 m, wat voldoende veilig is voor de stabiliteit van de constructie.

Aan te raden is de drempel in sluitgat 1 voldoende lang vóór het plaatsen van caissons te storten, zodat wateroverspanningen in de ondergrond reeds afgenomen zijn. Tevens dient er uitgebreid onderzoek gedaan te worden naar de kans op zettingsvloeiingen in het gebied.



figuur 4.1 langsprofiel waarbij een zettingsvloeiing waarschijnlijk is



figuur 4.2 langsprofiel na optreden van een zettingsvloeiing

HOOFDSTUK 5 : GLOBAAL ONTWERP VAN DE CAISSONS

5.1 Ontwerpaspecten caissons

Het globaal ontwerp van de caissons bestaat ten eerste uit het bestuderen van de verschillende stadia van de caissonsluiting. Hieruit komen ontwerppeisen voort.

De hoogte van de caissons is reeds voortgekomen uit het ontwerp van de drempelhoogte. De caissons zijn in sluitgat 1 12.5 m hoog en in de sluitgaten 2 en 3 20 m hoog. De minimaal benodigde caissonsbreedte is tot nu toe bepaald aan de hand van de stabiliteit van de caissons op de drempel (Hst 3). Deze caissonbreedte is in sluitgat 1 minimaal 16 m en in de sluitgaten 2 en 3 minimaal 22 m.

Uit kostenooptpunt is het voordelig het aantal caissonplaatsingen laag te houden. Dit zorgt immers voor een snellere vordering van de bouw. Dit betekent dat de lengte van de caissons in eerste instantie zo groot mogelijk moet zijn. Minder plaatsingen houdt ook in een kleiner slechtweerrisico. Beperkingen ten aanzien van deze caissonlengte kunnen door het bestuderen van de verschillende fases van de caissons boven water komen.

a) bouw van de caissons

De caissons kunnen in een bouwput of bouwdok geconstrueerd worden. De locatiekeuze van deze bouwplaats komt in het derde deelrapport aan bod. Wel kan beredeneerd worden dat de bouwplaats zo centraal mogelijk t.o.v. de vaarroutes moet liggen, zodat de vaarafstanden tot de drie sluitgaten gering zijn.

De grootte van deze bouwput moet ongeveer 3 maal het oppervlak van alle te bouwen caissons zijn, als de caissons tegelijk in één bouwput gebouwd worden. De bouwput moet ongeveer een oppervlakte hebben van 30 ha. Tevens moet de bouwput aan diep water liggen. Eventueel kan de bouwput verdeeld worden in compartimenten, zodat gefaseerd bouwen mogelijk is.

Bij gebruik van een bouwput moet het mogelijk zijn deze droog te houden door bemaling. De grond in dit gebied bestaat uit fijn slibhoudend zand. Deze grondsoort is over het algemeen slecht tot zeer slecht waterdoorlatend. Het is daardoor realiseerbaar de bouwput door middel van bemaling droog te houden.

De maximale belasting op een caisson tijdens het verblijf in de bouwput is het eigen gewicht plus enkele belastingen als gevolg van materiaal en materieel. Dit is voor het caisson een niet maatgevende belastingsituatie.

Het caisson wordt transportklaar gemaakt door houten of stalen drijfschotten te bevestigen tegen de wanden van het caisson. De schotten kunnen telkens weer opnieuw gebruikt worden bij een volgende plaatsing. Tevens zijn er bolders op het caisson aangebracht.

b) transport van de caissons

Vóór transport wordt het bouwdok of de bouwput onder water gezet. Eén voor één worden de caissons leeggepompt en door sleepboten uit de bouwput gesleept. De afmetingen en de massa van de caissons zijn van invloed op de totale benodigde sleepkracht.

Er wordt in deze fase aangenomen dat de caissons een droog gewicht hebben van zo'n 4 kN/m^3 en dat het zwaartepunt vanaf de bodem gemeten op $0.43 \times$ de caissonhoogte ligt. Dit was in het Brouwershavensche Gat ook het geval. Later wordt aan de hand van de gekozen caissons deze waarde gecontroleerd. De diepgang 'T' van de caissons wordt berekend met de volgende formule:

$$\text{Diepgang} = \frac{\text{breedte} \cdot \text{hoogte} \cdot 4000}{\rho_{\text{water}} \cdot g \cdot \text{breedte}} \quad (5.1)$$

Voor de caissons in sluitgat 1 zou dit een diepgang van 5.0 m betekenen. De caissons in sluitgat 2 en 3 hebben als eerste schatting een diepgang van ongeveer 8.0 m.

Een caisson met een snelheid v [m/s] ten opzichte van de stroomsnelheid ondervindt een weerstand F_D tegengesteld gericht aan de verplaatsingsvector en een dwarskracht F_L loodrecht op de verplaatsingsvector. De weerstand blijkt evenredig te zijn aan $\rho v^2 A$:

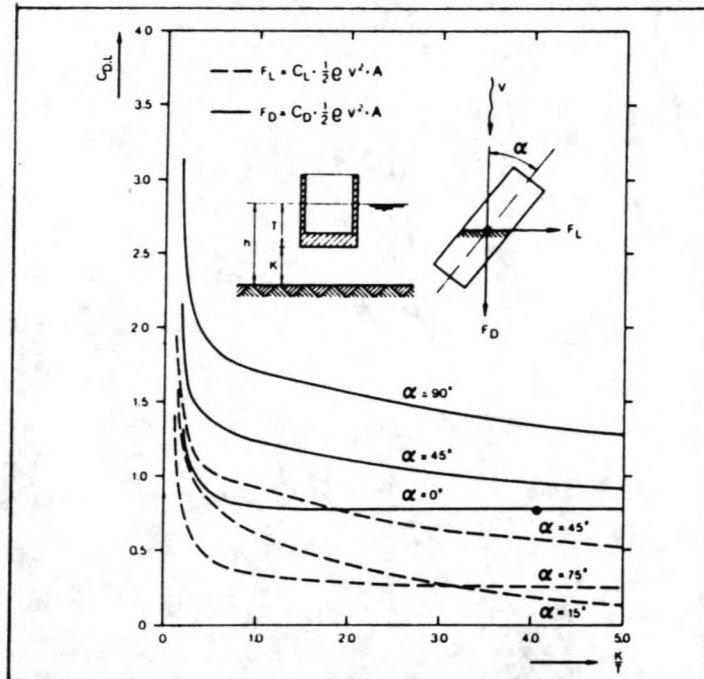
$$F_D = \frac{1}{2} \rho v^2 C_D A \quad (5.2)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho v^2 C_L A \quad (5.3)$$

waarin:

- v = snelheid caisson t.o.v. de stroomsnelheid [m/s]
- A = waterdoorsnijdend oppervlak caisson [m^2]
- C_D, C_L = coëfficiënten uit figuur 5.1.1
- ρ = soortelijke massa van water = 1020 kg/m^3

De coëfficiënten C_D en C_L zijn afhankelijk van de vorm van de caissons. Voor het uiteindelijk ontwerp van de caissons zouden deze coëfficiënten d.m.v. modelproeven moeten worden bepaald. De waarden in figuur 5.1.1 zijn bepaald aan de hand van modelproeven met een caisson van $42.5 \times 15 \times 4.8 \text{ m}^3$. De proeven zijn gedaan in het waterloopkundig laboratorium in Delft.



figuur 5.1.1 weerstandscoefficienten

Bij een keelclearance 'K' van minimaal 0.25 x diepgang is voor de caissons in sluitgat 1 (=caisson1) de weerstand F_D tijdens transport:

$$F_D = \frac{1}{2} * 1020 * 2.5^2 * 2 * (5 * 16) = 510 \text{ kN}$$

De maximale snelheid ten opzichte van de stroomsnelheid wordt op 2.5 m/s gesteld en de hoek alfa op 45° , waarbij C_D ongeveer 2 is. Voor de caissons in de sluitgaten 2 en 3 (=caisson2) geldt:

$$F_D = \frac{1}{2} * 1020 * 2.5^2 * 2 * (8 * 22) = 1122 \text{ kN}$$

Een sleepboot kan per pk ± 100 N aan kracht leveren. Dit betekent dat voor het slepen van caisson2 maximaal 11.000 pk nodig is. Afhankelijk van de soort sleepboten, die aanwezig zijn, zijn er ongeveer 4 sleepboten met ± 3000 pk nodig om in deze situatie het caisson te slepen. Er kunnen enkele sleepboten meer nodig zijn om het caisson op koers te houden.

Op vele plaatsen is het water echter dieper, wat tot gevolg heeft dat de benodigde sleepkracht flink afneemt. Ook zal bij een kleinere hoek tussen de stroming en de verplaatsingsvector de sleepkracht afnemen.

Een ander belangrijk aspect is de koersstabiliteit tijdens transport. Bij een lengte-breedte verhouding van kleiner dan 3 hebben de sleepboten er moeite mee het caisson op koers te houden. Als eis wordt gesteld dat de lengte van een caisson minimaal 4 keer zijn breedte moet zijn dus:

$$\frac{L}{B} \geq 4 \quad (5.4)$$

Ook de stabiliteit van het caisson zelf tijdens transport is een belangrijk aspect. In figuur 5.1.2 is een caisson in drijvende toestand te zien.

De metacenterhoogte, afstand GM, bepaalt de stabiliteit van het caisson. M moet boven G (=zwaartepunt) liggen en deze afstand moet groter dan nul zijn. Met enige veiligheid moet GM groter dan 0.5 m zijn. Er wordt immers getracht de caissons te transporteren bij rustig weer.

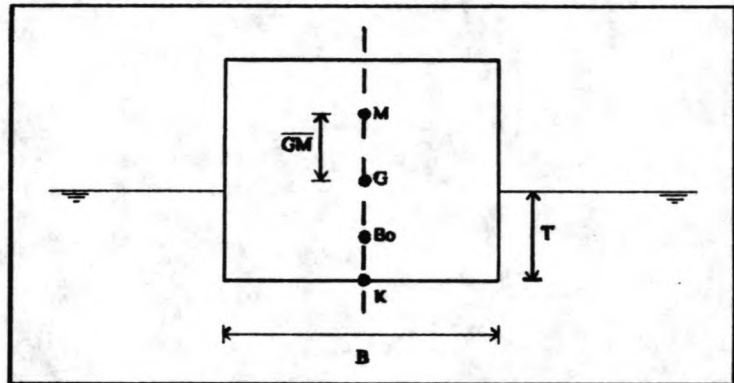
Als het caisson uit zijn evenwichtsligging getrokken wordt, bijvoorbeeld door een sleepboot of door wind, ontstaat er een tegendraaiend koppel. De grootte van dit koppel bij een hellingshoek α is $MG \cdot \sin \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot W$, waarin $\rho \cdot g \cdot W$ de totaal opdrijvende kracht is. Deze berekening geldt alleen als ten eerste het zwaartepunt van het caisson op zijn plaats blijft. Dit klopt als er nog geen water in het caisson aanwezig is, zoals tijdens transport het geval is.

Ten tweede moet de drukverdeling rond het caisson hydrostatisch zijn. Als de waterdiepte te gering wordt, is de drukverdeling niet meer hydrostatisch. Tijdens transport is de keelclearance minimaal 3 m, zodat aangenomen kan worden dat de drukverdeling hydrostatisch is.

Ten derde gelden deze formules alleen voor hellingshoeken tot $\approx 9^\circ$. Dit betekent bij een caisson met een hoogte van 20 m een uitwijking van 3 m. Voor het transport van caissons bij rustig weer kunnen deze formules goed gebruikt worden.

Afstand KB_0 is gelijk aan de helft van de diepgang. GM is te bepalen door de afstand B_0M te berekenen [12] :

$$\overline{B_0M} = \frac{I_T}{W} = \frac{\frac{1}{12} B^3}{\text{Diepgang} \cdot B} \quad (5.5)$$



figuur 5.1.2 stabiliteit van een drijvend caisson

waarin:

- B = breedte van het caisson [m]
- I_T = traagheidsmoment van waterdoorsnijdend oppervlak [m^4/m]
- W = waterverplaatsing per m caissonlengte [m^3/m]

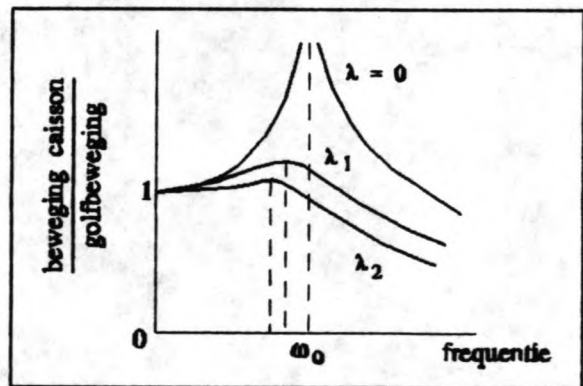
Tenslotte geldt voor de metacenterhoogte:

$$\overline{GM} = \overline{KB}_0 + \overline{B}_0M - \overline{KG} \quad (5.6)$$

Voor caisson1 blijkt deze metacenterhoogte tijdens transport 1.39 m te zijn en voor caisson2 0.44 m. Voor caisson1 is deze waarde ruim voldoende. De stabiliteit van caisson2 zou door een grotere breedte vergroot kunnen worden. Een andere mogelijkheid is verlaging van het zwaartepunt door vóór transport zand in de bodembak te bergen. Door toename van het gewicht neemt tevens de diepgang toe. Door het caisson licht uit te voeren kan deze toename van de diepgang beperkt blijven.

Op zee komen tijdens uitvoering golven voor met een golfperiode tot ongeveer 8 seconden. Als gevolg van deze golfbeweging gaat het caisson bewegen. Een caisson heeft 3 relevante graden van vrijheid, namelijk dompen (= verticale oscillerende beweging), stampen (= oscillerende rotatie om een dwarsas) en slingeren (= oscillerende rotatie om verticale as). Deze bewegingen hebben ieder een eigenfrequentie, ω_0 met eigenperiode T. Er kunnen problemen ontstaan als de golfperiode gelijk wordt aan een eigenperiode van het caisson. Het caisson kan dan in eigentrilling raken als er geen demping zou zijn. In figuur 5.1.3 is deze opslingering te zien in de lijn met $\lambda=0$. Er is in dit geval geen demping (λ is een maat voor de demping).

In werkelijkheid wordt de trilling gedempt door het water. Vooral bij een kleine keelclearance is de demping groot ($\lambda > 0$). De gesloten bodem van het caisson zorgt tevens voor een grote demping. De beweging van het caisson ten opzichte van de golfbeweging wordt dan weergegeven door bijvoorbeeld de lijn λ_1 of λ_2 ($\lambda_2 > \lambda_1$). In deze twee gevallen is de amplitude van de beweging van het caisson kleiner. De opslingering is niet zo hevig meer. De maximale beweging van het caisson ten opzichte van de golfbeweging vindt dan plaats bij een lagere golfrequentie, ω_f , oftewel bij een hogere golfperiode. Hieronder worden de drie eigenperioden berekend.



figuur 5.1.3
responsfunctie

De eigenperiode van het caisson voor dompen is [14]:

$$T_{dompen} = 2\pi \sqrt{\frac{m_v}{B \cdot \rho_w \cdot g}} \quad (5.7)$$

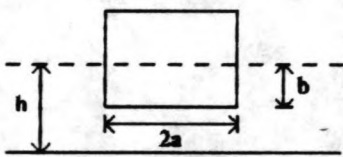
waarin:

- m_v = virtuele massa per m lengte = massa caisson + hydrodynamische massa [kg/m]
- B = breedte caisson [m]
- ρ = soortelijke massa water = 1020 kg/m³
- g = 9.81 m/s²

De hydrodynamische massa m_w is volgens Flagg en Newman [13] :

$$m_w = 2k_1 \rho a b \quad [kg/m] \quad (5.8)$$

k_1 kan uit de volgende tabel bepaald worden.

	k_1	ab			
	b/h	0.20	0.50	1.00	2.00
0.0	4.75	2.14	1.18	0.67	
0.2	4.92	2.25	1.29	0.78	
0.4	5.43	2.63	1.66	1.16	
0.6	6.63	3.56	2.53	2.02	
0.8	10.15	6.46	5.23	4.62	

tabel 5.1.4

De eigentrillingsperiode van caisson1 is 9.1 sec en van caisson2 10.2 sec. Hierbij is de keelclearance gelijk gesteld aan de helft van de diepgang. Als de diepgang kleiner wordt, wordt m_w groter dus ook de eigentrillingsperiode. Deze eigentrillingsperiodes liggen in de buurt van de golfperiode. Omdat de damping groot is, worden weinig problemen verwacht. Op diep water is de damping minder en is voorzichtigheid geboden.

De eigenperiode voor stampen is [14]:

$$T_{stampen} = 2\pi \sqrt{\frac{I_{yy} + m_{\theta\theta}}{\rho g \nabla GM_L}} \quad (5.9)$$

Voor een ruwe schatting van de eigenperiode kan gesteld worden dat $I_{yy} + m_{\theta\theta} = (0.32L)^2 \rho \nabla$. Hierdoor is formule 5.9 om te

schrijven tot :

$$T_{\text{stampen}} = \frac{2\pi(0.32L)}{\sqrt{gGM_L}} \quad (5.10)$$

met:

- L = lengte caisson \approx 100 m
- g = 9.81 m/s²
- GM_L = metacenterhoogte caisson in lengterichting [m]

Voor caisson1 is de eigenperiode voor stampen 5.0 sec. en voor caisson2 6.4 sec. Hoewel deze perioden voor een ongedempte trilling gelden, kunnen er tijdens transport toch problemen door stampen ontstaan. Een golfperiode van 6 seconden komt immers vaker voor. Door modelproeven te doen moet onderzocht worden hoe groot deze problemen zijn.

Omdat GM_L evenredig is aan de lengte L van het caisson, is de eigenperiode voor stampen evenredig aan \sqrt{L} . Als de lengte groter wordt, dan wordt ook de eigenperiode groter. Het effect is slechts gering, omdat voor verdubbeling van de eigenperiode de lengte 4 keer zo groot moet worden.

Een andere mogelijkheid voor het vergroten van de eigenperiode is het gedeeltelijk vullen van het caisson met water tijdens transport. Hierdoor wordt de metacenterhoogte kleiner en de eigenperiode groter. Als er 2 m water in caisson1 staat is de eigenperiode ongeveer 7 sec en de diepgang reeds 7 m, dus ook deze oplossing is niet effectief.

Het blijkt dat de eigenperiode niet eenvoudig verhoogd kan worden. Het is hierdoor noodzakelijk dat de caissons direkt vanuit de bouwput naar de sluitgaten getransporteerd worden. Voorkomen moet worden dat de caissons langere tijd op zee geparkeerd worden. Immers, als de caissons langere tijd op zee verblijven is de kans groter dat er schade ontstaat a.g.v. stampen.

Tenslotte de eigenperiode voor het slingeren [14]:

$$T_{\text{slingeren}} = 2\pi\sqrt{\frac{k_{\phi\phi}^2 \rho \nabla}{\rho g \nabla GM}} \approx \frac{2k_{\phi\phi}}{\sqrt{GM}} \quad (5.11)$$

met:

- k_{φφ} = schijnbare dwarstraagheidsstraal [m]
- GM = metacenterhoogte in dwarsrichting [m]

Voor een caisson is k_{φφ} ongeveer 0.5 keer de breedte, zodat

voor caisson1 deze periode 13.6 seconde en voor caisson2 33.2 seconde is.

De golven hebben op diep water een golflengte tot ongeveer 100 m. Als de golflengte even lang is als het caisson, wordt het caisson tijdens transport ongunstig belast. De maximale belasting onder de vloer in het midden van het caisson is dan gelijk aan $\rho_w * g * \text{golfhoogte} \approx 10 * \text{golfhoogte}$ [kN/m²]. Het maximale moment a.g.v. de golf is dan :

$$M_{\text{golf}} = \frac{1}{40} qL^2 = \frac{1}{4} H_{\text{golf}} L^2 \quad (5.12)$$

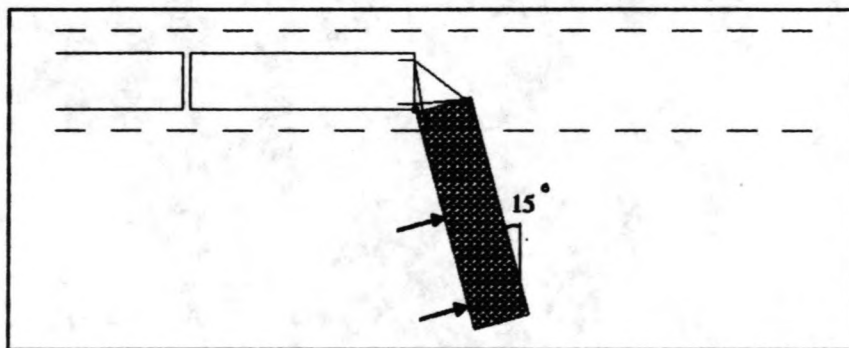
waarin:

- M_{golf} = moment in caisson a.g.v. golfbelasting [kNm/m]
- H_{golf} = golfhoogte ≈ 3.0 m
- L = caissonlengte [m]

Deze golfbelasting is niet maatgevend voor het maximale moment op het caisson in z'n geheel, maar wel belangrijk voor de berekening van de wapening in de caissonvloer tussen de oplegpunten van het caisson op de drempel. De waterdruk onder de vloer a.g.v. een golf is immers ongeveer $10 * 3.0 = 30$ kN/m².

c) invaren boven de drempel

Ongeveer 35 min vóór hoogwaterkentering wordt tussen het caisson en een al eerder geplaatst caisson een scharnierpunt gemaakt. Dit kan gedaan worden met kabels en lieren met krachtbegrenzers (zie figuur 5.1.5).



figuur 5.1.5 scharnierpunt bij invaren

Als met het invaren begonnen wordt ligt het caisson meestal al 15° ingedraaid. Er moet dus nog 75° worden ingedraaid. De

snelheid van het vrije eind, waarmee wordt ingedraaid ligt tussen de 0.15 en 0.25 m/s, gemiddeld 0.20 m/s [2]. Als het invaren maximaal 20 minuten mag duren dan is er een bovengrens voor de caissonlengte te vinden.

$$L_{\max} = \frac{20 [\text{min}] * 60 [\text{sec}] * 0.20 [\text{m/s}]}{\frac{75^\circ}{360^\circ} * 2 * \pi} = 183 \text{ m} \quad (5.13)$$

De keelclearance boven de drempel is in sluitgat 1 2.5 m en in de sluitgaten 2 en 3 zelfs 7 m.

d) afzinken van de caissons

Het afzinken van de caissons gebeurt door de afsluiters open te draaien, waardoor het caisson vol loopt met water. De stabiliteit is van belang, immers de stabiliteit wordt kleiner door het volstromen van het caisson met water. Het traagheidsmoment van het waterdoorsnijdend oppervlak wordt kleiner, namelijk ongeveer:

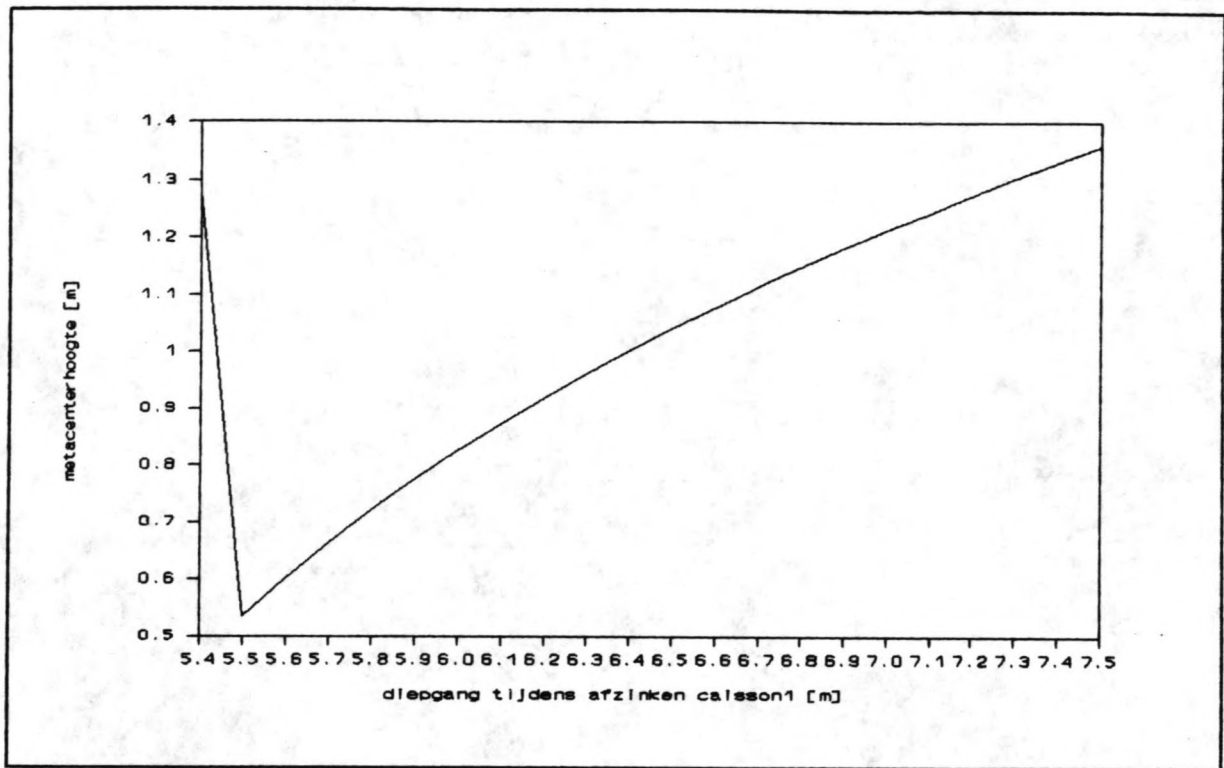
$$I_T = \frac{1}{12} * B^3 - 2 * \frac{1}{12} \left(\frac{B-1}{2} \right)^3 \quad (5.14)$$

Hierbij worden de schuiven in het caisson tijdens afzinken gebruikt als slingerschotten.

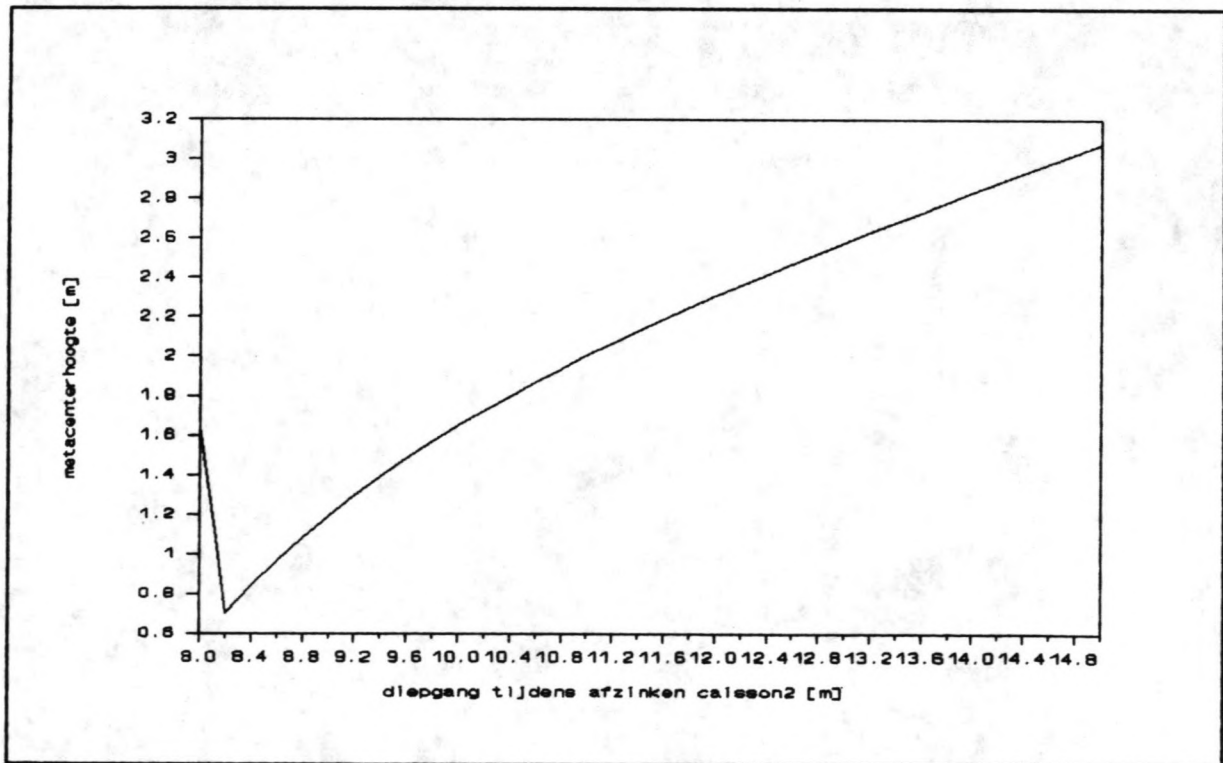
Het blijkt dat het metacenter van caisson2 bij afzinken onder het zwaartepunt ligt, dus het caisson2 wordt instabiel. Het is noodzakelijk een grotere breedte voor caisson2 toe te passen of zand in de onderbak te plaatsen. Een breedte van 25 m blijkt te voldoen, alleen zijn de daaraan verbonden kosten hoog. Als er in de onderbak van caisson2 0.8 m zand wordt gespoten voordat men de caissons gaat transporteren dan is de metacenterhoogte van caisson2 tijdens transport 1.44 m. De diepgang wordt nu 9.2 m. Bij het begin van afzinken daalt de metacentrumhoogte naar 0.50 m en stijgt weer tot 3.0 m na afzinken. Dit verloop is te zien in figuur 5.1.6.

De metacenterhoogte van caisson1 tijdens transport is 1.39 m en bij begin van afzinken daalt deze tot 0.52 m, waarna de waarde stijgt tot 1.39 m na afzinken (zie figuur 5.1.7). Omdat het berekenen van de stabiliteit tijdens afzinken zeer complex is, wordt aangeraden de stabiliteit te controleren d.m.v. modelproeven.

Direkt na afzinken worden de drijfschotten verwijderd. Hierna wordt aan de zijden stortsteen gestort. Deze zijaanstorting is nodig om onderloopsheid te verminderen en geeft een extra veiligheid tegen afschuiving van het caisson op de drempel.



figuur 5.1.6 GM van caisson 1 over de diepte



figuur 5.1.7 GM van caisson 2 over de diepte

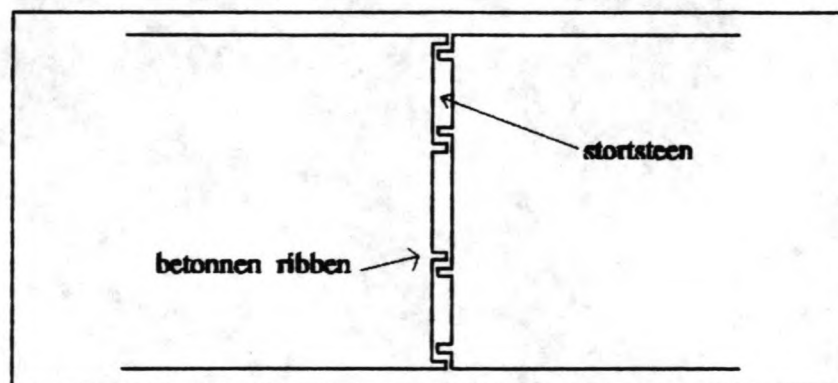
Nu worden de stalen schuiven omhooggehaald. Er wordt begonnen met ballasten. Dit kan gedaan worden door de bovenbakken vol te spuiten met zand (20 kN/m^3). Voor de caissons in sluitgat 1 is 560 kN/m ballast nodig = 28 m^3 per m caissonlengte. Als de bovenbakken een bergende breedte hebben van in totaal 12 m , dan is de zandlaagdikte 2.3 m . Door nu de bovenste 20 cm zand te vervangen door stortsteen, wordt een goede ondergrond gevormd. Over dit gesteente kan gereden worden en bij golfoverslag wordt het zand niet uit de bovenbak gespoeld.

In de sluitgaten 2 en 3 is 400 kN/m ballast nodig = 20 m^3 per m caissonlengte. Bij een bergende breedte van ongeveer 18 m is de zandlaag 1.1 m dik. Ook hier wordt stortsteen gebruikt om een harde toplaag te krijgen.

Onder de vloer van de bovenbak kunnen grote golfklappen ontstaan. Via de opening in de bovenbak, waardoor de stalen schuiven naar beneden schuiven, kan lucht verdwijnen, waardoor er geen lucht opgesloten kan worden. Doordat de lucht kan ontsnappen wordt de golfklap onder de bovenbak beperkt. Het is moeilijk een goede schatting te geven voor de grootte van de golfklap. De kennis, die hierover bestaat, is nog steeds onvoldoende. Tijdens metingen van golfklappen bij de Haringvlietsluizen in Nederland [2] werden golfklappen van maximaal 40 kN/m^2 gemeten. Deze golfklappen zijn te vergelijken met golfklappen op een caisson. Voor een eerste schatting voor de dikte van de vloer van de bovenbak wordt een golfklap aangehouden van 100 kN/m^2 . Tevens wordt het eigen gewicht van de vloer en de ballast meegenomen in de berekening.

Het blijkt uit berekening dat de vloer van de bovenbak een dikte nodig heeft van ongeveer 0.5 m . Dit betekent dat de bovenbak van caisson1 een hoogte van 3.0 m moet hebben om het ballastzand te kunnen bergen. De bovenbak van caisson2 zou kleiner kunnen zijn, maar omdat het caisson grote momenten op moet nemen, wordt een bovenbak met een hoogte van 3.0 m aangehouden.

De ruimte tussen de caissons dient opgevuld te worden met stortsteen om achterloopsheid te voorkomen. Als tussen de caissons ribben worden aangebracht dan wordt het stortsteen goed vastgehouden (zie figuur 5.1.8).



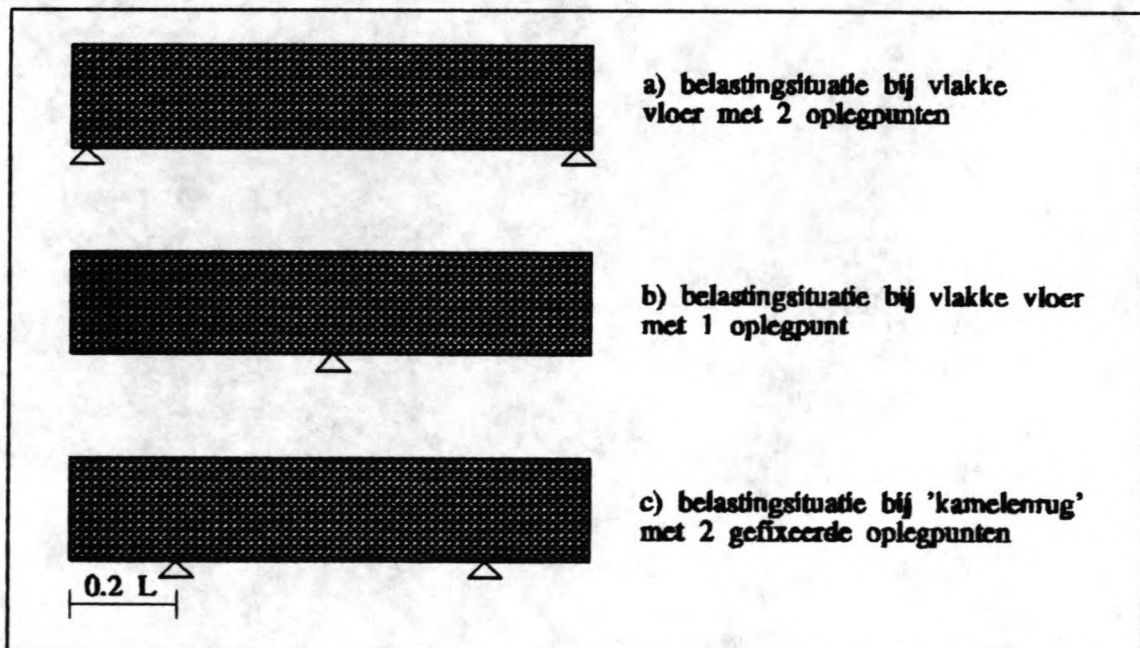
figuur 5.1.8 ribben tussen de caissons

Om de stroomsnelheid van het water door de caissons zoveel mogelijk te beperken moeten de doorstroomopeningen zo groot mogelijk zijn, dus de tussenwanden, in dwarsrichting moeten zo dun mogelijk zijn. Om toch voldoende wringstijfheid te krijgen moeten kruisverbanden in de doorlaatopeningen aangebracht worden. Door deze stalen kruisverbanden rond uit te voeren, wordt de afvoercoëfficiënt groter, wat de doorstroming bevordert.

Het kan voorkomen dat de stroming scheef op het caisson staat. Om de doorstroming dan soepel te laten verlopen, moeten in de tussenwanden openingen komen, zodat het water ook schuin door het caisson kan stromen. Wordt dit niet gedaan dan ontstaat er een verhoogde turbulentie in het caisson, wat de afvoercoëfficiënt doet afnemen.

Als een caisson een vlakke bodem heeft is het onvoorspelbaar welke gedeelten van de vloer de belasting zullen dragen. Vooral bij een lang caisson geeft dit problemen. Omdat de drempel niet glad is, zullen sommige delen van de vloer de belasting niet direkt overdragen naar de drempel. De belasting bestaat uit het eigen gewicht en de ballast. Er zijn twee ongunstige belastingsituaties (zie figuur 5.1.9 a en b). De belastingsituatie b geeft de grootste dwarskracht in het caisson.

Om de oplegpunten te kunnen fixeren, wordt een zogenaamde 'kamelenrug' toegepast. Op een lengte van $0.2 L$ en $0.8 L$ bevinden zich twee oplegpunten, die de gehele belasting overdragen naar de drempel (fig. 5.1.9 c). De momenten in het caisson ter plaatse van de oplegpunten en in het midden van het caisson zijn op deze manier minimaal en er kan een langer caisson toegepast worden.



figuur 5.1.9 belastingsituaties

e) sluiting van de caissons

Als alle caissons geplaatst en afgewerkt zijn, worden alle schuiven tijdens doodtij gesloten. Er mogen dan geen schuiven weigeren. In paragraaf 5.2 wordt hier verder op in gegaan. Om na sluiting lekkage langs de sponningen van de stalen schuiven te beperken, worden houten aanslagen in de sponningen aangebracht. Enige lekkage levert geen probleem op.

Tijdens de bepaling van de stabiliteit van de caissons op de drempel is uit gegaan van een wrijvingscoëfficiënt tussen caisson en drempel van 0.8. Dit is haalbaar door het toepassen van ribben onder de caissonvloer tussen de oplegpunten. Deze ribben vergroten de wrijvingscoëfficiënt en verminderen de onderloopsheid.

5.2 Falen van de schuiven

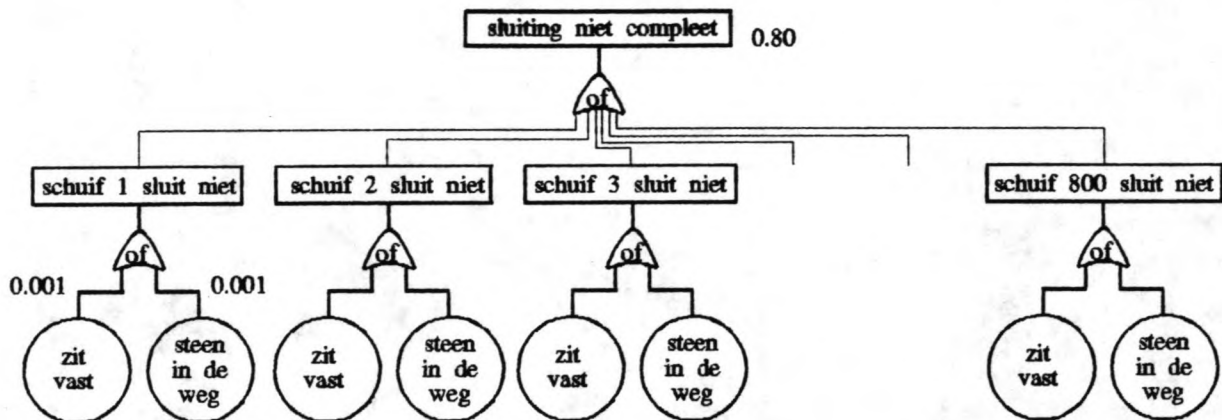
Eén van de oorzaken waardoor de sluiting van het estuarium zou kunnen mislukken is dat tijdens het sluiten van de doorlaatcaissons één of meer stalen schuiven niet gesloten kunnen worden. Het is mogelijk dat er een schuif vast blijft zitten of dat er een steen onder de schuif zit, zodat de schuif niet helemaal gesloten kan worden.

Omdat de schuiven slechts eenmaal gesloten moeten worden kan het bewegingssysteem eenvoudig uitgevoerd worden door de schuiven tussen twee betonnen sponningen te laten bewegen. Hierdoor is de bedrijfszekerheid groot. Toch kan door roest of door scheef wegzakken een schuif weigeren te sluiten.

Omdat er langs de pas afgezonden caissons stenen gestort worden om onderloopsheid te verminderen, is het mogelijk dat er een steen verkeerd komt te liggen. Omdat er eerst wordt aangestort, voordat de schuiven na afzinken geopend worden, is de kans hierop klein.

Stel dat de kans dat een schuif vast blijft zitten 0.001 is evenals de kans dat er een steen blijft steken onder een schuif. De kans dat een schuif niet sluit is dan $2 \cdot 0.001 = 0.002$. Het totale doorlaatprofiel van de caissons in de drie sluitgaten is 4000 m. Bij toepassen van schuiven met een breedte van 5 m zijn 800 schuiven nodig. De kans dat één of meer schuiven niet sluiten is volgens figuur 5.2.1 0.80.

Dit betekent dat de kans 80% is dat er één of meer schuiven niet sluiten. Verwacht wordt dat er $0.002 \cdot 800 = 1.6$ schuiven niet sluiten. Als blijkt dat er geen schade optreedt als gevolg van het niet sluiten van enkele schuiven, levert dit geen probleem op.



$$P(\text{sluizing niet compleet}) = 1 - P(\text{alle schuiven sluiten}) =$$

$$= 1 - (1 - 0.002)^{800} = 0.80$$

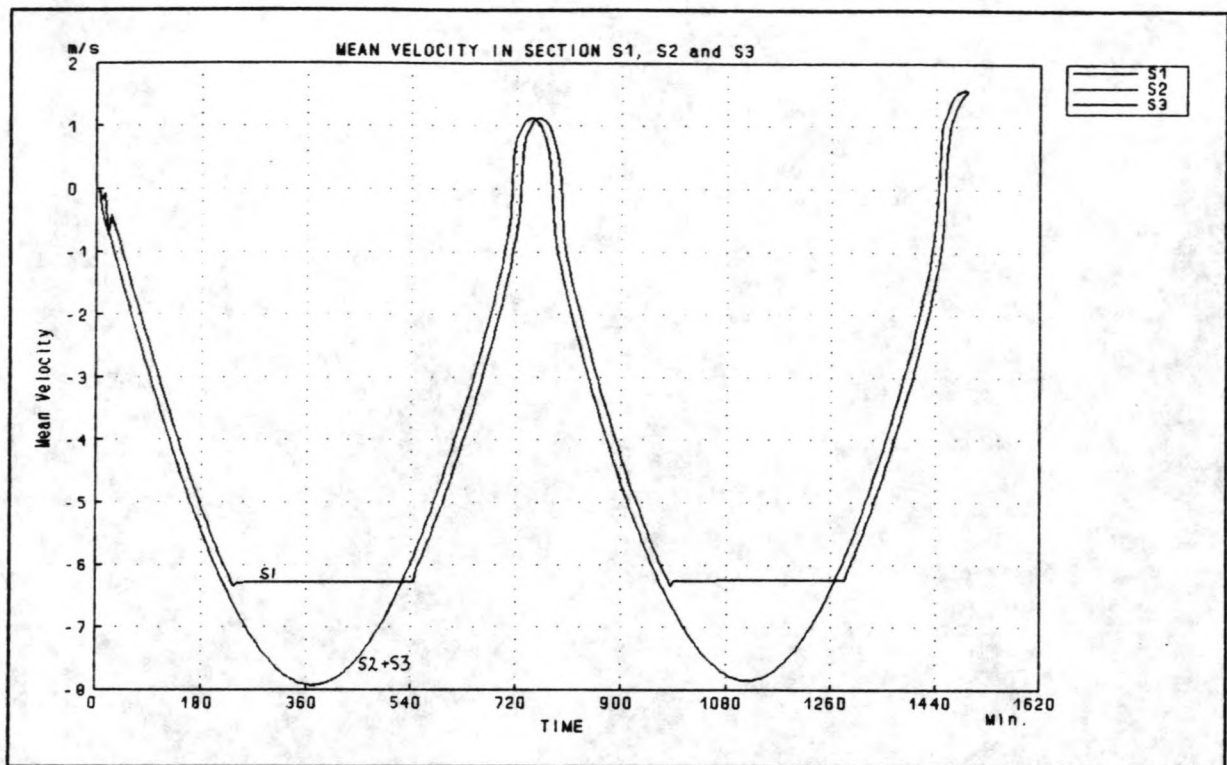
figuur 5.2.1 kans sluiting faalt

In figuur 5.2.2 zijn de berekeningen te zien die, gemaakt zijn met het programma DUFLOW. De berekeningen laten zien welke stroomsnelheden er in de sluitgaten zijn als in elk sluitgat één schuif weigert. Bij het weigeren van deze drie schuiven blijkt dat binnen drie uur na de poging de schuiven te sluiten de stroomsnelheid in de ongesloten gaten tot 7.9 m/s oploopt. Dit levert grote schade op aan de bodembescherming en toplaag van de drempel. Binnen ongeveer 2 uur na hoogwaterkentering moeten alle schuiven gesloten zijn, anders worden de stroomsnelheden in de sluitgaten groter dan de ontwerp-stroomsnelheden voor de bodembescherming. Er treedt dan grote schade op. Het risico voor doorgaand bezwijken wordt ook groter, omdat de ontstane erosie de stabiliteit van de caissons in gevaar brengt.

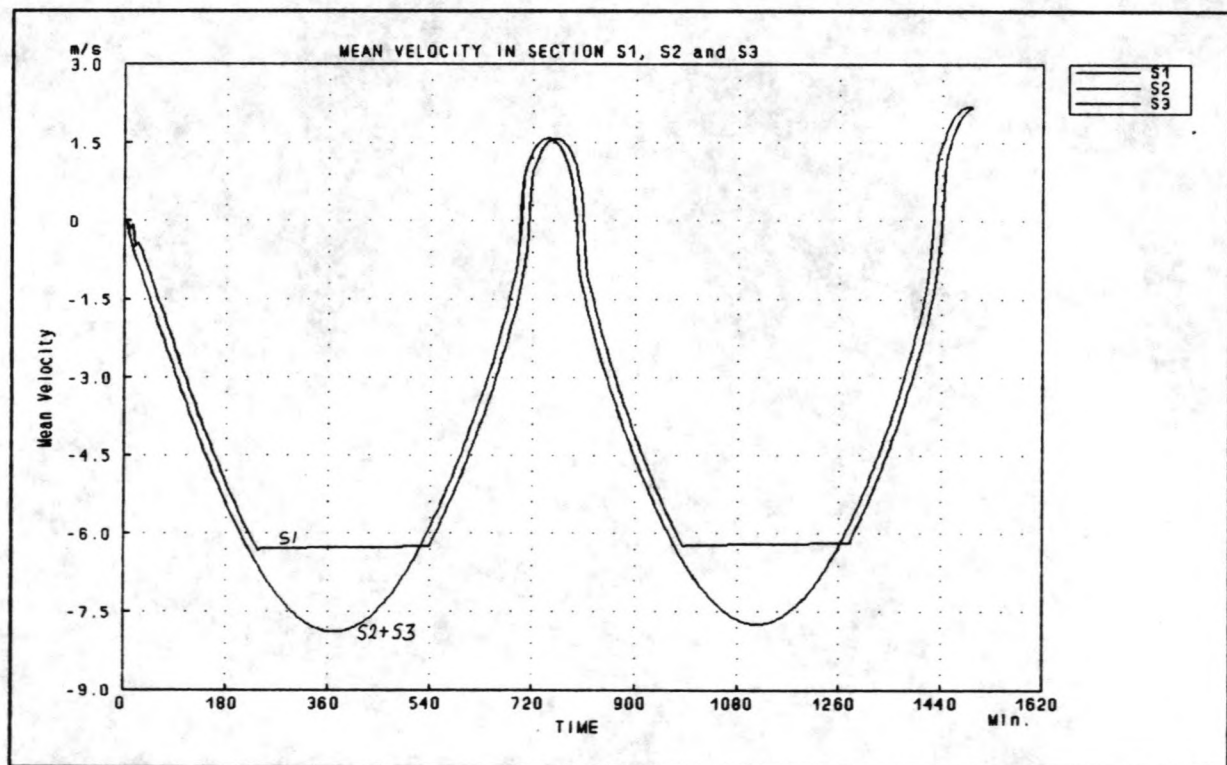
Ook bij weigering van 2 schuiven per sluitgat is er ongeveer 2 uur tijd om de gaten te sluiten, voordat er schade optreedt. Deze berekening is in figuur 5.2.3 te zien. Het is dus noodzakelijk een oplossing te zoeken voor de hoge stroomsnelheden na weigering van 1 of meerdere schuiven.

Om deze stroomsnelheden te beperken kunnen de schuiven in twee gelijke delen uitgevoerd worden. In geopende stand hangen beide 'halve' schuiven naast elkaar (figuur 5.2.4). Beide schuiven hebben in caisson1 een hoogte van 5.25 m en in caisson2 8.5 m.

Bij sluiting wordt eerst één schuif neergelaten. Op de eerste schuif wordt de tweede schuif neergelaten, waardoor de sluiting compleet is. Als de eerste schuif echter niet wil



figuur 5.2.2 stroomsnelheden bij 3 weigerende schuiven



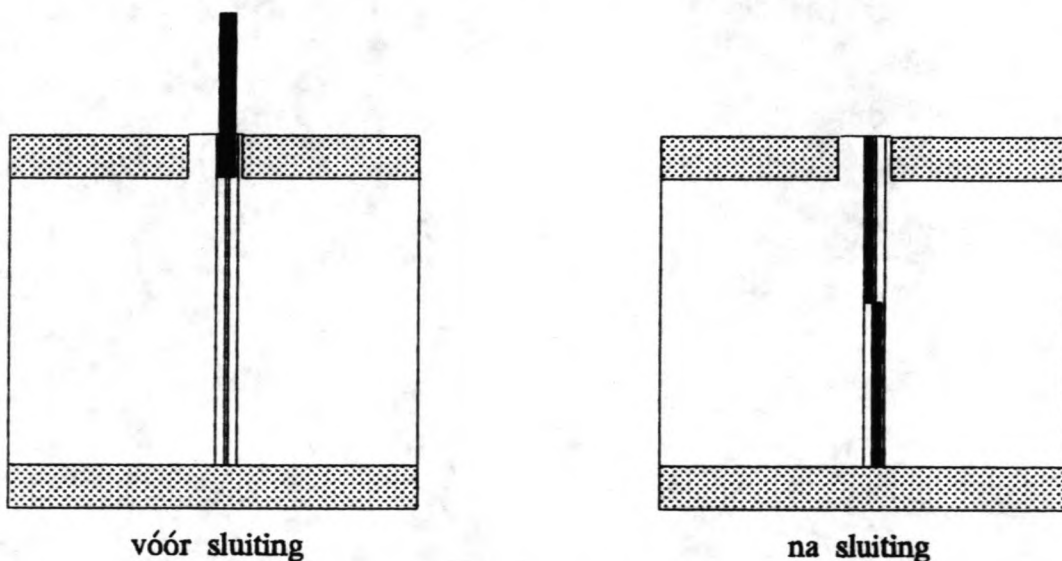
figuur 5.2.3 stroomsnelheden bij 6 weigerende schuiven

zakken, wordt de tweede schuif tot op de bodembak van het caisson neergelaten, zodat toch het gat voor een groot gedeelte gesloten is. De bovenzijde van de onderste schuif komt in sluitgat 1 tot -0.25 m MSL en in de sluitgaten 2 en 3 tot -3.5 m MSL.

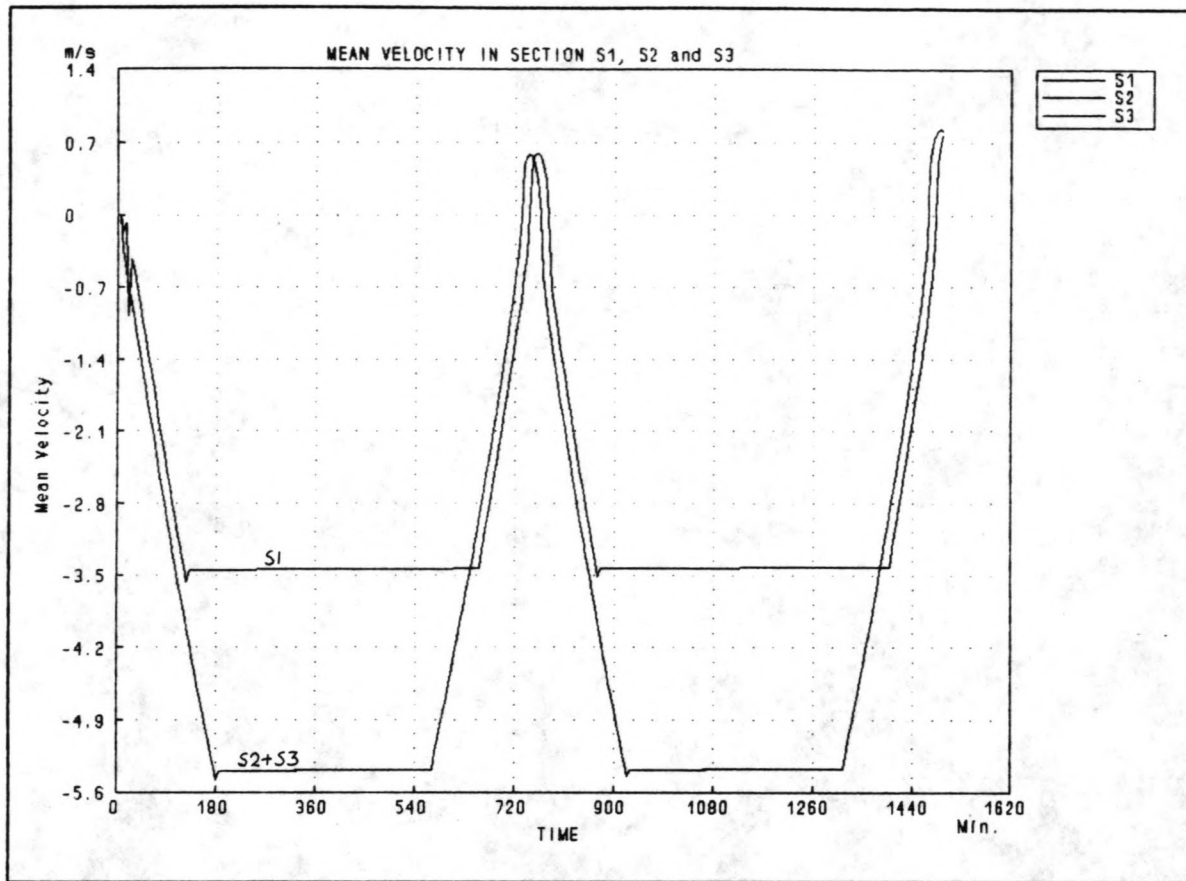
In figuur 5.2.5 zijn de maximale stroomsnelheden in de sluitgaten te zien als er in drie doorvoeropeningen slechts één schuif neergelaten is bij een getijdeverschil van 4.0 m. Bij zes doorvoeropeningen met één neergelaten schuif worden dezelfde stroomsnelheden bereikt. Te zien is dat in sluitgat 1 de stroomsnelheid over de onderste schuif maximaal 3.4 m/s is. Dit levert geen direkt een gevaar op voor de bodembescherming, omdat deze ontworpen is voor een stroomsnelheid van 3.4 m/s.

In de sluitgaten 2 en 3 wordt de stroomsnelheid over de schuif 5.4 m/s. Deze waarde is hoger dan de ontwerpstroomsnelheid van de bodembescherming. De afstand tussen de bovenzijde van de gesloten schuif en de drempel is echter 11.5 m. De stroomsnelheid ter plaatse van de drempel zal veel lager zijn dan 5.4 m/s. Dit betekent dat bij toepassing van een systeem met twee 'halve' schuiven er voldoende tijd is om de tweede schuif alsnog te sluiten. Als het getijdeverschil na enkele dagen groter wordt, wordt het risico voor de bodembescherming en de toplaag van de drempel groter. Binnen enkele dagen dient dus het gat geheel gesloten te zijn.

De kans dat in één of meerdere doorvoeropening beide schuiven weigeren is $1 - (1 - 0.002^2)^{800} = 0.003$. Deze kans is voldoende laag. Als beide schuiven weigeren kan getracht worden de schuiven alsnog met de hand te sluiten door eventueel de vastgeroeste borgpin weg te branden of de scheefzittende schuif iets op te lichten. Lukt dit niet dan moet binnen twee uur na aanvang van de poging tot sluiting een noodsluiting verricht zijn. Men kan stenen van $300-1000$ kg voor het gat gooien. Deze stenen blijven stabiel gedurende de eerste 2 uren. Binnen deze twee uur moet het gat dicht zijn.



figuur 5.2.4 systeem met twee schuiven



figuur 5.2.5 stroomsnelheden over onderste schuif

5.3 Programma van eisen

Uit de paragrafen 5.1 en 5.2 zijn de volgende eisen voor het ontwerp van de caissons voortgekomen.

- hoogte caissons : sluitgat 1 : 12.5 m
 sluitgat 2 : 20 m
 sluitgat 3 : 20 m
- breedte caissons : sluitgat 1 : 16 m
 sluitgat 2 : 22 m
 sluitgat 3 : 22 m
- lengte caissons : 4B < Lengte < 183 m

Een mogelijkheid is dat de caissons 112.5 m lang zijn. Elk caisson heeft dan 20 doorlaatopeningen van 5 m breed. Gecontroleerd moet worden of de spanningen in de betondoorsneden niet te hoog zijn. De volgende hoeveelheden caissons zijn in dit geval nodig :

sluitgat 1	: 16 caissons	= 1600 m doorstroomprofiel
sluitgat 2	: 13 caissons	= 1300 m doorstroomprofiel
sluitgat 3	: 11 caissons	= 1100 m doorstroomprofiel
<hr/>		
40 caissons		

In elk sluitgat worden daarbij nog twee landhoofdcaissons gebruikt. De ruimte tussen de dijk en het landhoofdcaisson wordt na plaatsing van het landhoofdcaisson opgevuld met stortsteen.

- De bovenbak van de caissons in de drie sluitgaten moet minimaal 3 m hoog zijn om het benodigde ballastmateriaal te kunnen bergen.
- Na het vullen van de bovenbakken met ballastmateriaal moeten de caissons met elkaar verbonden worden, zodat vrachtauto's, e.d. over de bovenbakken van de caissons kunnen rijden.
- De onderbak van de caissons in sluitgat 1 is 2 m hoog. De onderbak van de caissons in de sluitgaten 2 en 3 is 3 m hoog. Hiermee is al rekening gehouden tijdens het ontwerp van de benodigde doorstroomopeningen in de sluitgaten.
De onderbak wordt tevens als een 'kamelenrug' uitgevoerd om twee oplegpunten te fixeren. Ribben onder aan de caissons moeten de wrijvingscoëfficiënt vergroten.
- De schuiven worden in twee gelijke delen uitgevoerd om bij weigering van een schuif de stroomsnelheden in de doorvoeropening te beperken.
- Tussen de caissons wordt het stortsteen door middel van ribben vastgehouden. Onderloopsheid wordt hierdoor verminderd.

5.4 Voorlopig ontwerp caissons

In de figuren 5.4.1 en 5.4.2 zijn de voorlopige ontwerpen te zien van de caissons in sluitgat 1 (=caisson1) en in de sluitgaten 2 & 3 (=caisson2). Deze ontwerpen voldoen aan het programma van eisen. Tevens is in figuur 5.4.3 een schets weergegeven van een landhoofdcaisson.

Uiteraard dienen deze ontwerpen geoptimaliseerd te worden, zodat de caissons zo licht mogelijk (zo goedkoop mogelijk) uitgevoerd kunnen worden. Omdat de caissons veelvuldig statisch onbepaald zijn, moeten de spanningen en vervormingen met een computerprogramma berekend worden. Als de spanningen in de betondoorsneden bekend zijn, kan de wapening berekend worden.

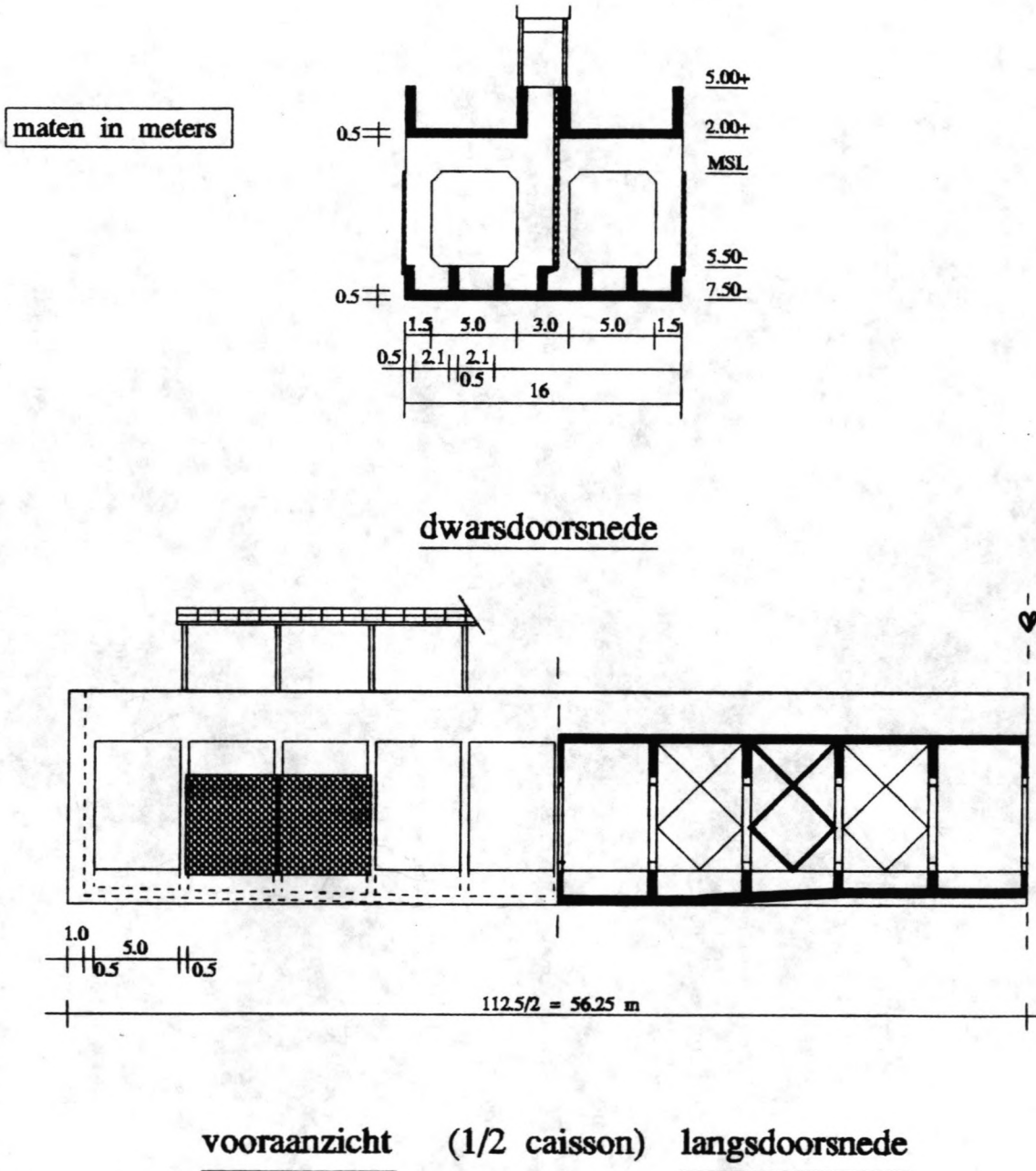
Eventuele aanpassingen aan het voorlopig ontwerp kunnen nodig zijn als de vervormingen of spanningen te groot of onnodig klein zijn. Het is wellicht mogelijk het gewicht van caissons 1 te verkleinen door de tussenwanden lichter uit te voeren.

In de volgende tabel zijn enkele gegevens van de caissons weergegeven. Naast de totale lengte van een caisson, de breedte en hoogte, ook de hoeveelheid beton per caisson en het gewicht van de caissons per m^3 . Dit is een schatting voor het totale gewicht van de caissons per m^3 . Voor de schuiven wordt een gewicht aangenomen van 5 kN/m^2 . Hierna volgt de hoogte van het zwaartepunt (vanaf de caissonbodem), het traagheidsmoment van een doorsnede tussen twee dwarswanden en de diepgang van het caisson. Als laatste wordt nog vermeld wat het totale gewicht aan ballast en eigen gewicht moet zijn om afschuiving op de drempel te voorkomen (Hst 3).

	caisson 1	caisson 2
totale lengte [m]	112.5	112.5
breedte [m]	16	22
hoogte [m]	12.5	20
betoninhoud [m^3]	3800	6350
gewicht/ m^3 [kN/m^3]	4.3	3.3
zwaartepunt [m]	5.4 (0.43)	8.6 (0.43)
traagheidsmoment [m^4]	622	2567
diepgang [m]	5.4	6.6
e.g + ballast [kN/m]	1360	2160

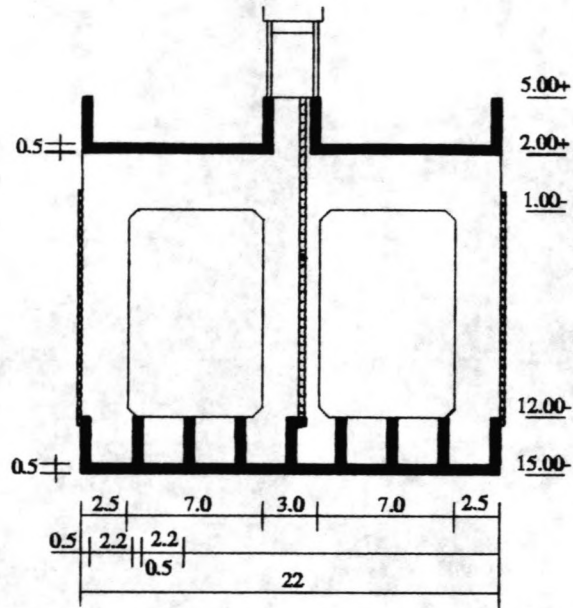
Het gewicht per m^3 van caisson2 is vrij laag. Hierdoor is de diepgang ook klein. Het blijkt dat de aanname voor de hoogte van het zwaartepunt ($0.43 \cdot \text{hoogte}$) hier precies klopt.

caisson 1

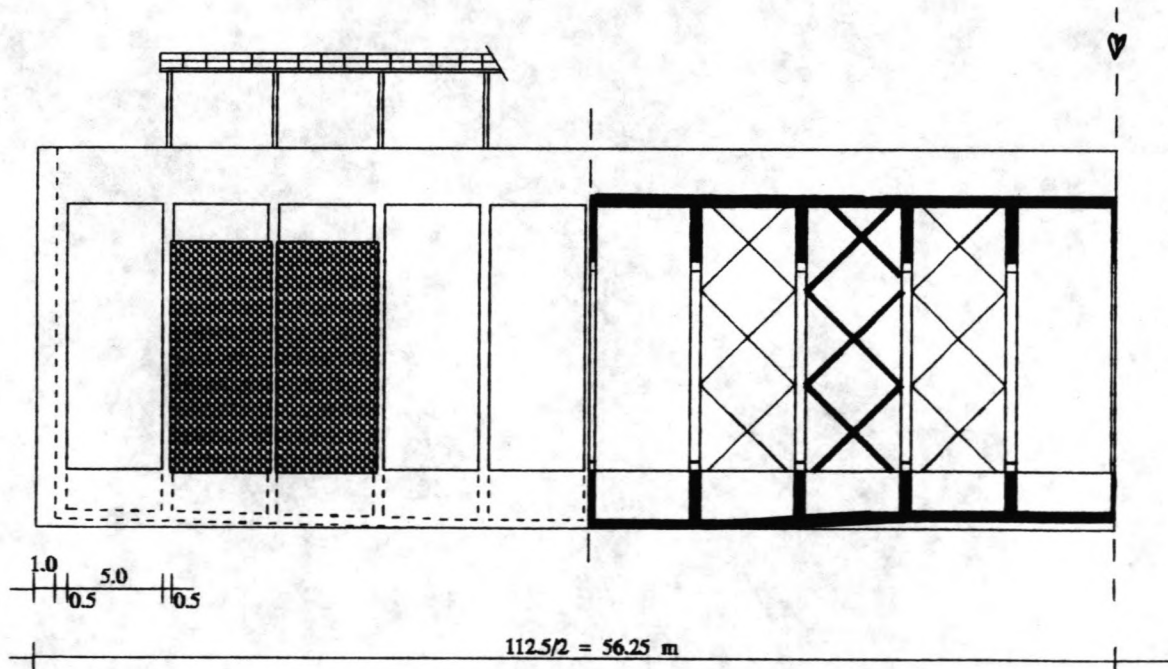


figuur 5.4.1

caisson 2



dwarsdoorsnede

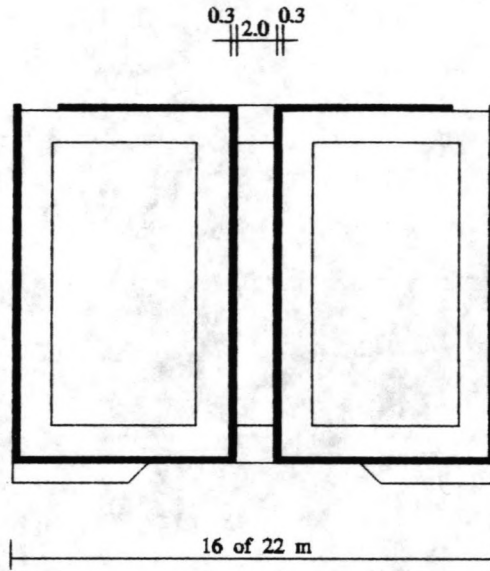


vooraanzicht (1/2 caisson)

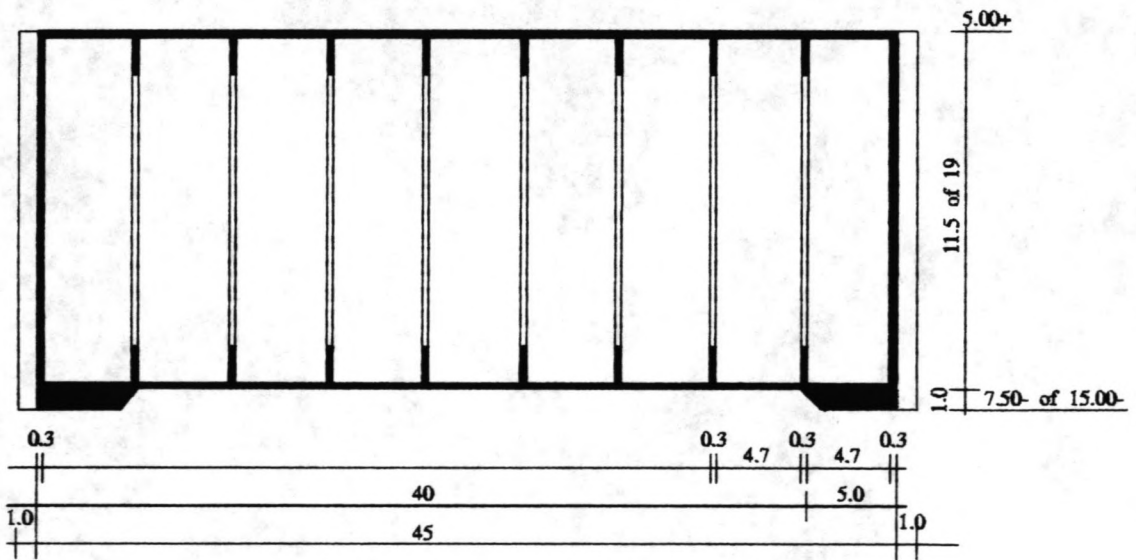
langsdoorsnede

figuur 5.4.2

landhoofdcaisson



dwarsdoorsnede



langsdoorsnede

figuur 5.4.3

De caissons in sluitgat 1 hebben tijdens transport een metacenterhoogte van 1.3 m. Deze daalt tot 0.5 m bij begin van afzinken, waarna de waarde stijgt tot 1.4 m na afzinken. Caisson2 wordt instabiel tijdens afzinken. Het blijkt uit berekening noodzakelijk te zijn tijdens transport 0.8 m zand in de bodembak te storten. Het eigen gewicht wordt hierdoor vergroot tot 4.0 kN/m^3 en het zwaartepunt wordt hierdoor verlaagd tot 7.4 m. De diepgang wordt 8.0 m. Tijdens transport is de metacenterhoogte 1.6 m. Deze daalt tot 0.6 m bij begin van afzinken en stijgt weer tot 3.1 m na afzinken. De metacenterhoogte van caisson2 tijdens transport is in dit geval 1.6 m. Dit betekent dat de eigentrillingsperiode voor slingeren kleiner wordt als werd aangenomen. De periode wordt nu 17.4 sec, wat geen probleem oplevert.

De maximale hoeveelheid sleepkracht tijdens transport blijft zoals werd aangenomen, omdat de diepgang van caisson2 8.0 m is. Er werd in begin een diepgang van 8.0 m aangenomen.

Om een indicatie te kunnen geven wordt gecontroleerd of de maximale betondrukspanning in de vloer a.g.v eigengewicht en ballast realistisch is. Ook wordt bekeken of de maximale dwarskracht opgenomen kan worden door wapening. Hiervoor wordt het caisson beschouwd als een stijve doos met traagheidsmoment I_{zz} .

caisson 1:

hoeveelheid beton onder MSL na afzinken = $16.3 \text{ m}^3/\text{m}$

eigen gewicht = $4.3 \cdot 16 \cdot 12.5$	= 860 kN/m +
benodigd gewicht aan ballast = $1360 - 860$	= 500 kN/m +
opdrijvende kracht = $1.02 \cdot 9.81 \cdot 16.3$	= 163 kN/m -/-
totale belasting = $1360 - 163$	= <u>1197 kN/m</u>

De hoeveelheid ballast is $500/20 = 25 \text{ m}^3/\text{m}$. Dit is een ongeveer 1.9 m dikke zandlaag met een 20 cm dikke stortsteenlaag. De caissons hebben twee gefixeerde oplegpunten op 0.2 keer de lengte van het caisson. Maximaal moment ligt in het midden van het caisson en is, incl. veiligheidsfactor:

$M_{\max} = 1.7 \cdot 1/40 \cdot 1197 \cdot 112.5^2 = 643855 \text{ kNm}$ $\frac{1}{40} \cdot q \cdot l^2$
spanning in vloer boven oplegpunt = $643855 \cdot 5.4/622 = 5.6 \text{ N/mm}^2$. Dit is geen grote betondrukspanning.

De maximale dwarskracht ligt boven het oplegpunt. De dwarskracht wordt door de betondoorsnede plus eventuele afschuifwapening opgenomen. Deze betondoorsnede is 25.25 m^2 groot:

$V_{\max} = 1.7 \cdot 0.3 \cdot 1197 \cdot 112.5 = 68678 \text{ kN}$
afschuifspanning = $68678/25.25 = 2.7 \text{ N/mm}^2$. De betondoorsnede moet voorzien worden van afschuifwapening, omdat beton B45 bijvoorbeeld zelf slechts een afschuifspanning van 0.85 N/mm^2 kan opnemen.

caisson 2:

hoeveelheid beton onder MSL na afzinken = $37 \text{ m}^3/\text{m}$

eigen gewicht	=	$3.3 \cdot 22 \cdot 20$	=	$1452 \text{ kN/m} +$
benodigd gewicht aan ballast	=	$2160 - 1452$	=	$708 \text{ kN/m} +$
opdrijvende kracht	=	$37 \cdot 1.02 \cdot 9.81$	=	$370 \text{ kN/m} -/-$

totale belasting	=	$2160 - 370$	=	1790 kN/m
------------------	---	--------------	---	---------------------

De hoeveelheid ballast is $708/20 = 35.4 \text{ m}^3/\text{m}$. Dit komt overeen met een zandlaag van 1.8 m dikte met een stortsteenlaag van 20 cm erop. In deze berekening is het zand in de bodembak niet meegerekend, omdat dit zand na afzinken gedeeltelijk uit de bodembak kan spoelen.

$M_{\max} = 1.7 \cdot 1/40 \cdot 1790 \cdot 112.5^2 = 962824 \text{ kNm}$
spanning in vloer boven oplegpunt = $962824 \cdot 8.6/2567 = 3.2 \text{ N/mm}^2$.

Het betonoppervlak van een dwarsdoorsnede tussen twee tussenwanden van caisson 2 is 37.25 m^2 groot.

$V_{\max} = 1.7 \cdot 0.3 \cdot 1790 \cdot 112.5 = 102701 \text{ kN}$
afschuifspanning = $102701/37.25 = 2.8 \text{ N/mm}^2$, dus
afschuifwapening nodig.

Tenslotte worden de benodigde hoeveelheden beton weergegeven in de drie sluitgaten:

sluitgat 1	:	$16 \cdot 3800$	=	60800 m^3
sluitgat 2	:	$13 \cdot 6350$	=	82550 m^3
sluitgat 3	:	$11 \cdot 6350$	=	69850 m^3
totaal beton				213200 m^3

LITERATUUR- EN BRONNENLIJST

Literatuurlijst:

- [1] Dictaat F4: Flexibele waterbouwkundige constructies, J. Bouwmeester, Delft 1989.
- [2] Driemaandelijks bericht Deltawerken No. 31-70, Deltadienst, 's-Gravenhage 1964-1974.
- [3] The closure of tidal basins, J.C. Huis in 't Veld, J. Stuip, A.W. Walther en J.M. van Westen, Delft 1987.
- [4] Dictaat B71: Vloeistofmechanica, J.A. Battjes, Delft 1990.
- [5] Grondmechanica, A. Verruijt, Delft 1987.
- [6] Interne nota betreffende optredings- en schadecriteria van zettingsvloeiingen en afschuivingen in zandgrond, P.G.J. Davis, RWS, 1978.
- [7] Resultaten van het vooroever-onderzoek langs de Zeeuwse stromen, RWS, Studiedienst Vlissingen, nota nr.75.2, 1979.
- [8] Dictaat F11c: Afsluiting van waterlopen, F.C. van Roode, Delft 1988.
- [9] Stroombestendigheid sluitgatdrempel, rapport modelonderzoek I,II,III, nr. M 711, Waterloopkundig Laboratorium Delft 1961-1964.
- [10] Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Washington D.C. 1984.
- [11] Dictaat B3: Probabilistisch ontwerpen, A.C.W.M. Vrouwenfelder & J.K. Vrijling, Delft 1987.
- [12] Hydromechanische aspecten van drijvende offshore constructies, rapport nr. 633-K, J.M.J. Journée, Delft 1992.
- [13] Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures, T. Sarpkaya & M. Isaacson, New York 1981.
- [14] Golven, scheepsbewegingen, sturen en manouvreren, J. Gerritsma, Delft 1989.
- [15] Ocean waves statistics, N. Hogben en F.E. Lumb, London 1967.
- [16] Ontgrondingen, rapport M 1001-12, Waterloopkundig Laboratorium Delft, 1981.

Bronnenlijst:

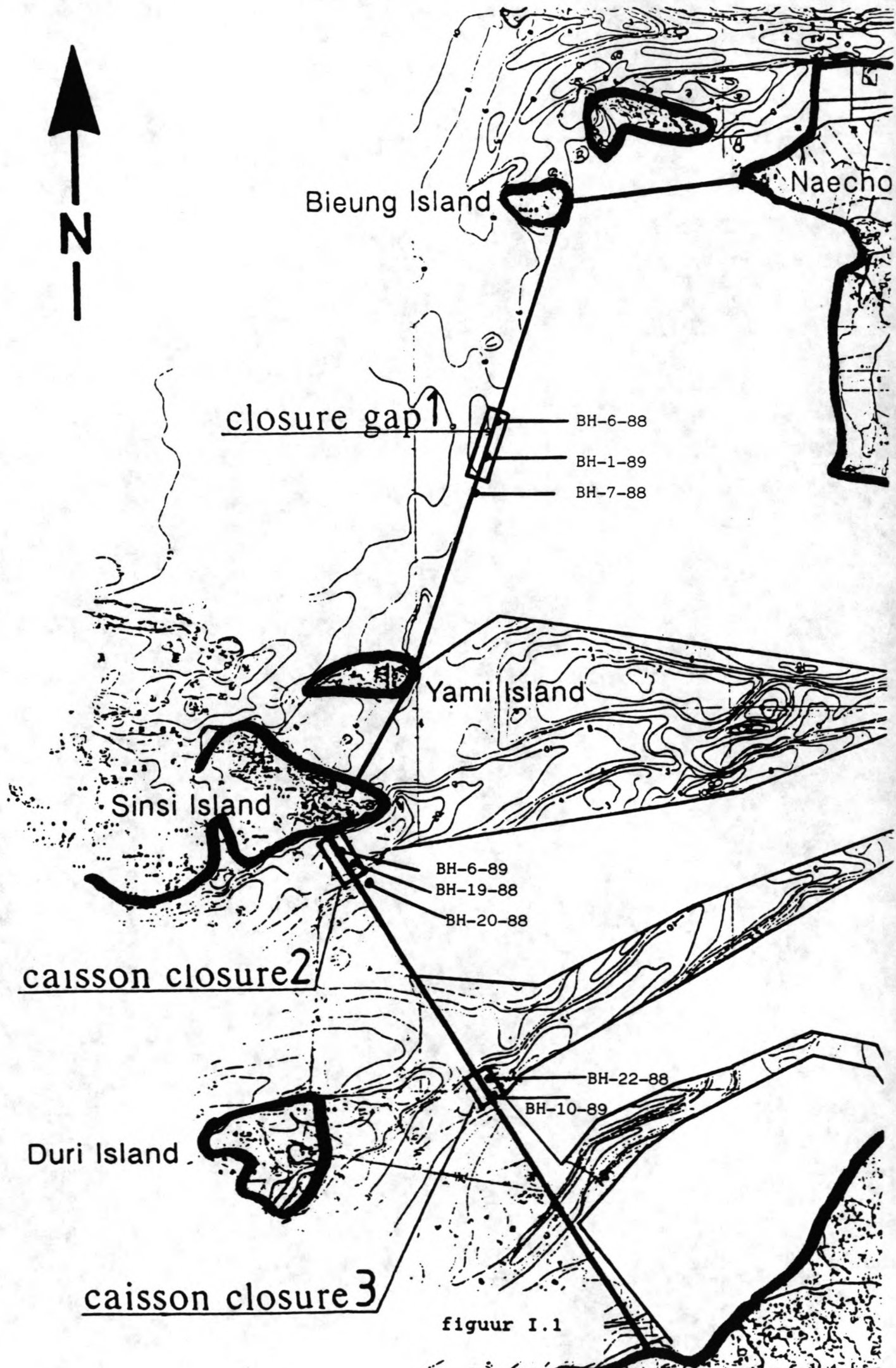
- F. Heezen, DHV milieu en infrastructuur, Amersfoort.
- F.C. van Roode, Technische Universiteit Delft.
- K.G. Bezuyen, Technische Universiteit Delft.
- P.A. Vermeer, Vakgroep Geotechniek, Technische Universiteit Delft.

BIJLAGE 1 : GRONDGEGEVENS IN DE SLUITGATEN

In deze bijlage zijn enkele grondgegevens te vinden van boringen in de drie sluitgaten. Naast zeefkrommen zijn ook de hoek van inwendige wrijving [$^{\circ}$], de cohesie [kN/m^2] en het volume gewicht [kN/m^3] gegeven van de bovenste zandlaag in de sluitgaten.

Tussen de grondboringen zijn vrij grote verschillen waar te nemen. Het is aan te raden meer grondboringen in de sluitgaten uit te voeren om een beter beeld te krijgen van de opbouw en eigenschappen van de bodem.

- figuur I.1 : de locaties van de boorgaten
- I.2 : grondgegevens BH-6-88 ; sluitgat 1
- I.3 : grondgegevens BH-1-89 ; sluitgat 1
- I.4 : grondgegevens BH-6-89 ; sluitgat 2
- I.5 : grondgegevens BH-10-89 ; sluitgat 3
- I.6 : zeefkromme BH-6-88 ; sluitgat 1
- I.7 : zeefkromme BH-7-88 ; sluitgat 1
- I.8 : zeefkromme BH-19-88 ; sluitgat 2
- I.9 : zeefkromme BH-20-88 ; sluitgat 2
- I.10 : zeefkromme BH-22-88 ; sluitgat 3



figuur I.1

SLUITGAT 2

지구명		새 안금 지구			공번		BH-6-89		위치 전북 옥구군 옥도면													
구조물 (노선명)		방조제 (신시도-가려도)			속칭		NQ 95 + 0, 6회속 240 m		표고													
조사기간		89.10.28. ~ 89.10.30. (3일간)			조사장비		S. E. P 바지선		조사자		지위		비순호									
					시수기		YSO, THS-2				기능		심영순									
심도 (m)	층후 (m)	주상도	지층구분	설명			코아취수율 (%)	취수시험 (cm/m)	시료세척		표준관입시험 (회)											
				지층구성	색	구성입자			교	탈	심	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
2.0	2.0		sandy silt	silt gravel 매각취점 (공)	dark gray (N3)	clay & mafic mineral 자연시료세척불기 1.0-2.0 m 심도 fine sand	$\phi=37^\circ$ $c=20$ $\gamma_n=18.8$		1.0	2.0	2.45	2.0	11(7.6.5)									
2.6	2.6		silty sand	nonplastic medium					2.45	4.0	4.65	4.5	50/15 cm									
4.6	1.0		weathered rock	유선암질 용회암의 상화입	dark yellowish brown (10YR 4/2)																	
5.6	12.6		soft rock	유선암질 용회암 (ryolitic tuff)	dark yellowish brown (10YR 4/2)	quartz, feldspar 미량의 biotite sericite etc.																
15				(지층구성이 난 에하여 정확한 기 반입. 확인을 위해 추진되는 (기)																		
18.2																						
20																						
25																						
30																						
35																						

figuur I.4

GRAVITY CURVE

SLUITGAT 1

HYDROMETER ANALYSIS

TIME READINGS

45MIN 7HR 15MIN 60MIN 10MIN 4MIN 1MIN

SIEVE ANALYSIS

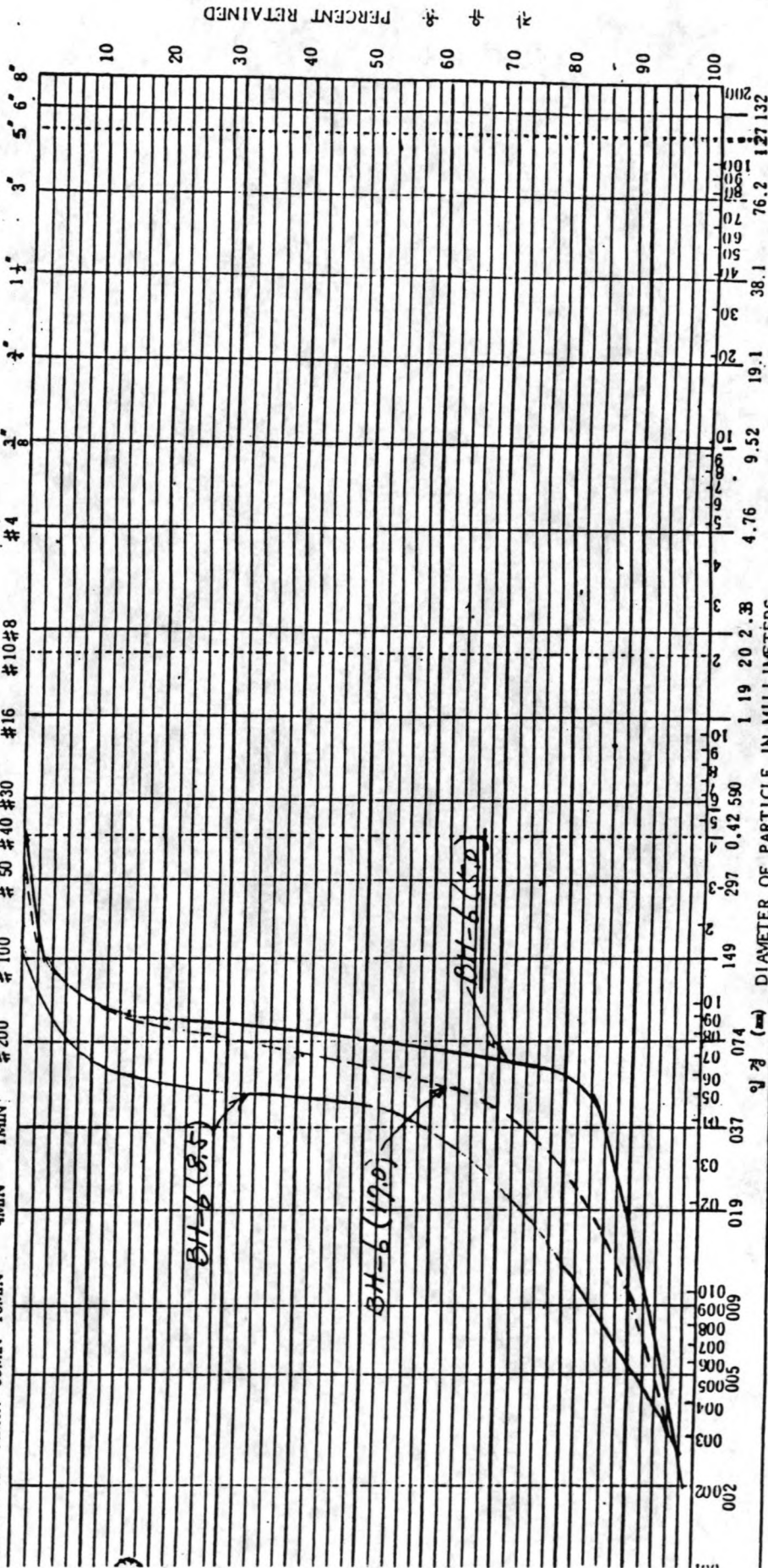
STANDARD SERIES

#200 #100 #50 #40 #30 #16 #10#8 #4

CLEAR SQUARE OPENINGS

3/8" 1/2" 3/4" 1" 1 1/2" 2" 2 1/2" 3" 4" 5" 6" 8"

표 번호 Table No. BH-6 (50-5.8) 88



점토 (점성) ~ 쉘트 (비점성)
CLAY (PLASTIC) TO SILT (NON-PLASTIC)

모래 (SAND)			자갈 (GRAVEL)			돌 (COBBLES)		
세사	중사	조사	세	조	대	세	조	대
0.075	0.425	2.0	4.75	7.5	19.0	30	47.5	75

figur I.6

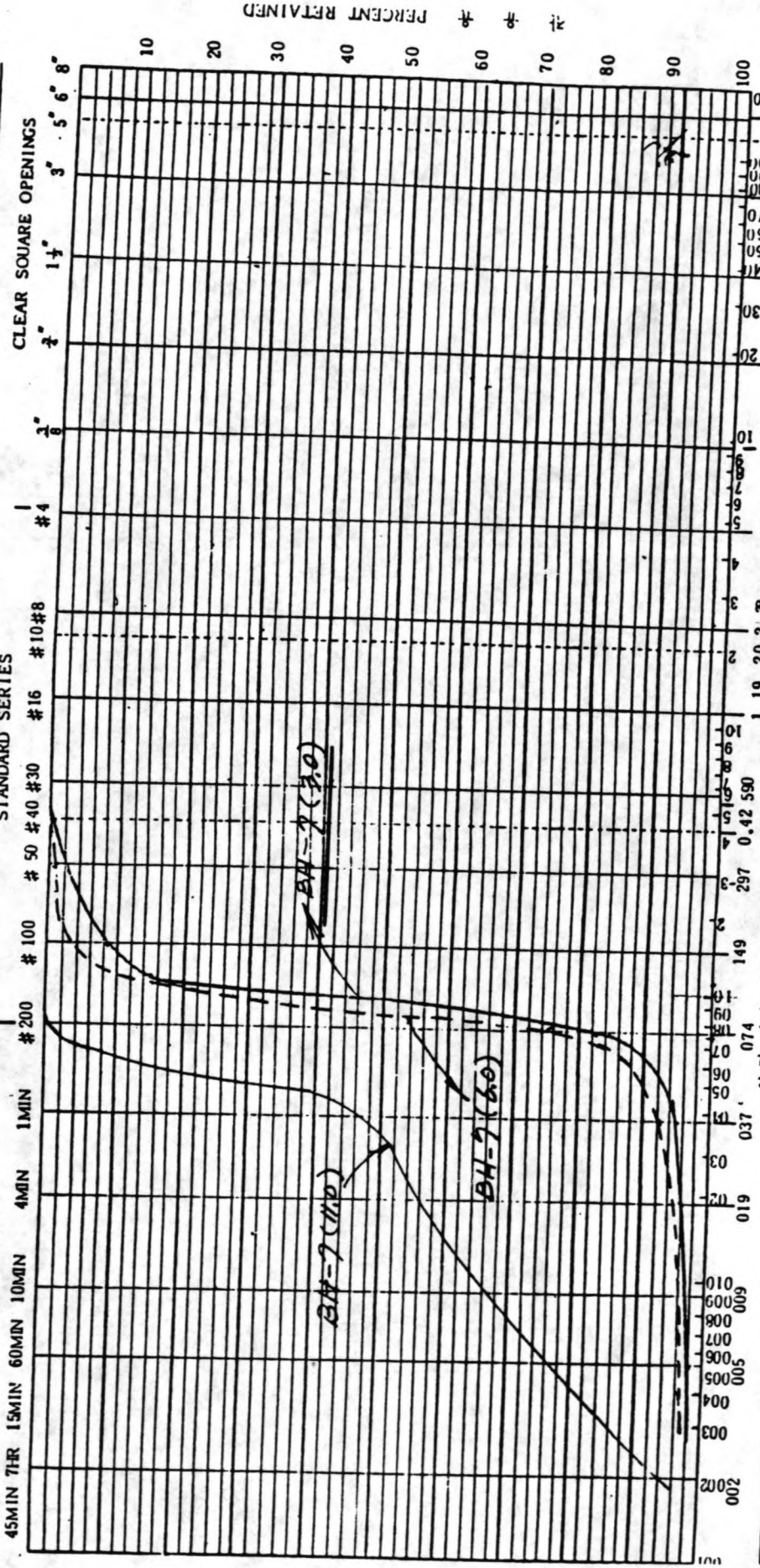
GRAVATION CURVE

SLUITGAT 1

비중계 분석 HYDROMETER ANALYSIS

채분석 SIEVE ANALYSIS

표 번호 Table No. BH-7 (20-31) 88



점토 (점성) ~ 실트 (비점성)
CLAY (PLASTIC TO SILT (NON-PLASTIC))

모래 SAND		자갈 GRAVEL		흙 COBBLES	
세사 FINE	중사 MEDIUM	포사 COARSE	자갈 FINE	포사 COARSE	흙 COBBLES
0.075	0.425	0.85	2.0	75	200
0.075	0.425	0.85	2.0	75	200

금강사업소
GEUM GANG PROJECT OFFICE

시험담당 박종익
실장 박종익

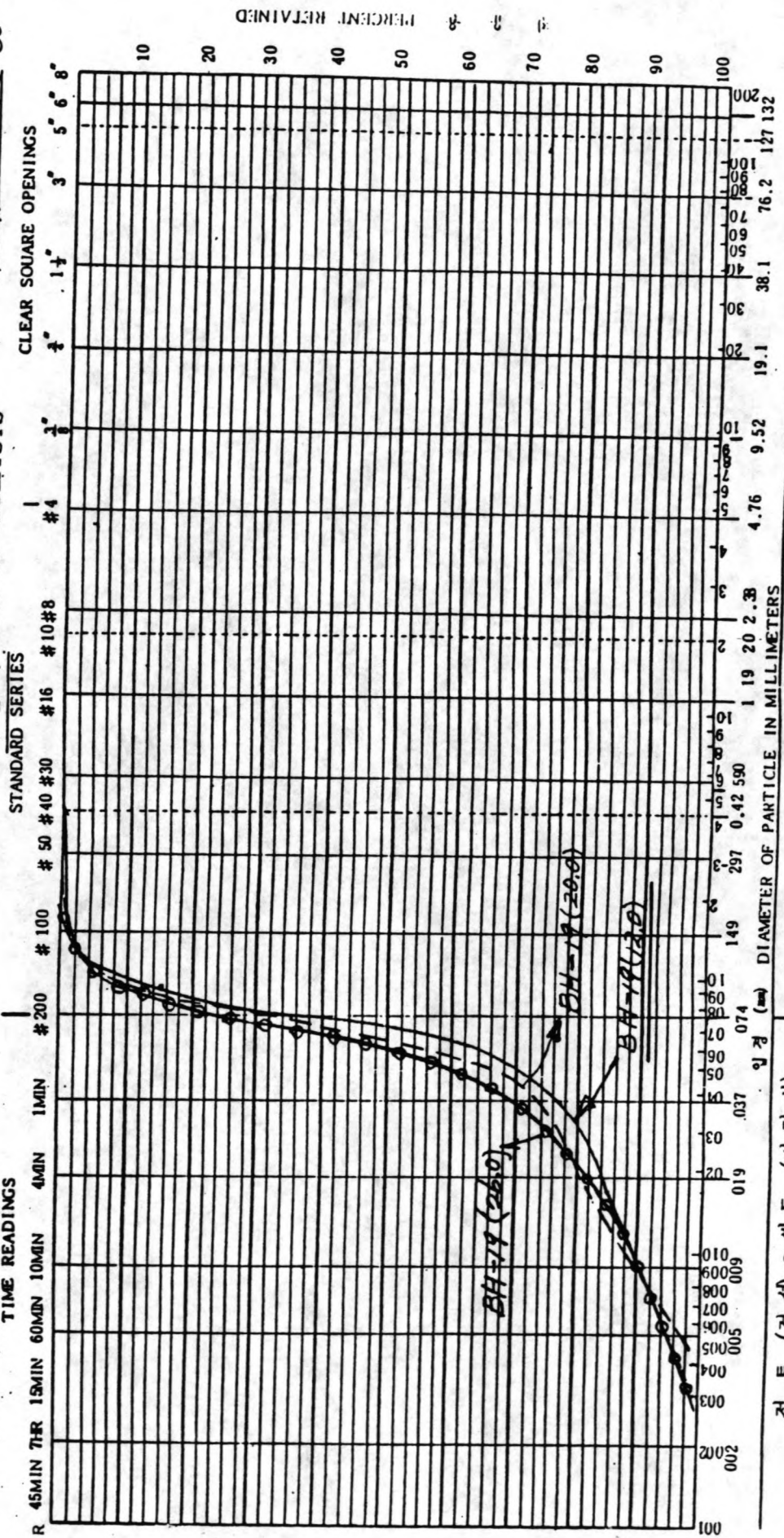
figur I.7

비중계 분석 곡선 GRAVITY CURVE

SLUITGAT 2

표 번호
Table No. BH-19 (P.O. = 12.5) 88

비중계 분석 HYDROMETER ANALYSIS 채분석 SIEVE ANALYSIS



점토 (점성) ~ 실트 (비점성) CLAY (PLASTIC) TO SILT (NON-PLASTIC)		모래 SAND			자갈 GRAVEL		돌 COBBLES	
입경 (mm)	상사 FINE	중사 MEDIUM	포사 COARSE	세 FINE	포 COARSE	200	125	75
0.075	100			100		100		
0.075	99			99		99		
0.075	98			98		98		
0.075	97			97		97		
0.075	96			96		96		
0.075	95			95		95		
0.075	94			94		94		
0.075	93			93		93		
0.075	92			92		92		
0.075	91			91		91		
0.075	90			90		90		
0.075	89			89		89		
0.075	88			88		88		
0.075	87			87		87		
0.075	86			86		86		
0.075	85			85		85		
0.075	84			84		84		
0.075	83			83		83		
0.075	82			82		82		
0.075	81			81		81		
0.075	80			80		80		
0.075	79			79		79		
0.075	78			78		78		
0.075	77			77		77		
0.075	76			76		76		
0.075	75			75		75		
0.075	74			74		74		
0.075	73			73		73		
0.075	72			72		72		
0.075	71			71		71		
0.075	70			70		70		
0.075	69			69		69		
0.075	68			68		68		
0.075	67			67		67		
0.075	66			66		66		
0.075	65			65		65		
0.075	64			64		64		
0.075	63			63		63		
0.075	62			62		62		
0.075	61			61		61		
0.075	60			60		60		
0.075	59			59		59		
0.075	58			58		58		
0.075	57			57		57		
0.075	56			56		56		
0.075	55			55		55		
0.075	54			54		54		
0.075	53			53		53		
0.075	52			52		52		
0.075	51			51		51		
0.075	50			50		50		
0.075	49			49		49		
0.075	48			48		48		
0.075	47			47		47		
0.075	46			46		46		
0.075	45			45		45		
0.075	44			44		44		
0.075	43			43		43		
0.075	42			42		42		
0.075	41			41		41		
0.075	40			40		40		
0.075	39			39		39		
0.075	38			38		38		
0.075	37			37		37		
0.075	36			36		36		
0.075	35			35		35		
0.075	34			34		34		
0.075	33			33		33		
0.075	32			32		32		
0.075	31			31		31		
0.075	30			30		30		
0.075	29			29		29		
0.075	28			28		28		
0.075	27			27		27		
0.075	26			26		26		
0.075	25			25		25		
0.075	24			24		24		
0.075	23			23		23		
0.075	22			22		22		
0.075	21			21		21		
0.075	20			20		20		
0.075	19			19		19		
0.075	18			18		18		
0.075	17			17		17		
0.075	16			16		16		
0.075	15			15		15		
0.075	14			14		14		
0.075	13			13		13		
0.075	12			12		12		
0.075	11			11		11		
0.075	10			10		10		
0.075	9			9		9		
0.075	8			8		8		
0.075	7			7		7		
0.075	6			6		6		
0.075	5			5		5		
0.075	4			4		4		
0.075	3			3		3		
0.075	2			2		2		
0.075	1			1		1		
0.075	0			0		0		

금강강철도
GEUM GANG PROJECT OFFICE

시험실
검정실

figuur I.8

BIJLAGE 2 : STABIL-BEREKENINGEN

In deze bijlage zijn de uitvoer- en invoergegevens van de STABIL-berekeningen in de drie sluitgaten weergegeven. Eerst worden de invoergegevens getoond, bestaande uit:

- coördinaten van de knooppunten van de drempeldoorsnede, waarbij de teen van de drempel de oorsprong is.
- coördinaten van het waterniveau. De minimale waterstand tijdens uitvoering is maatgevend.
- grenzen en eigenschappen van de grondlagen, waarbij de bovenste grondlaag de bovenbelasting voorstelt.

Hierna volgen de berekende stabiliteitfactoren met daarin de minimale stabiliteitsfactor. Tenslotte wordt de maatgevende glijcirkel weergegeven waarvoor de minimale stabiliteitsfactor geldt.

- figuur II.1.a t/m II.1.c : drempel in sluitgat 1
- figuur II.2.a t/m II.2.c : middenveld drempel in sluitgat 2
- figuur II.3.a t/m II.3.c : zijvelden drempel in sluitgat 2
- figuur II.4.a t/m II.4.c : drempel in sluitgat 3

===== STABIL 5.1 =====

=====
 Copyright by A. Verruijt, University of Delft, 1990
 =====

=====
 Licensed user :
 Technische Universiteit Delft
 Laboratorium voor Geotechniek
 Alleen voor studenten
 =====

=====
 drempell
 =====

Horizontal acceleration 0.000 * g
 Rotation of soil mass 0.000 degrees
 =====

Data of nodes :

Point	x	y
1	-15.000	0.000
2	0.000	0.000
3	10.000	2.000
4	22.000	2.000
5	22.001	2.042
6	37.999	2.100
7	38.000	2.000
8	50.000	2.000
9	60.000	0.000
10	70.000	0.000
11	-15.000	-6.000
12	70.000	-6.000

=====
 Water surface :

Point	x	y
1	-15.000	5.850
2	70.000	5.850

=====
 Boundaries and properties of layers :

Nodes on boundary 1 :		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :											
vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion		friction angle		phreatic ?		hc or zero level			
2396.000	2396.000	1000.000		0.000		yes		0.000			

 figuur II.1.a

===== STABIL 5.1 =====

=====
 ===== drempell
 =====

Nodes on boundary 2 : 1 2 3 4 7 8 9 10

Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion	friction angle	phreatic ?	hc or zero level
20.000	20.000	0.000	40.000	yes	0.000

Nodes on boundary 3 : 1 2 9 10

Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion	friction angle	phreatic ?	hc or zero level
18.600	18.600	35.000	25.000	yes	0.000

Nodes on boundary 4 : 11 12

Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion	friction angle	phreatic ?	hc or zero level
19.500	19.500	45.000	5.000	yes	0.000

figuur II.1.b

===== STABIL 5.1 =====

===== drempel1 =====

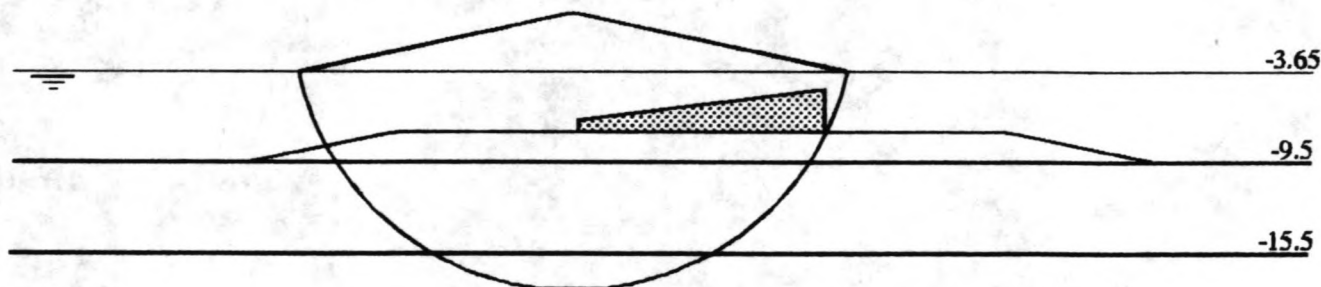
Circles through fixed point no. 1 : x = 38.000, y = 2.000

y =	Stability factors :						
10.500	1.787	2.029	2.023	2.016	2.010	2.004	1.998
10.333	1.790	1.785	2.026	2.020	2.013	2.007	2.001
10.167	1.792	1.788	1.783	2.023	2.017	2.011	2.004
10.000	1.795	1.790	1.786	<u>1.781</u>	2.021	2.014	2.008
9.833	1.798	1.793	1.788	<u>1.784</u>	2.025	2.018	2.012
9.667	1.824	1.819	1.815	1.810	1.806	2.038	2.032
9.500	1.854	1.849	1.844	1.840	1.835	1.831	2.053
x =	21.000	21.167	21.333	21.500	21.667	21.833	22.000

Smallest stability factor in this series : 1.781

Smallest stability factor : 1.781

F = 1.78



figuur II.1.c

=====
 ===== STABIL 5.1 =====
 =====

=====
 ===== Copyright by A. Verruijt, University of Delft, 1990
 =====

=====
 ===== Licensed user :
 ===== Technische Universiteit Delft
 ===== Laboratorium voor Geotechniek
 ===== Alleen voor studenten
 =====

=====
 ===== drempel2-midden
 =====

=====
 ===== Horizontal acceleration 0.000 * g
 ===== Rotation of soil mass 0.000 degrees
 =====

=====
 ===== Data of nodes :

Point	x	y
1	-15.000	0.000
2	0.000	0.000
3	65.000	13.000
4	74.000	13.000
5	74.001	13.003
6	95.999	13.100
7	96.000	13.000
8	105.000	13.000
9	170.000	0.000
10	180.000	0.000

=====
 ===== Water surface :

Point	x	y
1	-15.000	24.350
2	180.000	24.350

=====
 ===== Boundaries and properties of layers :

Nodes on boundary 1 :		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :											
vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion		friction angle		phreatic ?		hc or zero level			
3326.000	3326.000	1000.000		0.000		yes		0.000			

```

===== STABIL 5.1 =====
=====
===== drempe12-midden
=====
=====

```

```

Nodes on boundary 2 : 1 2 3 4 7 8 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

vol. weight vol. weight cohesion friction phreatic hc or
dry saturated angle ? zero level
20.000 20.000 0.000 40.000 yes 0.000
-----

```

```

Nodes on boundary 3 : 1 2 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

vol. weight vol. weight cohesion friction phreatic hc or
dry saturated angle ? zero level
18.800 18.800 20.000 37.000 yes 0.000
-----

```

figuur II.2.b

===== STABIL 5.1 =====
 =====
 ===== drempe12-midden =====
 =====

Circles through fixed point no. 1 : x = 96.000, y = 13.000

y =	Stability factors :						
36.000	2.577	2.567	2.558	2.548	4.125	4.178	4.168
35.833	2.581	2.571	2.561	2.552	4.135	4.189	4.179
35.667	2.585	2.575	2.565	2.555	<u>2.545</u>	4.200	4.190
35.500	2.589	2.579	2.569	2.559	<u>2.549</u>	2.575	4.202
35.333	2.593	2.583	2.572	2.562	2.552	2.579	4.213
35.167	2.597	2.587	2.576	2.566	2.556	2.583	2.581
35.000	2.601	2.591	2.580	2.570	2.560	2.587	2.585

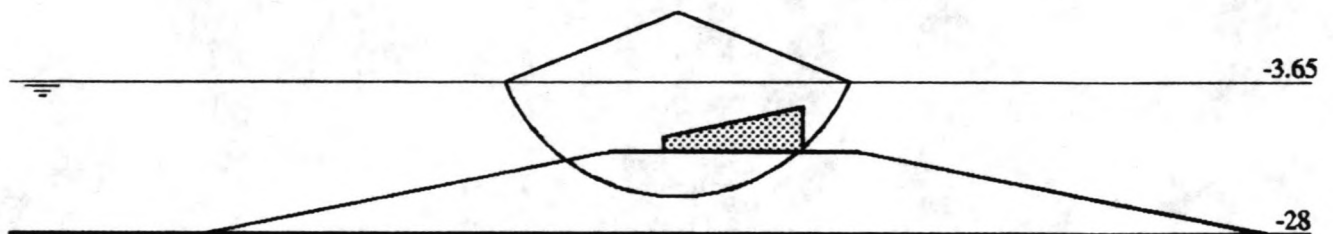
x = 76.000 76.167 76.333 76.500 76.667 76.833 77.000

Smallest stability factor in this series : 2.545

=====

Smallest stability factor : 2.545

F = 2.55



figuur II.2.c

===== STABIL 5.1 =====

=====
 Copyright by A. Verruijt, University of Delft, 1990
 =====

=====
 Licensed user :
 Technische Universiteit Delft
 Laboratorium voor Geotechniek
 Alleen voor studenten
 =====

=====
 drempel2-zijkanten
 =====

Horizontal acceleration 0.000 * g
 Rotation of soil mass 0.000 degrees
 =====

Data of nodes :

Point	x	y
1	-15.000	0.000
2	0.000	0.000
3	10.000	2.000
4	19.000	2.000
5	19.001	2.003
6	40.999	2.100
7	41.000	2.000
8	50.000	2.000
9	60.000	0.000
10	70.000	0.000

=====

Water surface :

Point	x	y
1	-15.000	13.350
2	70.000	13.350

=====

Boundaries and properties of layers :

Nodes on boundary 1 :		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :											
vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion		friction angle		phreatic ?		hc or zero level			
3326.000	3326.000	1000.000		0.000		yes		0.000			

figuur II.3.a

```

===== STABIL 5.1 =====
=====
===== drempe12-zijkanten
=====
=====

```

```

Nodes on boundary 2 : 1 2 3 4 7 8 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

```

vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion	friction angle	phreatic ?	hc or zero level
20.000	20.000	0.000	40.000	yes	0.000

```

Nodes on boundary 3 : 1 2 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :

```

vol. weight dry	vol. weight saturated	cohesion	friction angle	phreatic ?	hc or zero level
18.800	18.800	20.000	37.000	yes	0.000

figuur II.3.b

===== STABIL 5.1 =====
 =====
 ===== drempel2-zijkanten =====
 =====

Circles through fixed point no. 1 : x = 41.000, y = 2.000

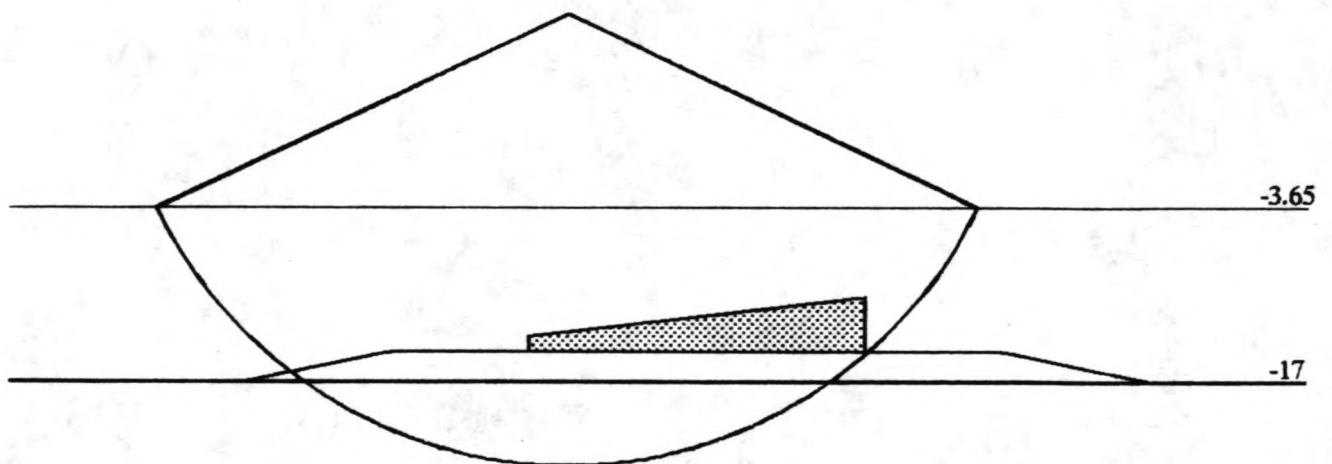
y =	Stability factors :						
25.500	2.680	2.672	4.376	4.349	4.323	4.372	4.364
25.333	2.682	2.674	2.666	4.358	4.331	4.380	4.372
25.167	2.685	2.676	2.668	4.366	4.339	4.389	4.380
25.000	2.687	2.679	2.671	2.663	4.347	4.397	4.389
24.833	2.690	2.681	2.673	2.665	4.356	4.406	4.398
24.667	2.692	2.684	2.675	2.667	<u>2.659</u>	4.416	4.407
24.500	2.695	2.686	2.678	2.670	2.661	2.686	4.416
x =	21.000	21.167	21.333	21.500	21.667	21.833	22.000

Smallest stability factor in this series : 2.659

=====

Smallest stability factor : 2.659

F = 2.66



figuur II.3.c

===== STABIL 5.1 =====

=====
 =====
 Copyright by A. Verruijt, University of Delft, 1990
 =====

=====
 Licensed user :
 =====
 Technische Universiteit Delft
 =====
 Laboratorium voor Geotechniek
 =====
 Alleen voor studenten
 =====

=====
 =====
 drempel3
 =====

=====
 =====
 Horizontal acceleration 0.000 * g
 Rotation of soil mass 0.000 degrees
 =====

Data of nodes :

Point	x	y
1	-25.000	0.000
2	0.000	0.000
3	10.000	2.000
4	19.000	2.000
5	19.001	2.003
6	40.999	2.100
7	41.000	2.000
8	50.000	2.000
9	60.000	0.000
10	70.000	0.000

=====
 =====
 Water surface :

Point	x	y
1	-25.000	13.350
2	70.000	13.350

=====
 =====
 Boundaries and properties of layers :

Nodes on boundary 1 :		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :											
vol. weight	vol. weight	cohesion		friction		phreatic		hc or		zero level	
dry	saturated			angle		?					
3326.000	3326.000	1000.000		0.000		yes				0.000	

figuur II.4.a

```

===== STABIL 5.1 =====
=====
===== drempe13
=====
=====

```

```

Nodes on boundary 2 : 1 2 3 4 7 8 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :
vol. weight vol. weight cohesion friction phreatic hc or
dry saturated angle ? zero level
20.000 20.000 0.000 40.000 yes 0.000
-----

```

```

Nodes on boundary 3 : 1 2 9 10
Properties of soil below this boundary, and above next boundaries :
vol. weight vol. weight cohesion friction phreatic hc or
dry saturated angle ? zero level
18.400 18.400 15.000 39.000 yes 0.000
-----

```

figuur II.4.b

STABIL 5.1

drempel3

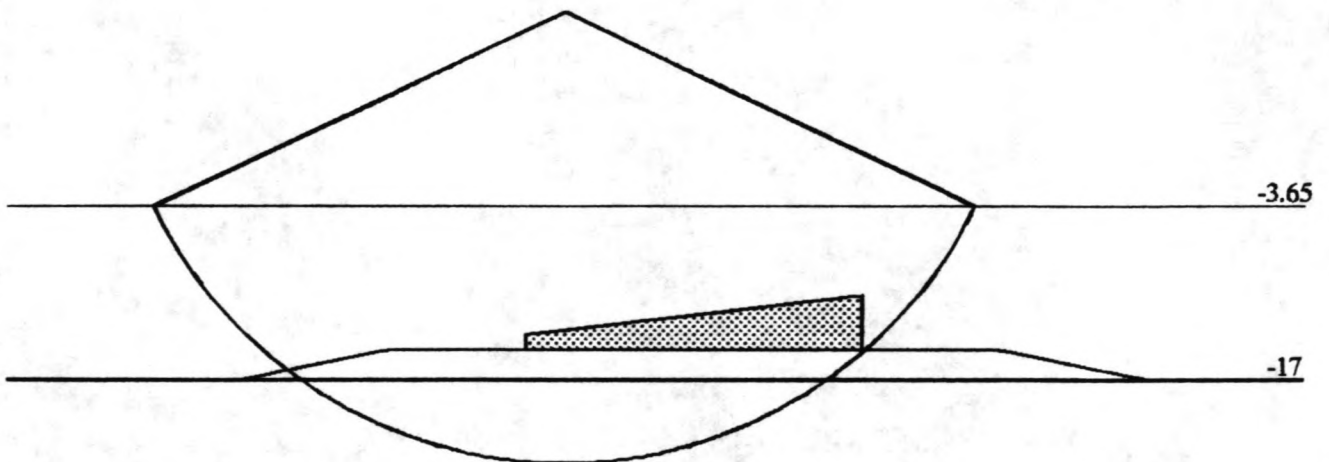
Circles through fixed point no. 1 : x = 41.000, y = 2.000

y =	Stability factors :						
25.000	2.697	2.689	2.682	2.674	4.384	4.439	4.433
24.833	2.699	2.692	2.684	2.676	4.392	4.448	4.442
24.667	2.702	2.694	2.686	2.679	<u>2.671</u>	4.457	4.451
24.500	2.705	2.697	2.689	2.681	2.674	2.701	4.460
24.333	2.708	2.700	2.692	2.684	2.676	2.703	4.469
24.167	2.710	2.702	2.694	2.686	2.678	2.706	2.706
24.000	2.713	2.705	2.697	2.689	2.681	2.709	2.709
x =	21.000	21.167	21.333	21.500	21.667	21.833	22.000

Smallest stability factor in this series : 2.671

Smallest stability factor : 2.671

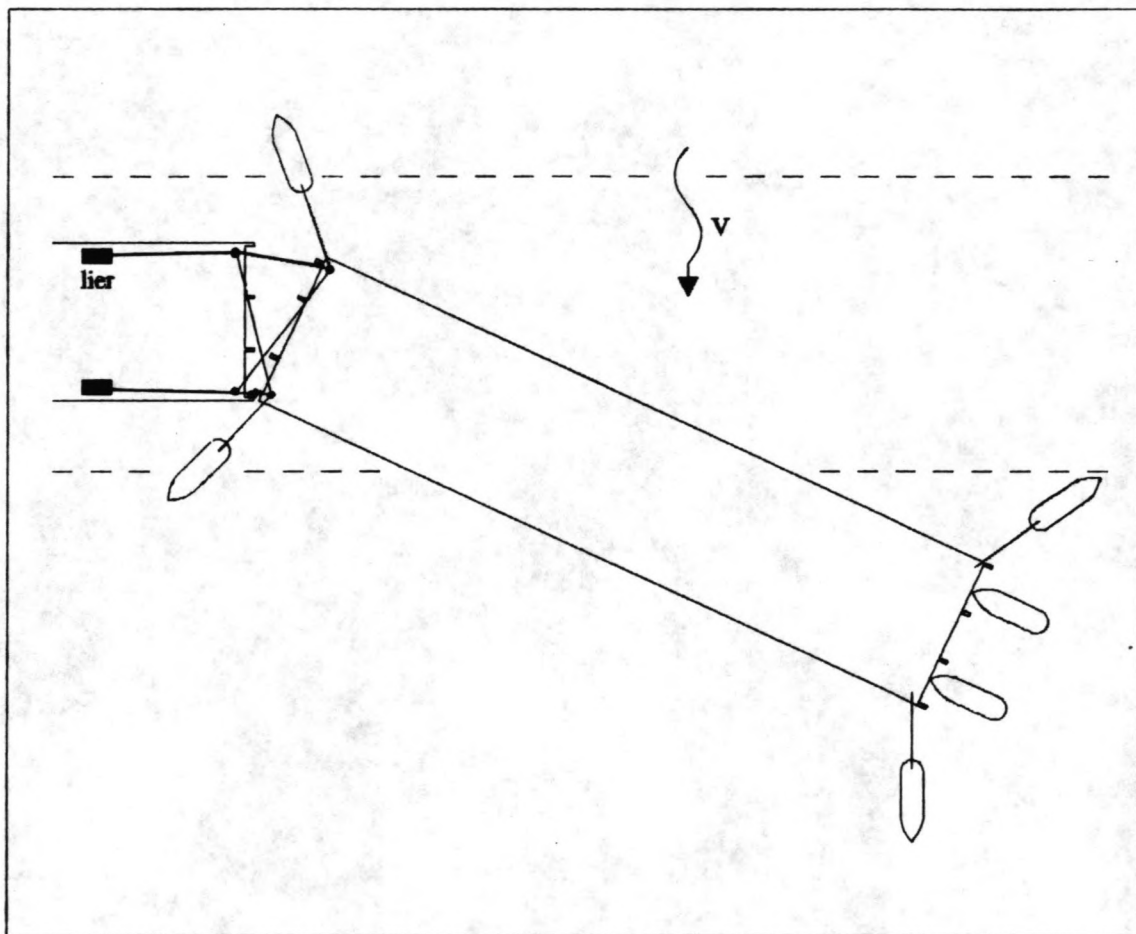
F = 2.67



figuur II.4.c

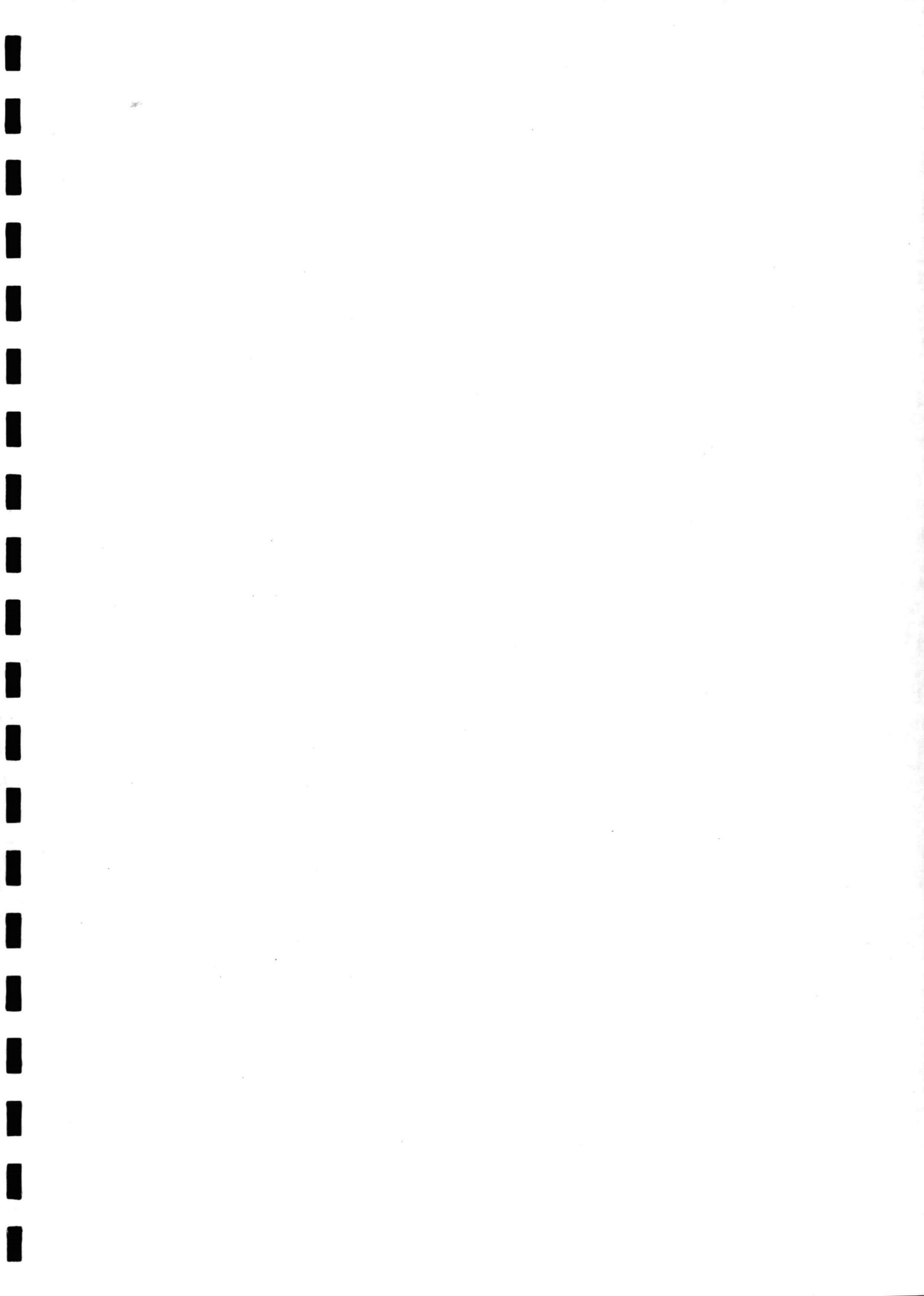


Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea



Deelrapport 3

P.J.F. van den Boom



**Caissonsluiting
Saemankeum Project
Zuid-Korea**

Deelrapport 3:

**Bouwlocatie van de caissons
Plaatsingsprocedure
Sluitingsprocedure**

*P.J.F. van den Boom
vakgroep waterbouwkunde
sectie waterbouwkunde & offshore
Technische Universiteit Delft
augustus 1992*

*afstudeercommissie :
K. d'Angremond
F.C. van Roode
K.G. Bezuyen
J.C. Huis in 't Veld*

INHOUDSOPGAVE

	pagina
Voorwoord	1
Samenvatting	2
Hoofdstuk 1 : Bouwlocatie van de caissons	4
1.1 Locatiekeuze	4
1.2 De gekozen bouwlocatie	10
Hoofdstuk 2 : Plaatsings- en sluitingsprocedure	15
2.1 Plaatsingsprocedure	15
2.2 Krachten en bewegingen in de plaatsingsfase	20
2.3 Plaatsingsschema	30
2.4 Sluitingsprocedure	33
Literatuur- en bronnenlijst	34
Bijlage 1 : Berekening krachten en bewegingen caissons	

VOORWOORD

Dit is het derde en tevens laatste deelrapport van het afstudeeronderzoek "Caissonsluiting Saemankeum Project Zuid-Korea". In dit deelrapport wordt eerst kort ingegaan op de bouwlocatie van de doorlaatcaissons. De locatie en globale indeling van de bouwput worden bepaald.

Verder wordt in dit rapport aandacht besteed aan de plaatsingsprocedure. De krachten op de caissons alsmede de bewegingen van de caissons worden geanalyseerd. Er wordt hierna een geschikte plaatsingsmethode gekozen. Tenslotte wordt de sluitingsprocedure beschreven.

Bij de totstandkoming van dit laatste deelrapport zijn diverse personen geraadpleegd. Hierbij wil ik met name de afdeling Documentatie van de Dienst Getijdewateren van Rijkswaterstaat in Den Haag bedanken voor de verstrekte informatie.

SAMENVATTING

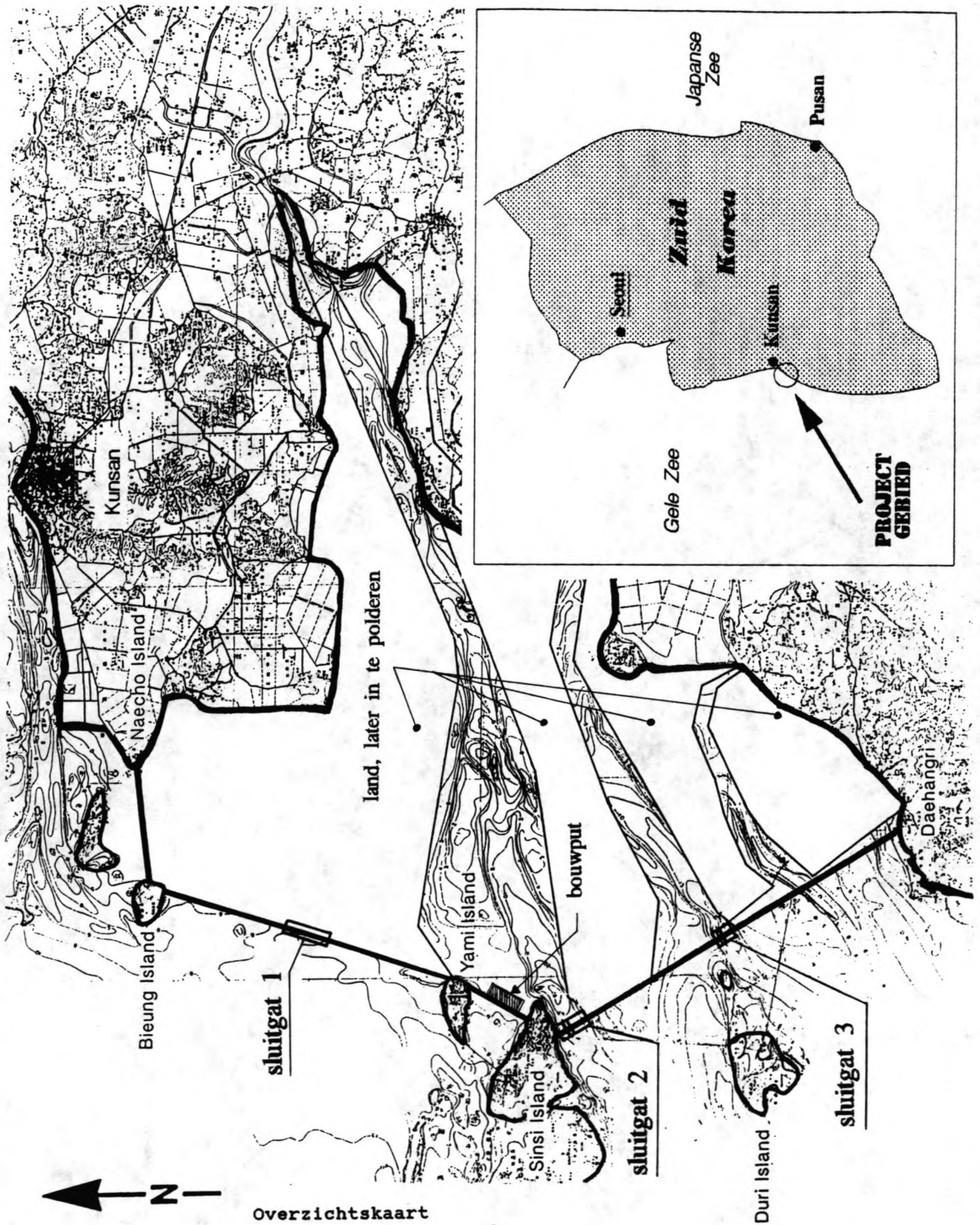
In hoofdstuk 1 van dit derde deelrapport wordt kort aandacht besteed aan de bouwlocatie van de 40 doorlaatcaissons en 6 landhoofdcaissons. Deze caissons worden gebouwd in een bouwput met een oppervlak van 300.000 m² tussen de eilanden Sinsi en Yami. Deze locatie blijkt vooral aantrekkelijk door de korte vaarafstanden tot de drie sluitgaten. De locatie is op de overzichtskaart op de volgende bladzijde weergegeven.

De bouwput bestaat uit twee gedeelten met een verschillend bodemniveau. Het eerste gedeelte is voor de bouw van de caissons in sluitgat 1 en heeft een bodemniveau van MSL -6.7 m. Het tweede gedeelte met een bodemniveau van MSL -9.1 m is voor de bouw van de overige caissons. De omringende dijk binnen het reservoir heeft een kruinshoogte van MSL +7.25 m.

Het volgende aandachtspunt is de plaatsingsprocedure van de caissons. Na vergelijking van 3 plaatsingsmethoden is gekozen voor het indraaien van de caissons met behulp van een scharnierpunt, gemaakt met kabels. Ter plaatse van het scharnierpunt is het caisson hierdoor beter in bedwang te houden. Door een geschikte keuze van de veerconstanten en voorspankrachten van de kabels blijven de bewegingen tijdens indraaien en afzinken acceptabel.

Uit een berekening van de belasting op het caisson tijdens plaatsen blijkt dat de golfbelasting maatgevend is. Door gebruik te maken van een verplaatsbare drijvende golfreductor kan deze golfbelasting aanzienlijk verkleind worden, zodat het caisson aan het vrije einde beter in bedwang te houden is.

Tenslotte wordt de sluitingsprocedure beschreven. De 800 onderschuiven en 800 bovenschuiven worden tijdens hoogwaterkentering gesloten. Dit gebeurt bij een getijdeverschil van maximaal 4.0 m. De waterstand in het reservoir na sluiting is MSL +2.0 m .



HOOFDSTUK 1 : BOUWLOCATIE VAN DE CAISSONS

1.1 Locatiekeuze

Uit deelrapport 2 is een globaal ontwerp voortgekomen voor de 40 doorlaatcaissons en 6 landhoofdcaissons voor de drie sluitgaten. Er moet afgewogen worden of er naast deze 46 caissons een reserve-caisson gebouwd moet worden.

In sluitgat 1 zijn de caissons 12.5 m hoog en in de sluitgaten 2 & 3 20 m hoog. Omdat de kans gering is dat een caisson onherstelbaar beschadigt en omdat de kosten van een reserve-caisson hoog zijn, moet geprobeerd worden één reserve-caisson te ontwerpen, dat in elk sluitgat geplaatst zou kunnen worden. Een reserve doorlaatcaisson is een dure oplossing. Goedkoper is om het reserve-caisson uit te voeren als gesloten caisson, waarbij het caisson door gebruik van opzetstukken zowel in het ondiepe sluitgat 1 als in de diepere sluitgaten 2 en 3 geplaatst kan worden.

Uit berekening is gebleken dat na plaatsing van het gesloten reserve-caisson in één van de drie sluitgaten de stroomsnelheid in het sluitgat slechts toeneemt met 0.1 m/s. Hierbij wordt aangenomen dat het reserve-caisson als laatste geplaatst wordt. Deze geringe toename van de stroomsnelheid is verwaarloosbaar. Kort na het plaatsen van het laatste caisson immers worden de schuiven gesloten. Lokaal kunnen de stroomsnelheden meer toenemen. Er wordt niet verder ingegaan op het ontwerp van het reserve-caisson.

Eventueel kan onderzocht worden of het mogelijk is het gat te sluiten met stortsteen. Deze methode is goedkoper dan de bouw van een reserve-caisson.

In dit hoofdstuk wordt kort ingegaan op de bouwput van de caissons. Er wordt een geschikte locatie gezocht voor de bouw van deze caissons. Het totale oppervlak, wat deze caissons in beslag nemen is ongeveer 100.000 m². Inclusief werkruimte en opslagplaats moet de bouwput een oppervlakte hebben van ongeveer 3*100.000 m², is 30 ha. Om een goede keuze te kunnen maken worden enkele alternatieven getoetst aan de volgende criteria.

1) De vaarafstanden tot de drie sluitgaten moeten zo klein mogelijk zijn. In deelrapport 2 immers is gebleken dat de eigentrillingsperioden van de caissons voor dompen en stampen in de buurt liggen van de golfperiode. De caissons zijn gevoelig voor dompen en stampen. Hoe langer de transportafstand tot de sluitgaten, hoe groter de kans dat de caissons hinderlijk gaan dompen of stampen, omdat het caisson langer op zee verblijft.

Een ander nadeel van een langere vaarafstand is de onzekerheid over de vaartijd. Hoe langer de vaarafstand, hoe onnauwkeuriger de vaartijd te voorspellen is. De vaarsnelheid is ongeveer 1.5 tot 2.0 m/s ten opzichte van het water. Bij een lange vaarafstand kan het noodzakelijk zijn de caissons in de buurt van de sluitgaten tijdelijk te parkeren, totdat de stroomsnelheid in het sluitgat voldoende laag is om te kunnen

invaren. Dit tijdelijk parkeren wordt in deelrapport 2 afgeraden. Het is wel mogelijk de caissons in de buurt van de sluitgaten tijdelijk op een afzetplateau af te zinken en nadien weer drijvend te maken. Hiervoor dienen wel afzetplateaus aangelegd te worden.

2) Een belangrijk aspect is de aanvoer van materiaal, materieel en personeel. Het moet mogelijk zijn dit zonder veel moeite aan te voeren. Dit kan gebeuren over land of over water. Omdat voor de bouw van de caissons zo'n 200.000 m³ beton nodig is, wordt bij de bouwput een betonfabriek opgezet. De bouwlocatie wordt compleet ingericht, zodat de bouwput in zijn geheel zelfstandig kan functioneren.

3) Om een droge bouwput te kunnen krijgen, moet het mogelijk zijn de put te bemalen. De waterdoorlatendheid van de grond ter plaatse van de bouwput mag niet te groot zijn. Over het algemeen is de grond in het gebied slecht waterdoorlatend als gevolg van het fijne slibhoudend zand. Omdat slechts in een klein gedeelte van het gebied grondgegevens bekend zijn, wordt op dit moment aangenomen dat de waterdoorlatendheid van de grond slecht is, zodat het mogelijk is de bouwput droog te houden. Nadat de keuze voor de locatie gemaakt is, dient er grondonderzoek gedaan te worden om de waterdoorlatendheid te bepalen.

4) De caissons worden bij hoogwaterkentering afgezonken, omdat anders de waterdiepte te gering is voor het transport van de caissons. Dit is met name in sluitgat 1. Hier is bij laagwaterkentering de waterdiepte boven de drempel slechts 5.5 m, terwijl de diepgang van de caissons in sluitgat 1 5.4 m is. Tevens moet opgemerkt worden dat de stroomsnelheden in de sluitgaten rond laagwaterkentering groter zijn dan rond hoogwaterkentering. De tijd, beschikbaar voor plaatsing is kleiner.

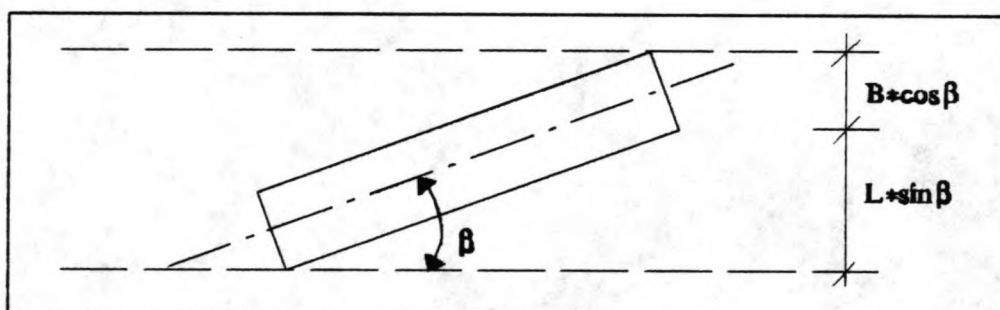
Omdat de caissons tijdens hoogwaterkentering afgezonken worden, moeten ze vanuit het reservoir tegen de stroom in ingevaren worden. Als de caissons met de stroom mee ingevaren zouden worden, zou het risico groot zijn dat er een caisson verloren gaat als deze door omstandigheden los zou raken. De stroom sleept het caisson dan ongecontroleerd door het sluitgat naar binnen toe, waarbij een al geplaatst caisson geraakt kan worden. Om tegen de stroom in in te kunnen varen is het noodzakelijk dat de caissons binnen het reservoir zijn voordat ze ingevaren worden.

5) Belangrijk is ook de hoeveelheid baggerwerk. Als de locatie voor de bouwput te ondiep is, moet er gebaggerd worden. Ook is het mogelijk dat de vaarroutes naar de sluitgaten uitgebaggerd moeten worden. De minimale keelclearance wordt gesteld op 0.25 keer de diepgang van het caisson. De vaarroutes van de caissons voor de sluitgaten 2 & 3 moeten een waterdiepte hebben van minimaal 10 m. De keelclearance is dan 2.0 m.

De vaarroute van de caissons voor sluitgat 1 met een diep-

gang van 5.4 m moet een waterdiepte van minimaal 7 m hebben. De keelclearance is dan minimaal 1.6 m. De bouwput kan twee gedeelten hebben met een verschillend bodemniveau. Het gedeelte, waar caissons voor sluitgat 1 gebouwd worden, heeft tijdens uitvaren een waterdiepte nodig van 6.5 m en het andere gedeelte een waterdiepte van 9 m. Deze waterdiepten zijn kleiner dan de waterdiepten in de vaargeulen, omdat het hier slechts om het uitvaren van de caissons gaat. Een meter keelclearance is dan voldoende.

Tijdens transport kan het caisson als gevolg van wind of dwarsstroming uit koers raken. Omdat er enige tijd overeen gaat voordat de sleepboten de koers veranderd hebben, moet de vaargeul een breedte hebben, die groter is dan de breedte van het caisson. Deze breedte wordt bepaald door de maximale drifthoek β . Dit is in figuur 1.1.1 te zien. De geulbreedte moet minimaal $L \cdot \sin\beta + B \cdot \cos\beta$ zijn. De maximale drifthoek hangt van de tracékeuze af. Op zee zal deze maximale drifthoek groter zijn dan binnen het reservoir. Aangenomen kan worden dat de drifthoek niet groter wordt dan 20° . Met een caissonbreedte van 22 m is de minimaal benodigde breedte 60 m.



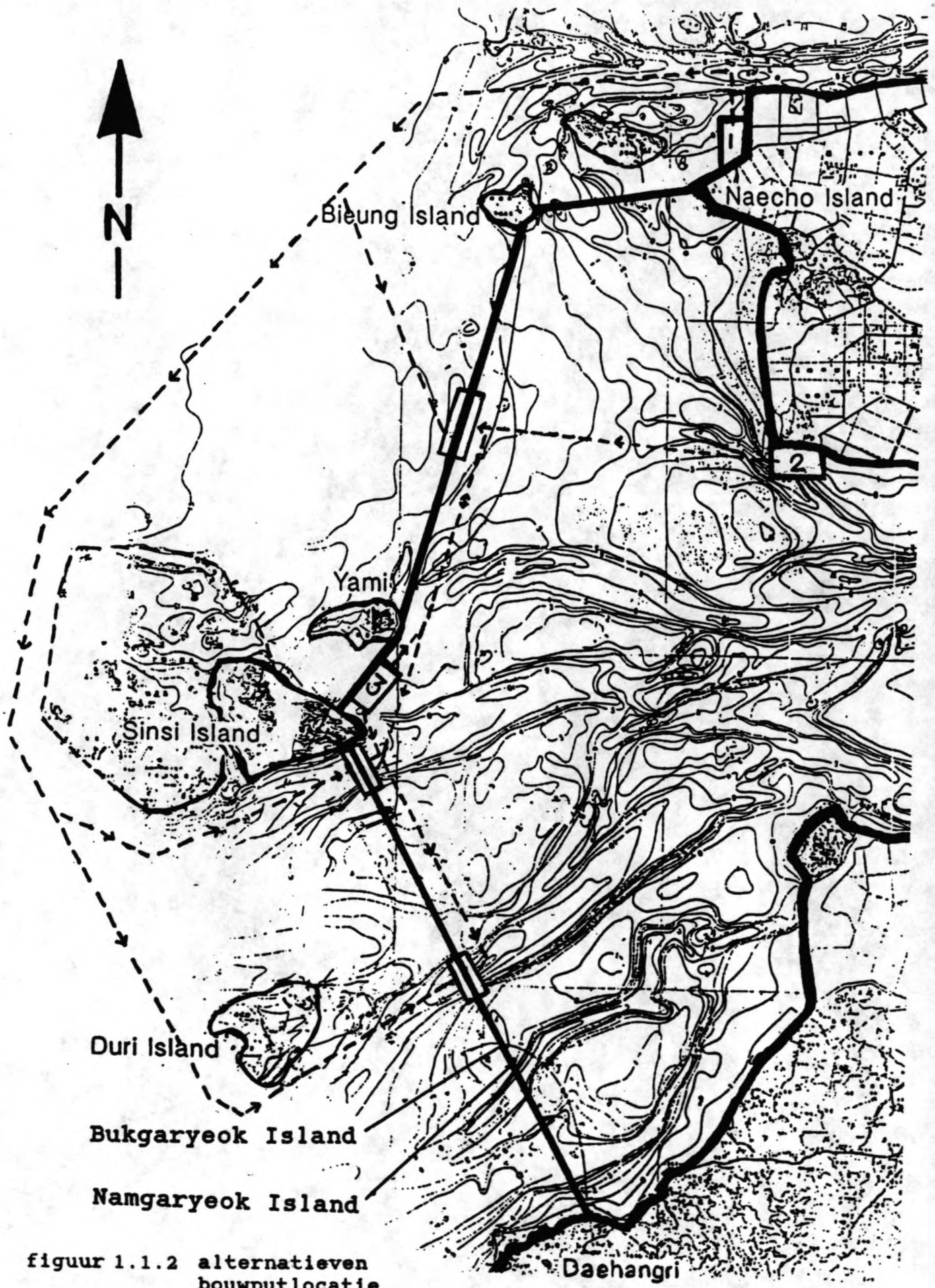
figuur 1.1.1 benodigde geulbreedte

Bij uitbaggeren van de geulen wordt een geulbreedte aangehouden van 60 m met hellingen van 1:10. De locatie van de vaargeul wordt over het hele traject aangegeven met boeien.

Op de kaart in figuur 1.1.2 zijn 3 verschillende alternatieven te zien. Tevens zijn de vaarroutes naar de sluitgaten aangegeven. Deze alternatieven worden getoetst aan de 5 criteria. Hierbij is het eerste criterium het belangrijkste, omdat tijdelijk parkeren sterk wordt afgeraden.

alternatief 1: bouwlocatie ten westen van de stad Kunsan

1) De afstand tot de drie sluitgaten is resp. 18, 42 en 51 km (zie tabel 1.1.3). Dit betekent een maximale vaartijd van ongeveer 10 uur bij een vaarsnelheid van 1.5 m/s. De vaartijd is moeilijk te voorspellen, zodat vermoedelijk de caissons tijdelijk geparkeerd moeten worden in de buurt van de sluitgaten.



figuur 1.1.2 alternatieven
bouwputlocatie

2) Omdat de bouwput bij het industrieterrein van de havenstad Kunsan ligt, levert de aanvoer van materiaal en materieel geen probleem op. Alle faciliteiten zijn in de nabije omgeving van de bouwput aanwezig.

3) De waterdoorlatendheid wordt klein verondersteld, zodat open bemaling mogelijk is. De bouwput ligt voldoende ver van de stad, zodat schade niet verwacht wordt.

4) Voordat de caissons ingevaren kunnen worden, moeten ze door de sluitgaten naar binnen gevaren worden. Omdat de sluitgaten steeds kleiner worden, betekent dit dat ongeveer de laatste 10 caissons gelijktijdig naar binnen gevaren moeten worden voordat deze geplaatst kunnen worden. Dit houdt tevens in dat de laatste caissons tijdelijk geparkeerd moeten worden binnen het reservoir. De vaarroute over zee is tevens risicovol.

5) De bodem op locatie ligt op MSL -1 m. De bodem moet uitgebaggerd worden. Tevens dient er een geul gebaggerd te worden vanuit de bouwput naar de vaargeul. In totaal moet er ongeveer $3.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ zand gebaggerd worden.

alternatief 2: bouwlocatie ten zuiden van de stad Kunsan

1) De afstand tot de sluitgaten is resp. 9, 18 en 24 km. Dit betekent een vaartijd van maximaal 4.5 uur. De vaartijd is beter te voorspellen dan bij alternatief 1 het geval is. Tijdelijk parkeren is waarschijnlijk niet nodig.

2) De locatie ligt ongeveer 10 km ten zuiden van het industrieterrein van de havenstad Kunsan. De aanvoer is eenvoudig te regelen. Eventueel dient er een betere wegverbinding tussen het industrieterrein en de bouwlocatie aangelegd te worden.

3) De waterdoorlatendheid wordt klein verondersteld.

4) De caissons worden binnen het reservoir gebouwd.

5) Er moet veel gebaggerd worden, omdat de geulen in het reservoir relatief ondiep zijn. Ter plaatse van de locatie ligt de bodem op MSL -6 m. In totaal moet er $11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ gebaggerd worden.

alternatief 3: bouwlocatie tussen de eilanden Sinsi en Yami

1) De afstand tot de sluitgaten is gering, namelijk resp 8, 2 en 8 km. De maximale vaartijd is 1.5 uur. Deze vaartijd is goed te voorspellen, dus hoeven de caissons niet tijdelijk geparkeerd te worden bij de sluitgaten.

2) De aanvoer van materieel en materiaal gebeurt met schepen vanuit de haven van Kunsan. Buitendijks van het reservoir

kunnen deze schepen in een werkhaven gelost worden. De bodem ligt daar op MSL -7.0 m. De faciliteiten kunnen op het eiland Sinsi geplaatst worden. Via de dijk tussen de twee eilanden, die dan al gereed moet zijn, kan de bouwput bereikt worden. Een bijkomend voordeel is dat er tevens een sluis gepland is op het eiland Sinsi, waardoor er een concentratie van bouwactiviteiten is.

3) De waterdoorlatendheid wordt klein verondersteld. De bouwput is geheel door water omringd. Er moet dus meer bemalen worden. De verweerde rots bevindt zich op een diepte van ongeveer MSL -10 m. Hogerliggende gedeelten kunnen het baggerwerk lastig maken.

4) De caissons worden binnen het reservoir gebouwd.

5) De geul tussen de sluitgaten 2 en 3 moet uitgebaggerd worden. Tevens moet een gedeelte van de geul tussen sluitgat 1 en 2 verdiept worden. In totaal moet $4.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ gebaggerd worden.

	vaarafstand tot sluitgat [km]			hoeveelheid baggeren [$10^6 \cdot \text{m}^3$]
	sluitgat1	sluitgat2	sluitgat3	
altern.1	18	42	51	3.5
altern.2	9	18	24	11.0
altern.3	8	2	8	4.2

tabel 1.1.3

In tabel 1.1.4 worden de drie alternatieven beoordeeld. Hierbij weegt criterium 1 relatief zwaar. In de laatste kolom is de totaalscore weergegeven.

	criterium					totaal score
	1	2	3	4	5	
altern.1	- -	+	o	-	+	-
altern.2	o	+	o	+	-	+
altern.3	+ +	-	o	+	o	+ +

tabel 1.1.4 beoordeling van de alternatieven

Uit tabel 1.1.4 kan opgemaakt worden dat het derde alternatief in deze situatie de beste keus is voor de bouwlocatie van de caissons. De afstand tot de drie sluitgaten is aanzienlijk korter dan bij de andere alternatieven.

1.2 De gekozen bouwlocatie

afmetingen:

De locatie van de bouwput bevindt zich tussen de eilanden Sinsi en Yami. In deze bouwput moeten 40 doorlaatcaissons, 6 landhoofdcaissons en één reserve-caisson gebouwd worden. Het totale oppervlak van de bouwput is 30 ha. De bouwput heeft binnen de dijken een lengte van 1250 m en een breedte van 240 m. Voor de indeling van de bouwput: zie figuur 1.2.3.

bouwput-bodemniveau:

De bouwput kan uit twee gedeelten bestaan met een verschillend bodemniveau. Bij uitvaren van de caissons uit de bouwput moet de keelclearance minimaal 1 m zijn. Dit is nodig om te zorgen dat de caissons bij leegpompen voldoende oprijfvermogen krijgen, zodat de caissons niet aan de bodem van de bouwput blijven kleven. Door een filterconstructie in de bouwput onder de caissons wordt kleven eveneens tegengegaan.

Het gedeelte waar de caissons voor sluitgat 1 gebouwd worden heeft een waterdiepte van 6.4 m nodig bij uitvaren. De diepgang van de caissons 1 is 5.4 m. De vaartijd tot sluitgat 1 is ± 1.5 uur. Tijdens transport is de stroming in de vaargeul gericht naar het sluitgat. Dit verkort de vaartijd. Daar aangekomen wordt het caisson gereed gemaakt voor afzinken. Het caisson wordt vastgemaakt aan de al geplaatste caissons en ingedraaid, waarna het caisson nog vóór kentering afgezonken wordt. Het caisson dient ongeveer 2 uur vóór hoogwaterkentering bij het sluitgat aanwezig te zijn. Dit betekent dat het caisson 3.5 uur vóór hoogwaterkentering de bouwput verlaat.

De waterstand ter plaatse van de bouwput 3.5 uur vóór hoogwaterkentering is berekend met het computerprogramma DUFLOW. De berekening is gemaakt met een getijdeverschil van 3.0 m. Bij een getijdeverschil van minimaal ± 3.0 m immers worden de caissons geplaatst. De waterstand bedraagt MSL -0.30 m. Bij deze waterstand moet de waterdiepte minimaal 6.4 m zijn. Dit houdt in dat de bodem van de bouwput, waar de caissons voor sluitgat 1 gebouwd worden, op MSL -6.7 m moet liggen. Er is dan tijdens uitvaren minimaal een keelclearance van 1.0 m. Met de tijd neemt de waterstand toe, dus ook de keelclearance.

Voor het bodemniveau van het tweede gedeelte blijkt het transport naar sluitgat 3 maatgevend te zijn. Deze vaartijd is maximaal 1.5 uur. De stroming in de vaargeul tussen de sluitgaten 2 en 3 heeft dezelfde richting als de vaarrichting. De caissons verlaten de bouwput 3.5 uur vóór hoogwaterkentering. Als sluitgat 2 gepasseerd wordt, is de stroomsnelheid door dit sluitgat ± 1.7 m/s. Sluitgat 2 dient hierdoor op enige afstand gepasseerd te worden. De waterstand in de bouwput tijdens uitvaren, 3.5 uur voor hoogwaterkentering in sluitgat 3, is MSL -0.10 m. Met een meter keelclearance tijdens uitvaren moet de bouwputbodem op MSL -9.1 m liggen. De bouwput bestaat dus uit twee delen. Het eerste gedeelte heeft een bouwputbodem op MSL -6.7 m en het tweede gedeelte op MSL -9.1 m.

bodemniveau van de vaargeulen:

De caissons voor sluitgat 1 verlaten de bouwput via de noordzijde van de bouwput, de andere caissons verlaten de bouwput via de zuidzijde. De waterdiepte in de vaargeul naar de sluitgaten moet minimaal 1.25 keer de diepgang van de caissons zijn. Wordt dit kleiner dan neemt de benodigde sleepkracht sterk toe door de exponentiële toename van de weerstand [2]. Voor de vaargeul naar sluitgat 1 betekent dit een waterdiepte van $1.25 \times 5.4 = 6.75$ m. Bij uitvaren is de waterstand MSL -0.30 m, zodat de geulbodem op ongeveer MSL -7.0 m moet liggen. Met de tijd echter neemt de waterstand toe en tevens de keelclearance.

De geulen naar de sluitgaten 2 en 3 moeten tijdens transport een waterdiepte hebben van minimaal $1.25 \times 8 = 10$ m. De geulbodem dient op ongeveer MSL -10 m te liggen. Bij deze beredenering wordt aangenomen dat tijdens transport de golfslag klein is. In de periode juni tot augustus blijkt de gemiddelde golfhoogte op diep water kleiner dan 1.0 m te zijn. Deze golfbeweging heeft nauwelijks invloed op het caisson.

dijkhoogte bouwput:

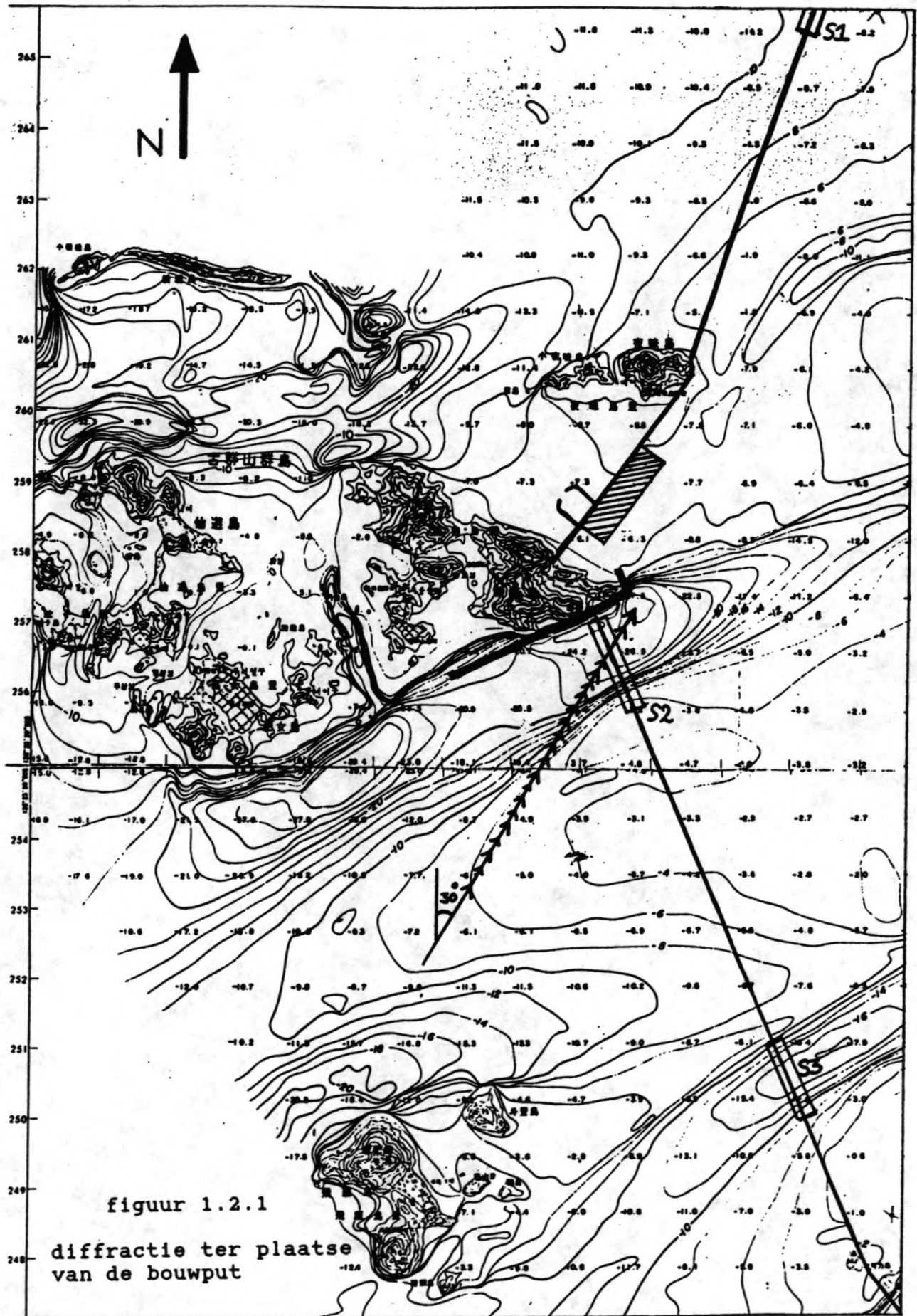
Een ander aspect van de bouwput is de omringende dijk. Een zijde van de bouwput wordt afgedamd door de permanente dijk tussen de eilanden Sinsi en Yami, die bij de aanleg van de bouwput gereed moet zijn. Deze dijk dient aangepast te worden aan de nieuwe situatie. Omdat de bouwput aan de binnenzijde van deze dijk wordt aangelegd, staat er aan de binnenzijde geen water tegen de zeedijk. Om de stabiliteit toch te kunnen waarborgen dient het profiel van de zeedijk aangepast te worden. Een stabiliteitsberekening dient te worden gemaakt.

De andere dijken zijn van tijdelijke aard. De hoogte van deze dijk wordt met name bepaald door de maximale waterstand en de golfoploop. De waterstand in een maand is maximaal MSL $+3.65$ m.

De bouwput wordt slechts enkele jaren gebruikt. De schade die ontstaat als de bouwput onderloopt tijdens de bouw van de caissons is groot. De kans dat de ontwerp golfhoogte voor de omringende dijk wordt overschreden tijdens de bouwperiode mag niet te groot zijn. Voor de dijk rond de bouwput wordt een ontwerp golfhoogte op diep water, H_0 , aangehouden van 5.0 m met een terugkeerinterval van 100 jaar (zie deelrapport 2, hst 3). Als aangenomen wordt dat de bouwtijd van de caissons ongeveer 2 jaar is, dan is de kans dat deze golfhoogte wordt overschreden in 2 jaar ongeveer 0.02 . Dit is acceptabel.

De golfperiode is 11 seconden. Deze golf komt overwegend uit zuid-westelijke richting. De hoek tussen de golf richting en het noorden bedraagt 30° . Golven uit oostelijke richting zullen door het ondiepe water een geringe hoogte hebben (zie figuur 1.2.1).

De bouwput ligt door zijn positie in de schaduw van het eiland Sinsi. De golfhoogte ter plaatse van de dijk zal als gevolg van diffractie afgenomen zijn. De gemiddelde waterdiepte



figuur 1.2.1

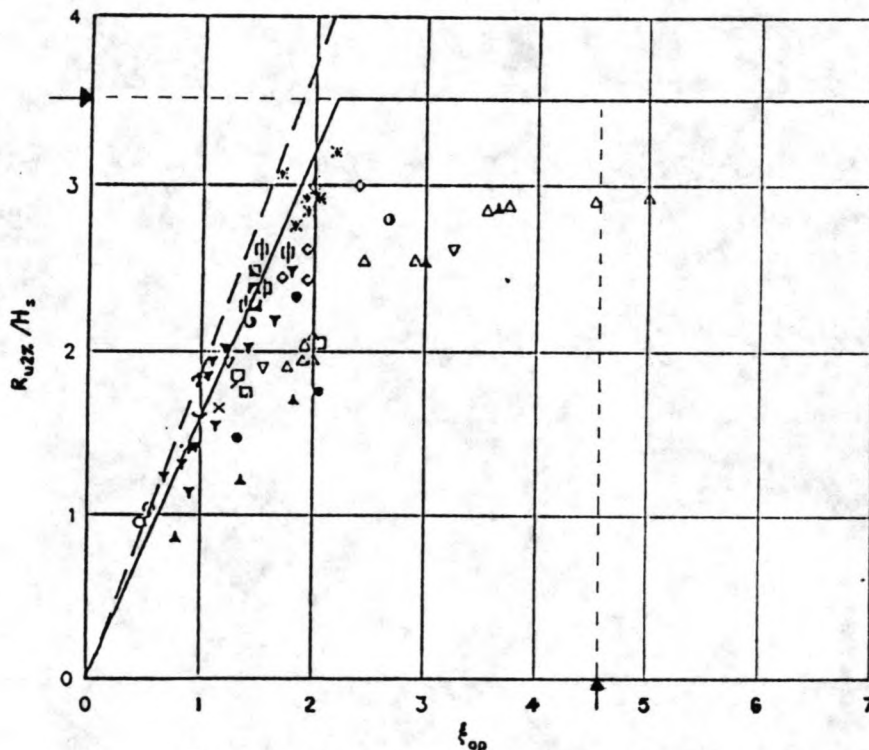
diffractie ter plaatse
van de bouwput

bij de bouwput is 7 m en de golflengte op diep water is 189 m. De vergrotingsfactor op de golfhoogte op diep water, K_g , als gevolg van het ondieper worden van het gebied is ongeveer 1. De golflengte ter plaatse van de bouwput is 88 m.

Met behulp van golfdiffractie-diagrammen uit de 'Shore Protection Manual' [5], wordt een maximale diffractie-coëfficiënt, K_d , gevonden van ongeveer 0.2. De golfhoogte bij de bouwput is nu $K_g * K_d * H_0 = 1.0$ m.

Nu de golfhoogte bij de dijk bekend is kan de golfoploop bepaald worden. Uit figuur 1.2.2 van Klein Breteler kan de relatieve golfoploop, R/H , tegen de dijk bepaald worden. Hierin is ξ_{op} de brekerparameter:

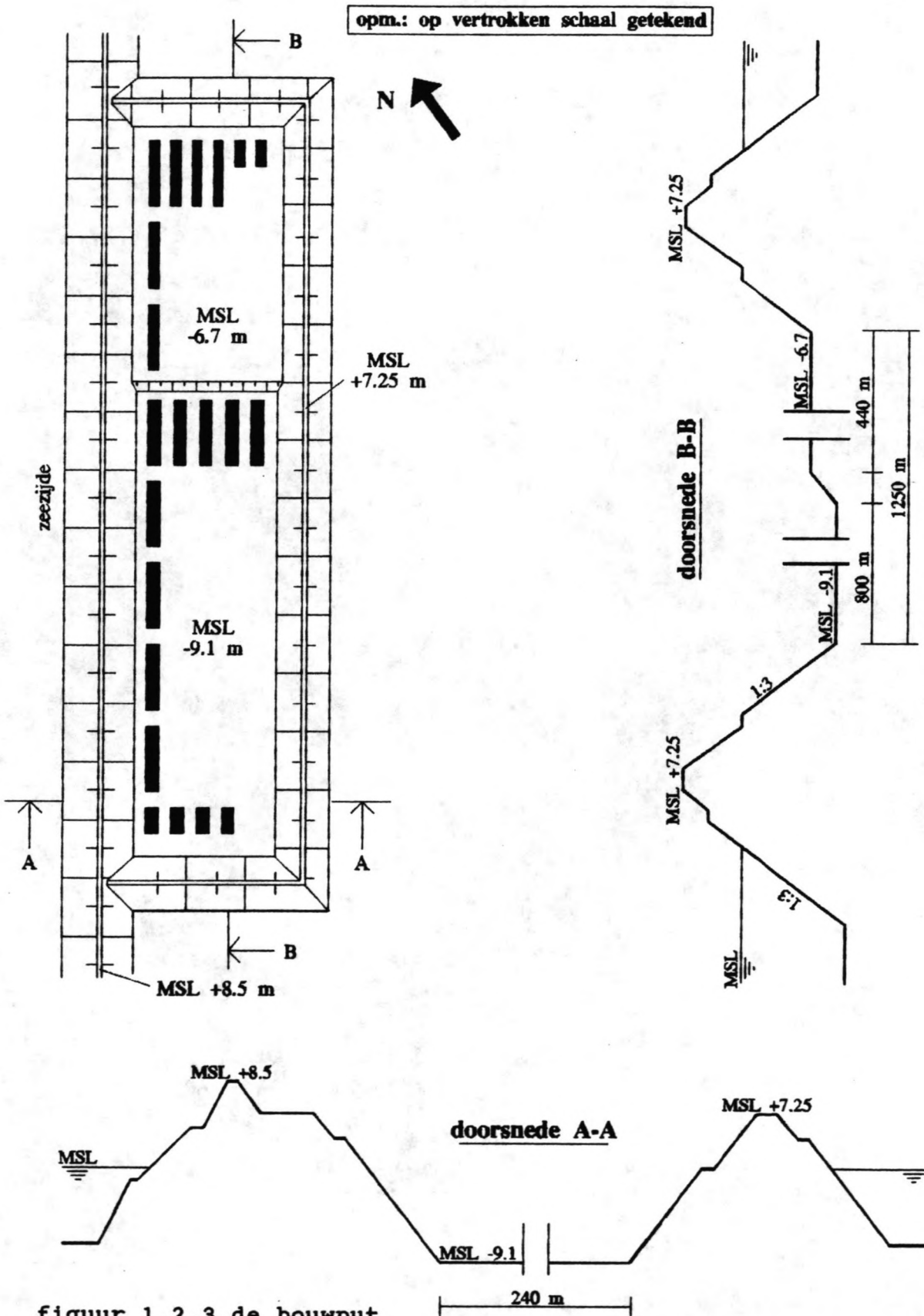
$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H}{gT^2}}}$$



figuur 1.2.2 relatieve golfoploop

Dit figuur geldt voor de golfoploop tegen een gladde helling. Voor een stortsteen helling kan een reductie toegepast worden van 0.6. Met een hellingshoek α waarbij $\tan \alpha = 1/3$ wordt de brekerparameter 4.6, zodat de relatieve golfoploop tegen een gladde helling 3.5 is. De werkelijke golfoploop is $0.6 * 3.5 * 1.0 = 2.1$ m. De berm zorgt voor extra veiligheid.

De dijkhoogte is gelijk aan de maximale waterstand als gevolg van het astronomisch getij plus de golfoploop, opwaaiing en een overhoogte om buistoten en oscillaties op te nemen. Tevens kan door zettingen en klink de kruin zakken. Er wordt een overhoogte van 1.25 m aangehouden, omdat uit NEDECO-rapporten blijkt dat zettingen tot 1 m mogelijk zijn. Voor de opwaaiing wordt 25 cm aangehouden (zie deelrapport 2, hst 3). De dijk komt op $3.65 + 2.1 + 0.25 + 1.25 \approx \text{MSL} + 7.25$ m te liggen. In figuur 1.2.3 is de bouwput weergegeven.



figuur 1.2.3 de bouwput

HOOFDSTUK 2 : PLAATSINGS- EN SLUITINGSPROCEDURE

2.1 Plaatsingsprocedure

Het plaatsen van de caissons is één van de kritieke handelingen tijdens de uitvoering. Vooral door de grote afmetingen van de caissons is plaatsen een operatie, die goed voorbereid moet worden. Modelproeven moeten het gedrag van de caissons tijdens plaatsen en afzinken bepalen. Het welslagen van een plaatsingsmanoeuvre hangt ondermeer af van:

- De zinkdiepte waarover de caissons moeten zakken. Hoe groter deze diepte is, hoe groter de kans is dat de caissons tijdens afzinken uit hun positie raken, zodat de plaatsingsnauwkeurigheid afneemt. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de nauwkeurigheid loodrecht op de as van de dijk niet zo groot hoeft te zijn, omdat de caissons later in het dijklichaam opgenomen worden. De afstand tussen de caissons echter mag niet te groot zijn anders past het laatste caisson er niet meer tussen.
- De door de stroming, wind en golven uitgeoefende krachten op het caisson en de variaties daarin tijdens plaatsen in samenhang met het vermogen en de reactiesnelheid van de sleepboten.
- Daarnaast dient het caisson zo veel mogelijk rechtstandig te zakken. Door de grote hoogte van de caissons betekent een geringe slagzij al een behoorlijke verplaatsing.

Er worden drie methoden van plaatsen vergeleken. Ten eerste het invaren van de caissons met uitsluitend sleepboten. Ten tweede het invaren met sleepboten en lieren en ten derde het plaatsen van de caissons met alleen lieren.

1) Met sleepboten wordt het caisson ingedraaid en in positie gehouden totdat de stroomsnelheid in het sluitgat laag is (ongeveer 0.3 m/s). Net vóór hoogwaterkentering wordt het caisson afgezonken. Dit houdt in dat de sleepboten het caisson tijdens afzinken in bedwang moeten houden.

De caisson zijn 112.5 m lang. De krachten op het caisson door stroming en golven zijn groot. Hierdoor wordt het voor de sleepboten moeilijk om de caissons in bedwang te houden. Bij een verplaatsing van het caisson nemen de sleepboten deze beweging elastisch op. Door de reactietijd van de sleepboten, de grote massa van het caisson en de hydrodynamische massa duurt het enige tijd voordat het caisson weer in positie is.

Tijdens het afzinken is het van belang dat de sleepboten het caisson in bedwang houden, omdat anders het caisson te veel uit positie raakt. Doordat de verplaatsing zo elastisch wordt opgenomen is dit een probleem. Het kan voorkomen dat net voor neerkomen op de drempel het caisson verplaatst. Door de trage reactie kan deze beweging niet meer gecorrigeerd worden.

2) Omdat het zo lastig is het caisson in bedwang te houden tijdens afzinken, is het mogelijk het caisson met kabels te verankeren aan het al geplaatste caisson. Er wordt op deze manier een scharnierpunt gevormd tussen beide caissons. Dit

scharnierpunt moet wel een verticale beweging toelaten.

Deze verbinding is niet zo elastisch als in het geval met sleepboten. Omdat de kans hierdoor groot is dat er een kabel breekt, worden de lieren uitgevoerd met krachtbegrenzers, die de kabels op spanning houden. Als de kabelkracht de ingestelde kracht overtreft, slijpt de kabel. Het caisson is ter plaatse van het scharnierpunt nog steeds verbonden met sleepboten om in geval van kabelbreuk het caisson in bedwang te houden. Aan het vrije eind van het caisson houden sleepboten het caisson in positie. De krachten op het al geplaatste caisson zullen in vergelijking met de golfbelasting na sluiting van de schuiven klein zijn. Het al geplaatste caisson zal niet veel verplaatsen.

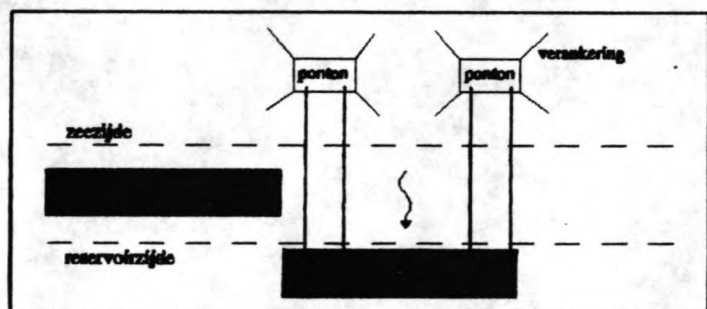
3) Een laatste methode is het plaatsen van de caissons uitsluitend met lieren (zie figuur 2.1.1). Als het caisson evenwijdig ligt aan de as van de drempel, worden de kabels met sleepboten vastgemaakt aan de pontons op zee. De lieren op de pontons trekken het caisson in positie. Doordat de kabels vrij lang zijn en zich gedragen als veren, zal het caisson door uitwendige belastingen gaan bewegen. Het caisson zal ook gaan bewegen evenwijdig aan de as van de dijk. Opgepast moet worden dat de ribben hierdoor niet beschadigd worden. Het caisson wordt immers niet vastgehouden bij het al geplaatste caisson. Als het caisson boven de drempel ligt, zijn de kabels korter en is het caisson beter in bedwang te houden.

De pontons en verankeringen zijn een extra investering. Er blijven sleepboten nodig voor het slepen van het caisson en voor het duwen van het caisson tegen het al geplaatste caisson.

Als de drie methoden vergeleken worden, valt het eerste alternatief af, omdat de caissons door uitsluitend sleepboten moeilijk in bedwang zijn te houden. Het risico is groot dat er een caisson te veel uit positie komt te staan. Het laatste alternatief vergt een grotere investering en de bewegingen evenwijdig aan de as van de dijk zijn te gevaarlijk. Er wordt gekozen voor alternatief 2.

Hieronder wordt deze methode van plaatsen beschreven. Hierbij wordt aangenomen dat men de beschikking heeft over voldoende sleepboten met 3000 à 4000 pk. In paragraaf 2.2 worden de krachten en bewegingen bij deze methode geanalyseerd.

De caissons worden enkele uren vóór kentering uit de bouwput gevaren. In eerste instantie wordt ervan uitgegaan dat alleen tijdens hoogwaterkentering (HWK) wordt afgezonken. Hier-



figuur 2.1.1 plaatsing met lieren

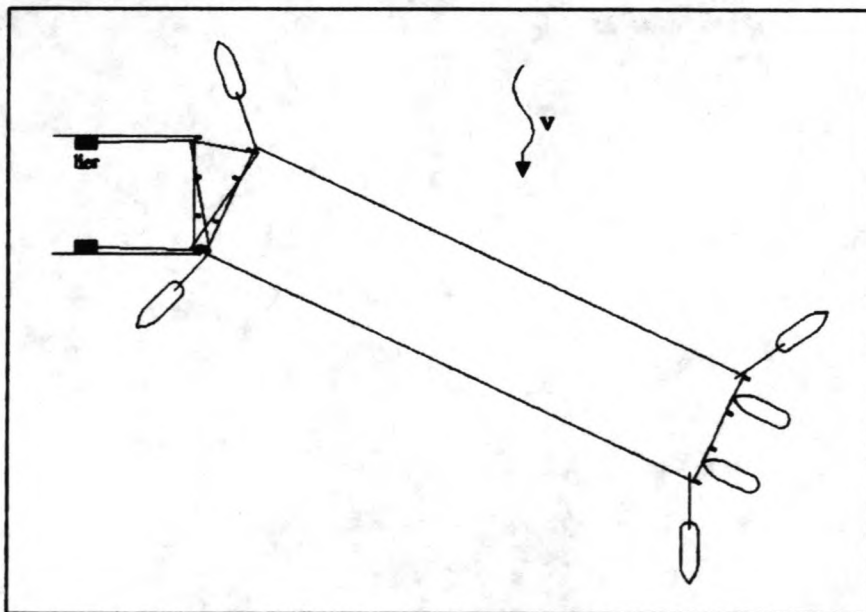
mee is in hoofdstuk 1 rekening gehouden. Het is niet mogelijk de caissons in sluitgat 1 tijdens laagwaterkentering (LWK) af te zinken, omdat de waterdiepte boven de drempel dan onvolgende is. In de sluitgaten 2 en 3 is het in principe wel mogelijk. De vaargeulen moeten dan dieper uitgebaggerd worden als parkeren nabij de sluitgaten gedurende enkele uren wordt afgeraden. Er moet ongeveer $1.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ meer gebaggerd worden.

Ongeveer 2 uur vóór HWK bereikt het transport het sluitgat. Er wordt op een afstand van zo'n 200 m benedenstrooms van het sluitgat binnen het reservoir tijdelijk geparkeerd. Deze parkeerduur is afhankelijk van de transportduur vanaf de bouwput. Als deze korter is dan verwacht, is de parkeerduur langer.

Tijdens dit tijdelijk parkeren, wordt gecontroleerd of de drijfschotten nog goed verankerd zijn. Als tijdens afzinken een schot mocht losraken, dan zinkt het caisson direkt en is de kans groot dat de positie van het caisson verkeerd is. Eventueel kan het caisson weer drijvend worden gemaakt met vertraging tot gevolg. Ook worden de pompen uit het caisson gehesen. Deze pompen worden tijdens transport gebruikt om lekwater uit het caisson te pompen.

Ongeveer 1 uur vóór HWK wordt begonnen met het opvaren naar de drempel. De stroomsnelheid in de sluitgaten is dan maximaal ongeveer 1.4 m/s. Met een vaarsnelheid van 2.5 m/s ten opzichte van het water is de snelheid ten opzichte van een vast punt ongeveer 1.0 m/s. De vaartijd zonder in beweging brengen en afremmen is dan ongeveer 4 minuten. Het opvaren zal in totaal zo'n 15 minuten in beslag nemen.

Aangekomen bij de drempel wordt de juiste positie ingenomen om in te kunnen draaien. Het caisson is dan al zo'n 15 tot 20° ingedraaid. Als de stroomsnelheid 0.75 m/s is, kan het caisson vastgemaakt worden aan het al geplaatste caisson. Dit is ongeveer 30 minuten vóór HWK.

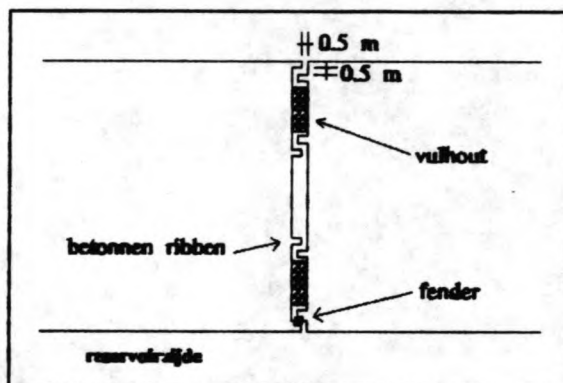


figuur 2.1.2 scharnierverbinding

Tijdens uitvoering wordt de stroomsnelheid in de sluitgaten continue gemeten door een meetboot. In figuur 2.1.2 is de verbinding met kabels weergegeven. De lieren hebben een krachtbe-grenzer, zodat bij een te hoge kracht in de kabel deze slipt. De kabel wordt continue op spanning gehouden door de lier.

De sleepboten aan het vrije einde van het caisson draaien het caisson verder in. Het indraaien met een gemiddelde snelheid van het vrije uiteinde van 0.2 m/s duurt ongeveer 12 minuten. Tijdens de Deltawerken in Nederland bleek een gemid-delde snelheid van 0.2 m/s goed haalbaar [1].

Als het caisson boven de drempel in positie ligt, blijven de sleepboten en de lieren het caisson tegen het al geplaatste caisson duwen. Ter plaatse van het scharnierpunt kan het cais-son slechts beperkt bewegen. Alleen als de kracht op het caisson te groot wordt, slipt de draad en moeten de sleep-boten het caisson weer terug-duwen. De afstand tussen de caissons wordt geregeld met houten balken tussen de cais-sons. Elke gewenste afstand tussen de caissons kan hiermee bereikt worden. Tevens kan een hoekverdraaiing tot stand worden gebracht (zie figuur 2.1.3).



figuur 2.1.3 bewegingsvrijheid ter plaatse van de ribben

De zinkweg voor de caissons in sluitgat 1 tijdens hoogwa-terkentering is 4.1 m. Voor de caissons in de andere 2 sluit-gaten is dit 9.0 m. Tijdens dit afzinken moet het caisson zo-veel mogelijk in bedwang gehouden worden, zodat het niet te-veel kan verplaatsen. Omdat de caissons aan beide uiteinden ribben hebben, wordt het caisson langs het al geplaatste cais-son geleid. De uitwijking ter plaatse van deze ribben kan maximaal 0.5 m zijn, wat voldoende nauwkeurig is (zie figuur 2.1.3). Aan het vrije uiteinde van het caisson houden sleep-boten het caisson in bedwang.

Als mocht blijken uit latere modelproeven dat de caissons in de sluitgaten 2 en 3 niet goed in bedwang zijn te houden gedurende de lange zinkweg van 9.0 m, dan kan besloten worden de caissons in die sluitgaten tijdens laagwaterkentering af te zinken. De zinkweg wordt dan 5.0 m. Dit brengt wel extra bag-gerwerk met zich mee.

Bij bestudering van enkele soortgelijke caissonsluitingen in het verleden bleek dat de afzinksnelheid ongeveer 60 cm per minuut is. In sluitgat 1 worden de afsluiters daarom ongeveer 7 minuten voor kentering geopend en in de sluitgaten 2 & 3 15 minuten voor kentering. Het continue analyseren van de gemeten stroomsnelheden tijdens afzinken is van groot belang om het juiste tijdstip van kentering te bepalen. Tijdens dit afzinken

zijn de onderste schuiven in het caisson gesloten. Deze dienen als slingerschot om te voorkomen dat de grote hoeveelheid water in het caisson gaat bewegen met alle gevolgen van dien. Bij het controleren van de stabiliteit tijdens afzinken in deelrapport 2 is hier rekening mee gehouden.

Tijdens afzinken wordt de keelclearance steeds kleiner met als gevolg dat de weerstandscoefficiënt groter wordt. Om te zorgen dat de kracht op het caisson minimaal blijft, moet geprobeerd worden dat het caisson zo dicht mogelijk in de buurt van hoogwaterkentering op de grond komt. De stroomsnelheid tijdens afzinken is dan minimaal en zo ook de kracht op het caisson. In paragraaf 2.2 wordt verder ingegaan op de krachten tijdens indraaien en afzinken.

Nadat het caisson op de bodem staat, worden de drijfschotten verwijderd en met sleepboten weggevoerd. Er wordt stortsteen gestort op de bodem langs het caisson en tevens tussen de verticale ribben van de caissons. Hierna wordt begonnen met ballasten en kan de onderste schuif omhooggehaald worden.

Het laatste caisson in elk sluitgat wordt op dezelfde manier ingedraaid als de andere caissons. Alleen is het caisson, als het wordt afgezonken, aan beide zijden verankerd met lieren. Het caisson is dan beter in bedwang te houden. Het laatste caisson heeft extra ruimte nodig om ingedraaid te kunnen worden. De lengte van een diagonaal van caisson1 is 113.6 m en van caisson2 114.6 m. Tevens dient er een extra ruimte te zijn om afwijkingen in de plaatsing op te nemen. Een extra ruimte van 4 m in sluitgat 1 en 5 m in de sluitgaten 2 & 3 is voldoende om het laatste caisson in te draaien.

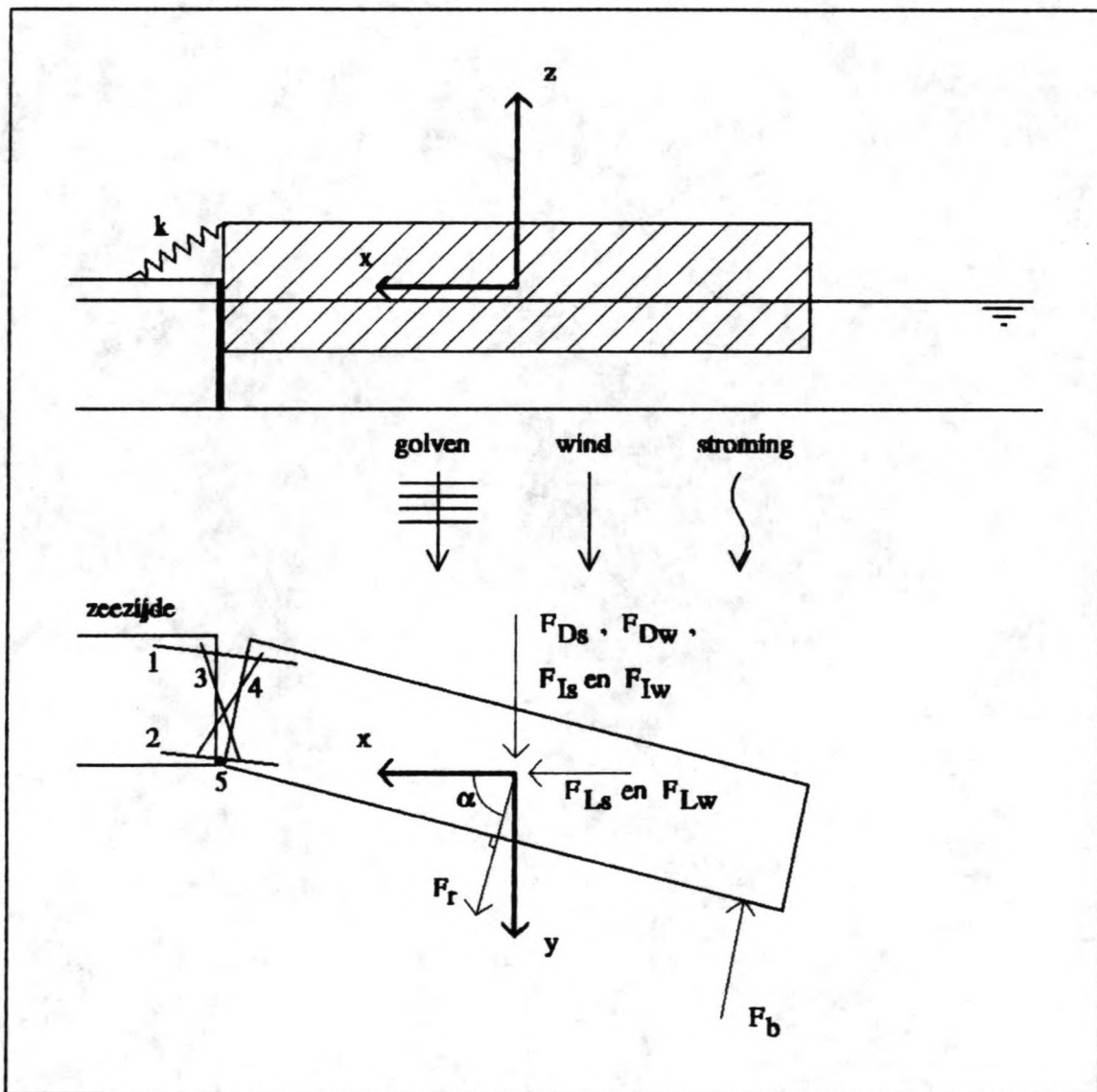
Na het plaatsen van het laatste caisson kunnen de sleepboten, die zich in het reservoir bevinden naar zee varen via een scheepvaartsluis. Deze sluis is reeds door de Koreanen gepland, maar het kan zijn dat de grootte van de sluis alsnog bepaald wordt door de afmetingen van de sleepboten. In tabel 2.1.4 is de plaatsingsprocedure nog eens weergegeven.

handeling	tijd vóór hoogwaterkentering [min]
1. transport vanuit bouwput	-150/-210
2. tijdelijk parkeren bij sluitgat	-120
3. opvaren naar sluitgat	- 60
4. vastmaken caisson	- 35
5. indraaien	- 27
6. opendraaien afsluiters	- 7/- 15
7. hoogwaterkentering	0

tabel 2.1.4 plaatsingsprocedure

2.2 Krachten en bewegingen in de plaatsingsfase

In deze paragraaf worden de krachten en bewegingen van de caissons tijdens indraaien bekeken. Tijdens indraaien is het caisson aan één zijde met kabels bevestigd aan het al geplaatste caisson. Deze kabels zijn te beschouwen als veren met veerconstante k . De fender tussen de caissons heeft tevens een veerconstante. Het aan één zijde afgemeerde caisson is te beschouwen als een massa-veer systeem. In figuur 2.2.1 is dit systeem te zien.



figuur 2.2.1 massa-veer systeem

De bij dit systeem behorende bewegingsvergelijkingen zien er als volgt uit [6], [9]:

$$\begin{aligned}
m_v \frac{d^2x}{dt^2} + D_c \frac{dx}{dt} + (k5 - k1 - k2)x &= F_x(t) + Fk_1 + Fk_2 \\
m_v \frac{d^2y}{dt^2} + D_c \frac{dy}{dt} + (k3 - k4)y &= F_y(t) + Fk_4 - Fk_3
\end{aligned}
\tag{2.1}$$

waarin:

- x = verplaatsing van het caisson in x-richting [m]
- y = verplaatsing van het caisson in y-richting [m]
- m_v = virtuele massa van het caisson. Deze is gelijk aan de massa van het caisson + de hydrodynamische massa [kg]
- $m_v \frac{d^2x}{dt^2}$ = traagheidskracht caisson in x-richting [N]
- $m_v \frac{d^2y}{dt^2}$ = traagheidskracht caisson in y-richting [N]
- D_c = demping coëfficiënt van het caisson
- $k1-4$ = veerconstante van de kabels [N/m]
- $k5$ = veerconstante van de fender [N/m]
- $F_x(t)$ = uitwendige krachten op het caisson in x-richting
- $F_y(t)$ = uitwendige krachten op het caisson in y-richting
- Fk_{1-4} = voorspankrachten van de kabels [N]

De bewegingen van het caisson in verticale richting worden buiten beschouwing gelaten. Zij worden tijdens plaatsing klein verondersteld. Deze bewegingen worden niet zo zeer bepaald door de krachten op het caisson, maar meer door de eventuele deining ter plaatse. Tevens wordt verondersteld dat de stijfheid van de caissonwand veel groter is dan de kabelstijfheid.

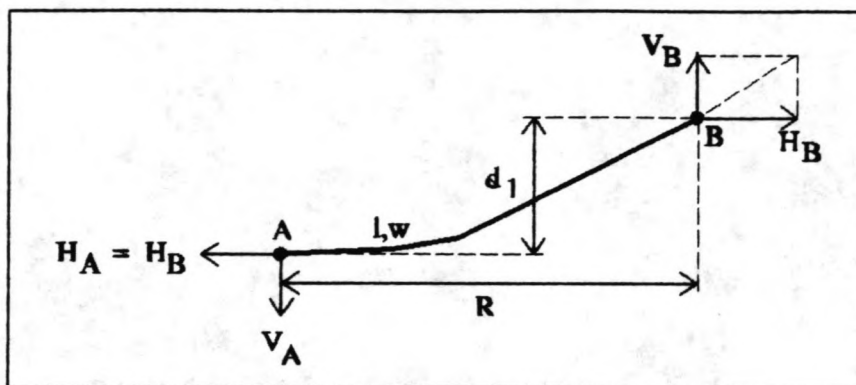
De veerconstante k van een niet-voorgespannen kabel is niet lineair. De veerconstante van de kabel bestaat uit twee componenten, namelijk de veerconstante k_e als gevolg van de elasticiteit van de kabel en de veerconstante k_d als gevolg van het doorhangen van de kabel. De veerconstante k_e is afhankelijk van het soort materiaal en bij gevlochten kabels ook de manier van vlechten. De veerconstante k_d is als volgt te bepalen [2]:

$$\begin{aligned}
V_B &= \frac{1}{2} l w + d_1 \sqrt{\left(\frac{w}{2}\right)^2 + \frac{H_B^2}{(l^2 - d_1^2)}} \\
V_A &= V_B - l w \\
R &= \frac{2H_B}{w} \operatorname{arctgh}\left(\frac{d_1 w}{V_A + V_B}\right) \\
k_d &= \frac{H_B}{R}
\end{aligned}
\tag{2.2}$$

waarin (zie figuur 2.2.2):

- H_B = horizontale belasting op de kabel [N]
- V_B = verticale belasting op de kabel [N]

- V_A = verticale reactie in punt A [N]
- R = horizontale afstand A-B [m]
- l = lengte van de kabel [m]
- w = gewicht van de kabel per meter [N/m]
- d_1 = verticale afstand A-B [m]

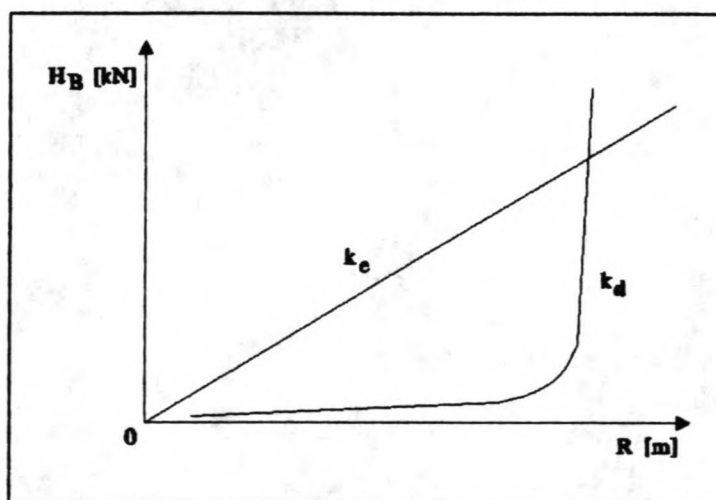


figuur 2.2.2 bepaling veerconstante van een kabel

De veerconstante k van de kabel wordt samengesteld uit de twee componenten:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_e} + \frac{1}{k_d} \quad (2.3)$$

In figuur 2.2.3 is een voorbeeld gegeven van de twee componenten van de kabelveerconstante. Te zien is dat de component k_e constant blijft. $dH_B/dR (= k_d)$ neemt bij toenemende waarden van H^b en R toe.



figuur 2.2.3 componenten van de veerconstante

Om de verplaatsingen van het caisson te beperken is het mogelijk de kabel voor te spannen. Dit houdt wel in dat de totale kracht in de kabel groter is zodat een zwaardere kabel nodig is. Omdat de kabel voorgespannen is, hangt de kabel niet meer door. De veerconstante wordt nu grotendeels bepaald door de component k_e en is hierdoor lineair.

De veerconstante van de fender, k_5 , wordt lineair verondersteld. Tevens wordt ter vereenvoudiging aangenomen dat de kabels 1 en 2 alleen krachten in x-richting overdragen en dat de kabels 3 en 4 alleen krachten in y-richting overdragen.

Bij een verplaatsing van het caisson in positieve x-richting neemt de kracht in de fender toe. De krachten in de kabels 1 en 2 nemen af. Bij een verplaatsing in de negatieve x-richting komen de kabels 1 en 2 meer op spanning. Bij een verplaatsing in de positieve y-richting neemt de spanning in kabel 3 toe en in kabel 4 af.

Door aanpassing van de veerconstanten k_1 t/m k_5 en de voorspankrachten F_{k_1} t/m F_{k_4} kunnen de maximale bewegingen van het caisson beperkt blijven.

De bewegingen van het caisson worden op gang gebracht door de uitwendige krachten op het caisson. Deze zijn de stromingskracht, windkracht, golfkracht en sleepbootkrachten tijdens plaatsing.

Stromingskracht:

Een caisson met een snelheid v [m/s] ten opzichte van het water ondervindt een kracht F_{Ds} gelijkgericht aan de stroming en een dwarskracht F_{Ls} loodrecht op de stroming (zie figuur 2.2.1) [2]. De totale kracht op het caisson wordt verkregen door optelling van beide vectoren.

$$F_{Ds} = \frac{1}{2} \rho v^2 C_{Ds} A \quad (2.4)$$

$$F_{Ls} = \frac{1}{2} \rho v^2 C_{Ls} A \quad (2.5)$$

waarin:

- A = waterdoorsnijdend oppervlak loodrecht op stroming [m²]
- C_{Ds}, C_{Ls} = weerstandscoefficienten
- ρ = soortelijke massa van water = 1020 kg/m³

Om een schatting te kunnen maken van de stromingskrachten op het caisson tijdens indraaien, wordt gebruik gemaakt van de resultaten van het modelonderzoek, uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium in Delft. Hierbij werden de weer-

standscoëfficiënten bepaald voor een caisson van $42.5 \times 15 \times 4.8 \text{ m}^3$ [2]. De coëfficiënten werden bepaald bij verschillende waarden van K/T . Hierin is K de keelclearance en T de diepgang van het caisson. Tevens is het modelonderzoek uitgevoerd bij verschillende waarden van de hoek α tussen de stromingsrichting en de as van het caisson.

Als de snelheid van het caisson ten opzichte van het water niet constant is in de tijd, bestaat de stromingskracht niet alleen uit de sleepkracht van de stroming maar ook uit de traagheidskracht F_{Is} in de richting van de stroming:

$$F_{Is} = C_m \rho V \frac{dv}{dt} \quad (2.6)$$

waarin:

- C_m = traagheidscoëfficiënt = m_v/m_c
- m_v = virtuele massa caisson [kg]
- m_c = massa caisson [kg]
- ρ = soortelijke massa van water = 1020 kg/m^3
- V = waterverplaatsing [m^3]
- dv/dt = snelheidsverandering in de tijd [m/s^2]

Windkracht:

Ook de windkracht bestaat uit de sleepkrachten F_{Dw} en F_{Lw} en de traagheidskracht F_{Iw} .

$$\begin{aligned} F_{Dw} &= \frac{1}{2} \rho_l v_w^2 C_{Dw} A_w \\ F_{Lw} &= \frac{1}{2} \rho_l v_w^2 C_{Lw} A_w \\ F_{Iw} &= C_m \rho_l V_l \frac{dv_w}{dt} \end{aligned} \quad (2.7)$$

waarin:

- v_w = windsnelheid [m/s]
- A_w = luchtdoorsnijdend oppervlak loodrecht op windrichting
- C_{Dw}, C_{Lw} = weerstandscoëfficiënten
- ρ_l = soortelijke massa van lucht $\approx 1.2 \text{ kg/m}^3$
- C_m = traagheidscoëfficiënt
- V_l = luchtverplaatsing [m^3]
- dv_w/dt = windsnelheidsverandering in de tijd [m/s^2]

Er wordt aangenomen dat de wind dezelfde richting heeft als de stroomsnelheid, dus komend vanaf zee. Dit levert de maxi-

male kracht op het caisson op.

De waarden van C_{Dw} en C_{Lw} worden gehaald uit modelproeven met caissons voor de sluiting van het Volkerak in Nederland [1]. Deze caissons hebben een afmeting van $15 \times 13 \times 45 \text{ m}^3$. Met deze waarden kan een schatting gemaakt worden voor de windkrachten op de caissons. De werkelijke waarden van C_{Dw} en C_{Lw} kunnen d.m.v. een modelproef in een windtunnel bepaald worden.

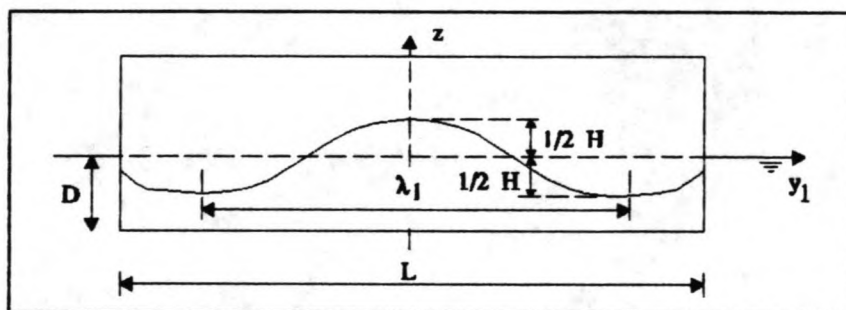
Golfkracht:

De berekening van de golfbelasting op een drijvend object is ingewikkeld. De stroming rond het object wordt bepaald door de snelheidspotentialaal. De bepaling hiervan is zeer complex en wordt over het algemeen numeriek bepaald. Er dient immers ook rekening gehouden te worden met de onregelmatige golfslag.

Als de snelheidspotentialaal eenmaal bekend is, kan de drukverdeling op het drijvend object bepaald worden. De golfkracht wordt berekend door integratie van de drukverdeling over het oppervlak van het drijvend object onder water [9], [10].

Omdat deze complexe berekening voor een korte beschouwing overbodig is, is het volgens Mulder [2] mogelijk de drukverdeling volgens Sainflou aan te nemen (formule 2.9). Deze drukverdeling geldt voor een regelmatige golfslag met golfhoogte H op een verticale wand. In principe is deze formule in deze situatie niet toepasbaar, maar geeft wel een indicatie van de golfbelasting tijdens indraaien en afzinken.

Aangenomen wordt dat de maatgevende golven vanuit zee komen en dus dezelfde richting hebben als de wind en de stroming (zie figuur 2.2.1). Als gevolg van een golf langs een drijvend caisson kan het waterniveau Z_w langs een zijde van het caisson beschreven worden met formule 2.8 (zie figuur 2.2.4) [2]:



figuur 2.2.4 schematisatie golf langs caisson

$$Z_w = \frac{1}{2} H \cos(k_1 y_1 - \Phi) \quad (2.8)$$

waarin:

- H = golfhoogte [m]

- $k_1 = 2\pi/\lambda_1$ [rad/m]
- $\lambda_1 = \lambda/\cos\alpha$ [m]
- α = hoek tussen caisson-as en golfrichting [°]
- y_1 = horizontale as evenwijdig aan caisson-as en met $y_1 = 0$ halverwege het caisson
- ϕ = fasehoek [rad]

De druk in deze golf wordt weergegeven door:

$$P = -\rho g z + \frac{1}{2} \rho g H \frac{\cosh[k_1(z+d)]}{\cosh(k_1 d)} \cos(k_1 y_1 - \phi) \quad (2.9)$$

waarin:

- ρ = soortelijke massa van water = 1020 kg/m³
- g = 9.81 m/s²
- z = verticale as vanaf MSL omhoog
- H = golfhoogte [m]
- $k_1 = 2\pi\cos\alpha/\lambda$ [rad/m]
- d = waterdiepte [m]

Na integreren van formule 2.9 over de wand van het caisson vanaf $z = -T$ (diepgang) tot $z = 0$ kan de kracht F_1 op de wand onder MSL gevonden worden. Boven MSL wordt de kracht F_2 gevonden door de druk boven MSL hydrostatisch aan te nemen.

$$F_1 = \frac{1}{2} \rho g T^2 + \frac{1}{2} \rho g \frac{H}{k_1} f_k \cos(k_1 y_1 - \phi) \quad (2.10)$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \rho g (Z_w)^2 = \frac{1}{2} \rho g \left[\frac{1}{4} H^2 \cos^2(k_1 y_1 - \phi) \right] \quad (2.11)$$

waarin:

- T = diepgang van het caisson [m]
- $f_k = [\sinh(k_1 d) - \sinh(k_1 d - k_1 T)] / \cosh(k_1 d)$

Voor de berekening van de totale golfkracht op het caisson worden de volgende aannamen gemaakt:

- verticale beweging van het caisson wordt verwaarloosd
- de golflengte λ_1 is aan beide zijden van het caisson gelijk
- de golfhoogte H kan aan beide zijden verschillen: H aan de 'aanvalzijde' en H^1 aan de andere zijde
- $\phi = 0$ en $\phi^1 = k B \sin\alpha$, waarin B de breedte is van het caisson

De resulterende kracht over de lengte van het caisson, loodrecht op de caisson-as wordt uitgedrukt door formule 2.12.

$$\begin{aligned}
F_R = & \frac{1}{2} \rho g L \left[\frac{1}{8} H^2 \left(1 + \frac{\sin(k_1 L)}{k_1 L} \right) + \frac{H}{k_1} f_k \left(\frac{\sin(1/2 k_1 L)}{1/2 k_1 L} \right) - \right. \\
& \left. \frac{1}{8} (H^1)^2 \left(1 + \frac{\sin(k_1 L - 2\Phi^1) - \sin(-k_1 L - 2\Phi^1)}{2k_1 L} \right) - \right. \\
& \left. \frac{H^1}{k_1} f_k \left(\frac{\sin(1/2 k_1 L - \Phi^1) - \sin(-1/2 k_1 L - \Phi^1)}{k_1 L} \right) \right] \quad (2.12)
\end{aligned}$$

Met formule 2.12 is de totale golfkracht te berekenen op het caisson tijdens de verschillende fasen van indraaien. Deze golfkracht is te splitsen in een x- en y-component.

Sleepbootkrachten:

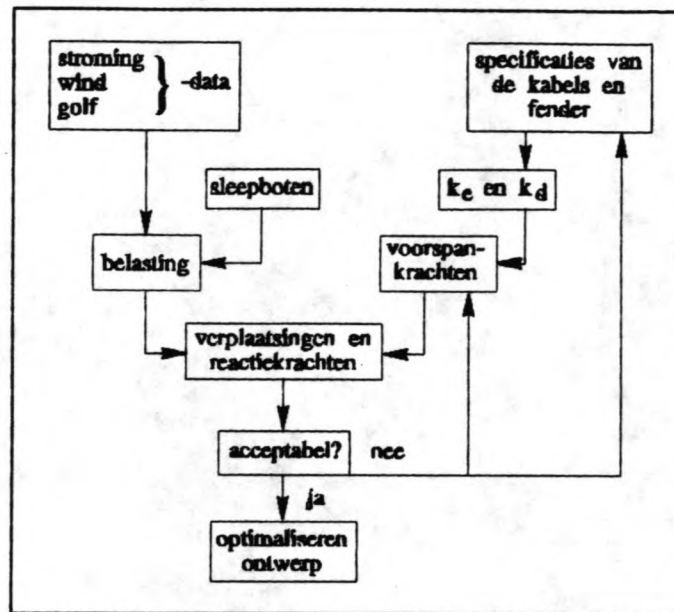
Tijdens indraaien van het caisson zijn sleepboten nodig om het caisson in te draaien. In figuur 2.2.1 is te zien dat de sleepboten aan het vrije eind van het caisson een kracht F_b leveren loodrecht op de caisson-as.

Ter bepaling van deze sleepbootkracht wordt opgemerkt dat het draaipunt ter plaatse van de fender een gevaarlijk punt is. Als de krachten in x-richting op dit punt te groot zijn kunnen de caissons beschadigd worden. Om dit te voorkomen wordt de x-component van de sleepbootkracht F_b ongeveer gelijk gehouden aan de x-component van stromingskracht, windkracht en golfkracht tesamen. Het caisson wordt dan door de voorspankrachten in de kabels 1 en 2 tegen het al geplaatste caisson aangedrukt. De bewegingen in x-richting zijn door de geringe resulterende kracht in x-richting beperkt.

De sleepboten zijn met sleepkabels verbonden met het caisson. Deze kabels gedragen zich als veren. Bij een constante rek in de sleepkabels wordt een constante trekkracht op het caisson overgedragen. Door belastingwisselingen verandert de rek in de sleepkabels. Om te voorkomen dat tijdens afzinken het caisson te veel beweegt, moeten de sleepboten deze rekwisselingen zoveel mogelijk opnemen.

Er zijn tevens sleepboten aanwezig aan het vaste eind van het caisson, om in geval van nood in te kunnen grijpen. Deze krachten worden niet in de berekening meegenomen.

In figuur 2.2.5 is een schema weergegeven dat laat zien hoe het indraaisysteem ontworpen wordt. Door verandering van de veerconstanten en voorspankrachten van de kabels, kan het systeem aangepast worden, wanneer de krachten en/of verplaatsingen niet acceptabel zijn.



figuur 2.2.5 ontwerpschema

In bijlage 1 is een berekening gemaakt om de kabelkrachten en bewegingen te bepalen tijdens indraaien en afzinken. In deze berekening is het volgende aangenomen:

- De stroomsnelheden in de sluitgaten tijdens indraaien zijn met het computerprogramma DUFLOW berekend. In bijlage 1 van deelrapport 1 zijn deze waarden weergegeven. Deze waarden gelden voor het plaatsen van het laatste caisson in het sluitgat. Dit is de maatgevende belastingsituatie.

- De wind komt vanaf zee en staat loodrecht op de as van de dijk. De windsnelheid $v_w = 6$ m/s (windkracht 4 op schaal van Beaufort). Er wordt tevens aangenomen dat deze windkracht in een half uur kan opkomen, zodat $dv_w/dt = 6/1800 = 0.0033$ m/s².

- De golven komen van zee en er wordt een golfhoogte tijdens plaatsing aangehouden van 0.5 m aan beide zijden van het caisson. Deze golfhoogte heeft een terugkeerperiode van ongeveer 0.001. De golfperiode is 3.5 seconden en de golflengte op diep water 19.1 m.

Het tijdsafhankelijke gedeelte van de golfbelasting wordt buiten beschouwing gelaten, zodat gerekend wordt met een maximale en minimale golfbelasting, i.p.v. een tijdsafhankelijke golfbelasting.

- De traagheid en demping van het caisson worden buiten beschouwing gelaten.

- De kabels worden zover voorgespannen dat de veerconstante k gelijk wordt aan de elastische component k_e .

- De indraaisnelheid van het vrije eind is maximaal 0.2 m/s ten opzichte van het water.

- De toelaatbare verplaatsing is zowel in x- als y-richting 0.5 m (zie figuur 2.1.2). Bij een verplaatsing groter dan 0.5 m kan er schade ontstaan aan de betonnen ribben door het tegen elkaar botsen van de ribben.

Uit de berekening blijkt dat de bewegingen van het vaste eind acceptabel blijven als geldt:

caissons in sluitgat 1:

k1, k2 en k5 = 160 kN/m; voorspanning = 80 kN
k3 en k4 = 750 kN/m; voorspanning = 375 kN

caissons in sluitgat 2 & 3:

k1, k2 en k5 = 200 kN/m; voorspanning = 100 kN
k3 en k4 = 1300 kN/m; voorspanning = 640 kN

De drukkracht die de fender ter plaatse van een hoekpunt op het caisson overbrengt is maximaal ongeveer 300 kN. Het hoekpunt is voldoende sterk om deze drukkracht op te nemen.

Om op dit moment iets te kunnen zeggen over de bewegingen aan het vrije eind is moeilijk. Modelproeven moeten aantonen dat deze bewegingen acceptabel blijven. Het is echter geen probleem dat het vrije eind na afzinken 1 m uit de as van de drempel staat. De caissons worden immers na sluiting in het dijklichaam opgenomen. De ervaring van de sleepbootkapiteins bepaalt grotendeels de nauwkeurigheid van de positie van het vrije eind.

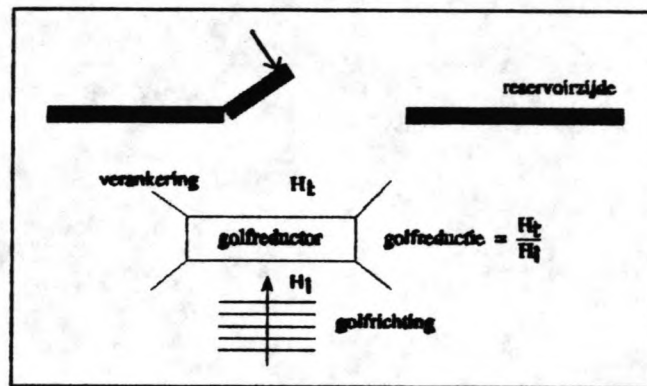
Het blijkt uit bijlage 1 dat de golfbelasting de maatgevende belasting is. De golfbelasting bepaalt grotendeels de grootte van de bewegingen. Om te zorgen dat vooral het vrije eind goed in bedwang te houden is tijdens afzinken (de maatgevende situatie) kan de golfhoogte vóór het caisson gereduceerd worden. Het is mogelijk dit te realiseren met een drijvende golfreductor. In figuur 2.2.6 is deze methode weergegeven. Er zijn twee mogelijkheden:

1) een flexibele drijvende golfreductor: Deze reductor kan bestaan uit een verankerde drijvende constructie, zoals bijvoorbeeld een zinkstuk, kunststof mat of met water of lucht gevulde zakken. De reductie wordt bereikt door de wrijving tussen het water en de constructie en tevens door de inwendige vervormingen van de constructie. De reductiefactor is afhankelijk van de stijfheid van de constructie en de afmetingen ervan t.o.v. de golflengte.

Voor een reductie van de golfhoogte van ca. 50% zal de breedte van een plastic slab-constructie bijvoorbeeld 10 à 20 maal de golflengte moeten bedragen. Bij een invallende golf van 0.5 m, moet de constructie dan 200 à 400 m breed zijn. Hoe stijver de constructie hoe kleiner de afmetingen moeten zijn.

2) een starre drijvende constructie: Hiervoor kan bijvoorbeeld een verankerd ponton of schip gebruikt worden. De lengte van de constructie moet wel voldoende groot zijn, zodat ter plaatse van het caisson de golfhoogte over de gehele caissonlengte voldoende gereduceerd is. Het voordeel van deze stijvere constructie is dat de reductie groter is.

Beide oplossingen zijn eenvoudig en snel te verplaatsen en zijn goedkoop, als er tenminste een ponton of schip voorhanden is. Beide oplossingen zijn alleen geschikt om korte golven te reduceren. Juist deze korte golven moeten gereduceerd worden.



figuur 2.2.6 drijvende golfreductor

Geconcludeerd kan worden dat het indraaien van de caissons met een scharnierverbinding van kabels goed uitvoerbaar is. De bewegingen aan het vaste eind kunnen beperkt worden door een zorgvuldige keuze van de veerconstanten en voorspankrachten van de kabels.

Het vrije eind wordt in bedwang gehouden maximaal 7 sleepboten. Door gebruik te maken van een drijvende golfreductor kan de totale belasting tijdens indraaien en afzinken aanzienlijk gereduceerd worden, zodat het caisson beter in bedwang te houden is. Opgemerkt dient te worden dat het plaatsen van de caisson met uitsluitend lieren mogelijk is. Het probleem is echter dat de resulterende kracht op het caisson in twee richtingen kan werken, waardoor tevens sleepboten nodig zijn om de kabels vanuit de pontons continue op spanning te houden.

2.3 Plaatsingsschema

De 40 doorlaatcaissons en 6 landhoofdcaissons worden in twee maanden tijd tijdens hoogwaterkentering geplaatst. Per maand zijn er 15 hoogwaterkenteringen tijdens daglicht beschikbaar, waarbij het getijdeverschil kleiner is dan 4.0 m. Uit deelrapport 1 immers is gebleken dat de caissons geplaatst moeten worden bij een getijdeverschil van maximaal 4.0 m. Er moeten 2 caissons per HWK op verschillende locaties geplaatst

worden om binnen twee maanden klaar te zijn met plaatsen.

Door 2 caissons per HWK te plaatsen is een grotere investering noodzakelijk. Er zijn immers meer sleepboten, drijfschotten, sleepdraden, loopbruggen, pompen, etc. nodig. Uit een latere economische vergelijking moet blijken of een snelle plaatsing niet financieel onaantrekkelijk is. Er zijn een aantal factoren die de volgorde van plaatsing bepalen.

1) Eerst worden de 6 landhoofdcaissons geplaatst. Direct daarna wordt tegen elk landhoofdcaisson een doorlaatcaisson geplaatst om het nadelig effect van een gesloten, verticale wand te beperken.

2) Voor de diepte van de geul tussen de sluitgaten 2 & 3 is uitgegaan van een hoogwaterstand tijdens kentering van MSL +2.0 m. Omdat in een maand ook hoogwaterstanden voorkomen die lager zijn, wordt gesteld dat alleen caissons worden geplaatst in sluitgat 3 als het getijdeverschil minimaal 3.5 m is, zodat de hoogwaterstand minimaal MSL +1.75 m is. Het is dan niet nodig de vaargeul naar sluitgat 3 verder uit te baggeren.

3) Als in één sluitgat 2 caissons tijdens dezelfde HWK worden geplaatst, moet er voldoende ruimte zijn, zodat de sleepboten elkaar niet hinderen. Na plaatsing moeten er tussen de laatst geplaatste caissons nog minimaal 3 caissons ruimte overblijven.

4) Uit deelrapport 2 is gebleken dat de volgende hoeveelheden caissons in de eerste maand geplaatst moeten worden ter beperking van de stroomsnelheden in de sluitgaten tijdens het springtij aan het eind van deze eerste maand.

sluitgat 1:	19%	=	3	doorlaatcaissons	+	2	landhoofdcaissons
sluitgat 2:	100%	=	13	doorlaatcaissons	+	2	landhoofdcaissons
sluitgat 3:	36%	=	4	doorlaatcaissons	+	2	landhoofdcaissons
			<u>20</u>			<u>6</u>	

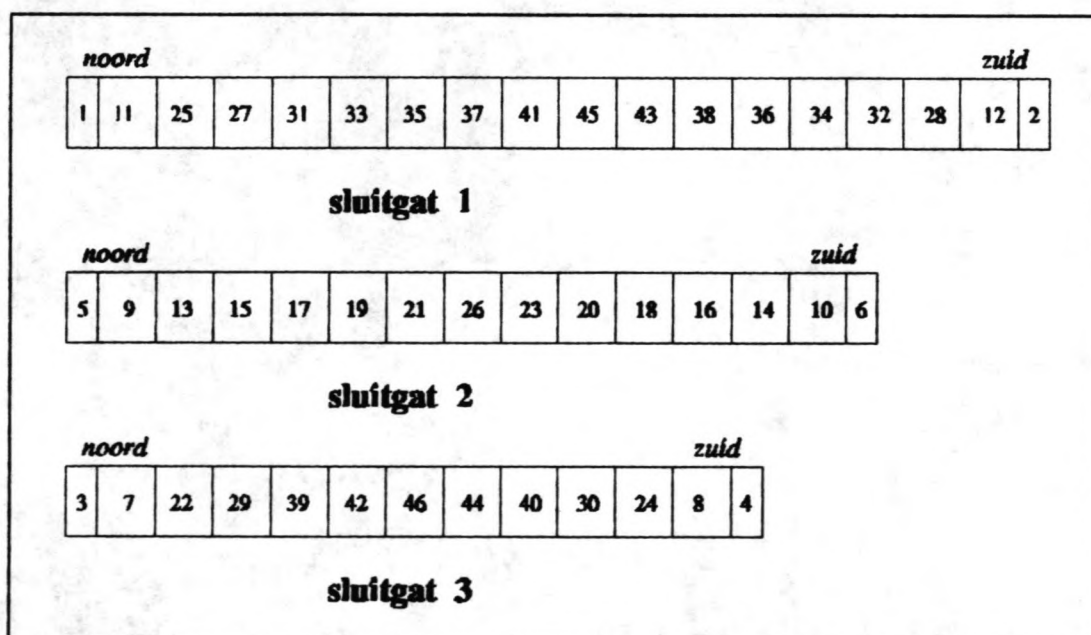
In de eerste maand moeten 20 doorlaatcaissons en 6 landhoofdcaissons geplaatst worden. In de tweede maand moeten de overige 20 doorlaatcaissons geplaatst worden. In de eerste maand worden 13 hoogwaterkenteringen gebruikt voor plaatsing, in de tweede maand 10. Hierdoor is er in de eerste en tweede maand uitloop mogelijk, namelijk resp 2 en 5 HW-kenteringen.

5) Naast de bovenstaande factoren moet geprobeerd worden de caissons zo gelijkmatig mogelijk te verdelen over de sluitgaten. De sluitgaten worden hierdoor gelijkmatig versmald.

In tabel 2.3.1 zijn de getijdeverschillen weergegeven rond de hoogwaterkenteringen, die gebruikt worden voor plaatsing. In figuur 2.3.2 tenslotte is het plaatsingsschema te zien.

maand 1			maand 2		
nr. HWK	caissons	getijdeverschil	nr. HWK	caissons	getijdeverschil
1	1 & 2	3.7 m	1	27 & 28	3.7 m
2	3 & 4	3.9	2	29 & 30	3.9
3	5 & 6	3.2	3	31 & 32	3.2
4	7 & 8	3.6	4	33 & 34	3.6
5	9 & 10	2.9	5	35 & 36	2.9
6	11 & 12	3.1	6	37 & 38	3.1
7	13 & 14	3.6	7	39 & 40	3.6
8	15 & 16	4.0	8	41 & 42	4.0
9	17 & 18	3.9	9	43 & 44	3.9
10	19 & 20	4.0	10	45 & 46	4.0
11	21 & 22	3.6			
12	23 & 24	3.5			
13	25 & 26	3.2			

tabel 2.3.1 getijdeverschillen tijdens plaatsing



figuur 2.3.2 plaatsingsschema

2.4 Sluitingsprocedure

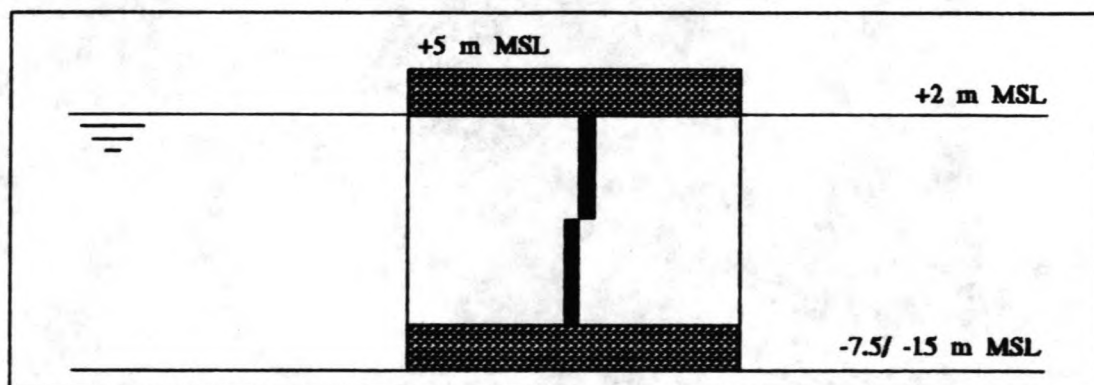
Aan het einde van de tweede maand, waarin de laatste 20 caissons worden geplaatst komt er een springtij op met een getijdeverschil van 7.3 m. De 40 doorlaatcaissons moeten rond het dooftij vóór dit springtij van 7.3 m gesloten worden om schade aan de drempel en bodembescherming te voorkomen. Deze sluiting dient te gebeuren bij een getijdeverschil van maximaal 4.0 m tijdens hoogwaterkentering (figuur 2.4.1).

Aan het einde van de tweede maand is er een uitloop mogelijk van 5 hoogwaterkenteringen voor de plaatsing van caissons. Het getijdeverschil tijdens deze hoogwaterkenteringen ligt tussen 3.2 en 4.0 m. Het is de bedoeling dat de schuiven in deze uitlooperperiode gesloten worden. Er zijn in totaal 800 boven- en 800 onderschuiven.

Vóór de definitieve sluiting worden de stroomsnelheden in de sluitgaten continue gemeten. Als de stroomsnelheid kleiner wordt dan 0.4 m/s, worden de schuiven neergelaten. Het kan zijn dat de schuiven in de drie sluitgaten niet gelijktijdig neergelaten worden, omdat het tijdstip van kentering in elk sluitgat niet hetzelfde is. Eerst wordt in elke doorvoeropening één schuif neergelaten door de borgpinnen weg te trekken. Per caisson kunnen de borgpinnen met één beweging losgehaald worden, zodat niet per schuif de borgpinnen losgehaald moeten worden. Op de eerste schuif wordt de tweede schuif neergelaten, zodat de sluiting compleet is.

Mocht de eerste schuif weigeren dan wordt de tweede schuif tot op de bodembak neergelaten. Er wordt geprobeerd de eerste schuif alsnog te sluiten. Zoals blijkt uit deelrapport 2, hst 5 is hiervoor voldoende tijd. Als de schuiven vroeg in de uitlooperperiode worden gesloten, blijft er meer tijd over om de eventueel weigerende schuiven neer te laten. Als het getijdeverschil namelijk kleiner blijft dan 4.0 m, wordt er geen schade verwacht aan de toplaag van de drempel en bodembescherming.

Nadat de sluiting voltooid is wordt er direkt begonnen met het opsputten en storten van het dijklichaam.



figuur 2.4.1 situatie tijdens sluiting

LITERATUUR- EN BRONNENLIJST

Literatuurlijst:

- [1] Driemaandelijks bericht Deltawerken No. 31-70, Deltadienst, 's-Gravenhage 1964-1974.
- [2] The closure of tidal basins, J.C. Huis in 't Veld, J. Stuij, A.W. Walther en J.M. van Westen, Delft 1987.
- [3] Dictaat F11c: Afsluiting van waterlopen, F.C. van Roode, Delft 1988.
- [4] Dictaat F12n: Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen, J. Bouwmeester, Delft 1987.
- [5] Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Washington D.C. 1984.
- [6] Single Point Moorings, Roger Maari, Monaco 1985.
- [7] Floating structures and offshore operations; Proceedings of a workshop on floating structures and offshore operations, G. van Oortmerssen, Wageningen 1987.
- [8] Caissons Oosterschelde; beweging en krachten in golven en stroom in de plaatsingsfase, verslag modelonderzoek M 1368-II, Waterloopkundig Laboratorium Delft, J.C. Stans, Delft 1976.
- [9] The motions of a moored ship in waves, G. van Oortmerssen, Wageningen 1976.
- [10] Hydrodynamics, H. Lamb, Cambridge 1932.

Bronnenlijst:

- Rijkswaterstaat, Dienst Getijdewateren, Den Haag.
- F.C. van Roode, Technische Universiteit Delft.
- K.G. Bezuyen, Technische Universiteit Delft.

BIJLAGE 1 : BEREKENING KRACHTEN EN BEWEGINGEN CAISSONS

Caissons in sluitgat 1:

- lengte L : 112.5 m
- Breedte B : 16 m
- Hoogte : 12.5 m
- Diepgang T : 5.4 m
- Waterdiepte : 9.5 m (tijdens plaatsing)

In tabel I.1 zijn de krachten [kN] op het caisson weergegeven tijdens indraaien. Te zien is dat de traagheidskracht F_{Is} klein is ten opzichte van de sleepkracht. De traagheidscoëfficiënt C_m is ongeveer 3 (deelrapport 2, hst 5). Voor dv/dt wordt een constante waarde aangehouden van $0.75/1800 = 0.0004 \text{ m/s}^2$. De stroomsnelheid in het sluitgat daalt immers in een half uur van 0.75 m/s naar 0 m/s .

α	C_{Ds}	C_{Ls}	v	$A[\text{m}^2]$	F_{Ds}	F_{Ls}	F_{Is}
15°	1.00	0.70	0.95	241	110	78	12
30°	1.15	0.85	0.90	379	180	133	12
45°	1.30	1.00	0.85	491	237	181	12
60°	1.47	0.67	0.80	569	273	124	12
75°	1.65	0.35	0.75	609	288	62	12
90°	1.80	0.00	0.60	608	200	0	12

tabel I.1 stromingskrachten op caisson1

In tabel I.2 zijn de windkrachten [kN] op de caissons te zien. De traagheidskracht F_{Iw} is verwaarloosbaar klein.

α	C_{Dw}	C_{Lw}	v_w	A_w	F_{Dw}	F_{Lw}	F_{Iw}
15°	1.55	0.55	6	317	10	4	≈ 0
30°	2.00	0.70	6	498	22	8	0
45°	2.45	0.85	6	645	34	12	0
60°	2.90	1.00	6	749	47	16	0
75°	2.70	0.50	6	801	47	9	0
90°	2.50	0.00	6	799	43	0	0

tabel I.2 windkrachten op caisson1

In tabel I.3 zijn de golfkrachten [kN] op het caisson weer-gegeven. De golfkracht F_R wordt gesplitst in een x- en y-compo-nent. Als het caisson helemaal ingedraaid is, bij $\alpha = 90^\circ$, wordt de waarde k_1 0. De golfbelasting is dan maximaal, omdat er aan de 'aanvalzijde' over de hele caissonlengte een golftop staat. De golf aan de andere zijde van het caisson loopt 5.28 rad voor.

$^\circ$	fk/k_1	k_1	ϕ'	F_R	F_{Rx}	F_{Ry}
15°	2.60	0.32	1.37	27	26	7
30°	2.80	0.29	2.64	34	29	17
45°	3.52	0.23	3.73	71	50	50
60°	3.79	0.17	4.57	18	9	16
75°	4.76	0.09	5.10	174	45	168
90°	5.40	! 0	5.28	728	0	728

tabel I.3 golfkrachten op caisson1

In tabel I.4 is de maximale (F_{xmax}) en minimale (F_{xmin}) belas-ting op het caisson te zien. De golfbelasting in x-richting F_{Rx} kan zowel positief als negatief zijn. In deze tabel is de sleepbootkracht nog niet meegenomen. Deze moet immers nog be-paald worden. De maximale kracht in x-richting is 243 kN.

$^\circ$	F_{Ls}	F_{Lw}	F_{Rx}^+	F_{Rx}^-	F_{xmax}	F_{xmin}
15°	78	4	26	-26	108	56
30°	133	8	29	-29	170	112
45°	181	12	50	-50	243	143
60°	124	16	9	-9	149	131
75°	62	9	45	-45	116	26
90°	0	0	0	0	0	0

tabel I.4 totale krachten in x-richting caisson1

In tabel I.5 is tenslotte de minimale en maximale belasting in y-richting weergegeven. De minimale kracht is -473 kN, de maximale kracht is +983 kN. Het verschil tussen de minimale en maximale kracht in y-richting neemt tijdens indraaien toe. Dit houdt in dat het steeds lastiger wordt het caisson in bedwang te houden tijdens indraaien.

α	F_{Is}	F_{Iw}	F_{Ds}	F_{Dw}	F_{Ry}^+	F_{Ry}^-	$F_{y_{max}}$	$F_{y_{min}}$
15°	12	≈0	110	10	7	-7	139	125
30°	12	0	180	22	17	-17	231	197
45°	12	0	237	34	50	-50	333	233
60°	12	0	273	47	16	-16	348	316
75°	12	0	288	47	168	-168	515	179
90°	12	0	200	43	728	-728	983	-473

tabel I.5 totale krachten in y-richting caisson1

Hierboven zijn de maximale krachten op het caisson bepaald tijdens indraaien. Het kan echter zijn dat de krachten tijdens afzinken maatgevend zijn. Tijdens afzinken neemt de keelclearance af, zodat de weerstandscoëfficiënt C_{Ds} toeneemt. Deze wordt maximaal ongeveer 4. De stroomsnelheid tijdens afzinken is kleiner dan 0.3 m/s. De golfbelasting neemt tevens toe door de toename van de diepgang. Uit berekening blijkt dat:

- F_{Is} = 22 kN
- F_{Ds} = 200 kN
- F_{Dw} = 18 kN
- F_{Ry} = +/- 1260 kN

De maximale kracht in y-richting is 1500 kN, de minimale is -1022 kN. Deze krachten blijken maatgevend te zijn. Het caisson wordt tijdens afzinken aan één zijde vastgehouden door kabels. Aan het vrije eind houden sleepboten het caisson in bedwang. De sleepboten moeten maximaal $1500/2 = 750$ kN leveren in de negatieve y-richting. Daarvoor is ongeveer 7500 pk nodig, wat neer komt op 2 tot 3 sleepboten.

In de positieve y-richting moeten de sleepboten maximaal $1022/2 \approx 500$ kN leveren. Hiervoor is 5000 pk nodig; 2 sleepboten. Zoals gesteld mag de verplaatsing aan het vaste eind in y-richting maximaal +/- 0.5 m zijn. Als het caisson in positieve richting 50 cm verplaatst, dan rekt kabel 3 50 cm verder uit. De rek in kabel 4 wordt 50 cm minder. Als beide kabels dezelfde veerconstante k hebben, dan moet k minimaal $750/(2 \cdot 0.5) = 750$ kN/m zijn. Om te voorkomen dat de kabels slap gaan hangen, moet de voorspankracht minimaal $750/2 = 375$ kN zijn.

Tijdens indraaien wordt aangenomen dat de x-component van de sleepbootkracht F_b gelijk is aan de x-component van de totale belasting op het caisson. Dit betekent dat de resulterende kracht in x-richting altijd 0 is. Het kan voorkomen dat door tijdelijk wegvallen van de sleepbootkracht de kracht in x-richting niet 0 is. Maximaal kan de kracht in x-richting 243 kN zijn, namelijk als 45° is ingedraaid. De kabels 1 & 2 en de fender vormen samen een parallel veersysteem. De totale veerconstante van dit systeem is de som van de drie afzonderlijke veerconstanten k_1 , k_2 en k_5 . Als een verplaatsing van 50 cm

wordt toegestaan dan moeten deze veerconstanten minimaal 243/
 (3*0.5) = 160 kN/m zijn. De voorspankrachten moeten minimaal
 243/3 is ongeveer 80 kN zijn.

resumerend:

k1,k2,k5 = 160 kN/m, voorspanning = minimaal 80 kN
 k3,k4 = 750 kN/m, voorspanning = minimaal 375 kN
 maximale verplaatsingen vast einde:
 x-richting: min = + 0 m; max = + 0.5 m
 y-richting: min = - 0.34 m; max = + 0.5 m

In x-richting betekent dit dat het caisson niet los komt van
 de fender en dat de fender maximaal 50 cm wordt ingedrukt.

Caissons in sluitgaten 2 & 3:

- lengte L : 112.5 m
- Breedte B : 22 m
- Hoogte : 20 m
- Diepgang T : 8 m
- Waterdiepte : 17 m (tijdens plaatsing)

°	C _{Ds}	C _{Ls}	v	A[m ²]	F _{Ds}	F _{Ls}	F _{Is}
15°	0.95	0.60	0.95	403	177	111	25
30°	1.10	0.75	0.90	602	274	187	25
45°	1.25	0.90	0.85	761	352	254	25
60°	1.40	0.63	0.80	867	396	178	25
75°	1.55	0.35	0.75	915	406	91	25
90°	1.70	0.00	0.60	900	280	0	25

tabel I.6 stromingskrachten op caisson2

°	C _{Dw}	C _{Lw}	v _w	A _w	F _{Dw}	F _{Lw}	F _{Iw}
15°	1.55	0.55	6	604	20	7	≈0
30°	2.00	0.70	6	904	39	14	0
45°	2.45	0.85	6	1141	60	21	0
60°	2.90	1.00	6	1301	82	28	0
75°	2.70	0.50	6	1372	80	15	0
90°	2.50	0.00	6	1350	73	0	0

tabel I.7 windkrachten op caisson2

°	fk/k_1	k_1	ϕ'	F_R	F_{Rx}	F_{Ry}
15°	2.89	0.32	1.88	47	45	12
30°	3.15	0.29	3.63	39	34	20
45°	3.63	0.23	5.13	25	18	18
60°	4.49	0.17	6.29	0	0	0
75°	6.12	0.09	7.01	91	24	88
90°	8.00	↓ 0	7.26	1016	0	1016

tabel I.8 golfkrachten op caisson2

Bij 60° indraaien blijkt de golfbelasting 0 kN te zijn. Dit komt omdat op dat moment tussen de golf aan de 'aanvalzijde' en de golf aan de andere zijde een faseverschil zit van ongeveer $2 \cdot \pi$, oftewel aan beide zijden staat dezelfde golf. De resulterende golfbelasting is 0 kN.

°	F_{Ls}	F_{Lw}	F_{Rx}^+	F_{Rx}^-	F_{xmax}	F_{xmin}
15°	111	7	45	-45	163	73
30°	187	14	34	-34	235	167
45°	254	21	18	-18	293	257
60°	178	28	0	0	206	206
75°	91	15	24	-24	130	82
90°	0	0	0	0	0	0

tabel I.9 totale krachten in x-richting caisson2

°	F_{Is}	F_{Iw}	F_{Ds}	F_{Dw}	F_{Ry}^+	F_{Ry}^-	F_{ymax}	F_{ymin}
15°	25	≈ 0	177	20	12	-12	234	210
30°	25	0	274	39	20	-20	358	318
45°	25	0	352	60	18	-18	455	419
60°	25	0	396	82	0	0	503	503
75°	25	0	406	80	88	-88	599	423
90°	25	0	280	73	1016	-1016	1394	-638

tabel I.10 totale krachten in y-richting caisson2

Het blijkt dat de krachten in y-richting tijdens afzinken weer maatgevend zijn:

- F_{Is} = 54 kN
- F_{Ds} = 351 kN
- F_{Dw} = 18 kN
- F_{Ry} = +/- 2131 kN

In y-richting is de resulterende kracht minimaal -1708 kN en maximaal +2554 kN. De kabels 3 & 4 moeten een veerconstante hebben van minimaal $2554/(4*0.5) \approx 1300$ kN/m en een voorspankracht van 640 kN.

De sleepboten aan het vrije eind moeten maximaal in positieve y-richting 850 kN leveren ≈ 8500 pk; 3 sleepboten. In negatieve y-richting moeten de sleepboten $2554/2 \approx 1280$ kN leveren ≈ 12800 pk; 4 sleepboten.

In x-richting is de kracht maximaal bij een indraaihoek van 45° . De kracht is maximaal +293 kN. De veerconstanten van de kabel 1 & 2 en de fender moeten minimaal $293/(3*0.5) \approx 200$ kN/m zijn. De voorspankrachten $293/3 \approx 100$ kN.

resumerend:

k1, k2, k5 = 200 kN/m, voorspanning = minimaal 100 kN
k3, k4 = 1300 kN/m, voorspanning = minimaal 640 kN
maximale verplaatsingen vast einde:
x-richting: min = + 0 m; max = + 0.5 m
y-richting: min = - 0.33 m; max = + 0.5 m

In x-richting betekent dit dat het caisson niet los komt van de fender en dat de fender maximaal 50 cm wordt ingedrukt.

