

2-57 a, (b), c

2-57



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

**Ontwerp van doorlaatcaissons
en een geprefabriceerde uitwateringssluis
t.b.v. het Asan Baai project
in Zuid Korea**

G.J. Bosselaar

**Hoofdontwerp Constructieve Waterbouwkunde
bij prof.ir. J.F. Agema**

**onder begeleiding van
ir. G.P. Bourguignon**

juni 1982

Ontwerp van doorlaatcaissons
en een geprefabriceerde uitwateringssluis
t.b.v. het Asan Baai project
in Zuid Korea

G.J. Bosselaar

Hoofdontwerp Constructieve Waterbouwkunde
bij prof.ir. J.F. Agema

onder begeleiding van
ir. G.P. Bourguignon

juni 1982

inhoudsopgave

hoofdstuk	page
I. Inleiding en samenvatting	1
II. Caissonsluiting	4
Inleiding	4
Traditionele caissonsluiting	4
Afvoercoefficient	6
Randvoorwaarden bij caissonplaatsing	8
Bepaling sluitgatgrootte	9
Alternatieve oplossing met doorlaatcaissons	13
Situatieschets	15
III. Gegevens en belastingen	18
Golfbelastingen	18
Gebruiksbelastingen	20
Wrijvingscoefficient	23
IV. Haalbaarheidsberekeningen	26
Weerstand tegen verschuiven	26
Doorlaatcaisson	26
Uitwateringssluis	28
Weerstand tegen kantelen	30
Doorlaatcaisson	30
Uitwateringssluis	31
Gebruik als kadeconstructie	32
V. Bepaling van de grootte van de uitwateringssluis	35
Inleiding	35
Verzamelen van de gegevens	36
Computerprogramma	38
Afvoercoefficient uitwateringssluis	52
Dimensionering van het netto doorstroomprofiel	54
Gevoeligheidsanalyse	59
VI. Ontwerp doorlaatcaisson	62
Inleiding	62

Vormgeving	63
Sterkteberekening	67
Detailoplossingen	70
VII. Ontwerp uitwateringsluis	72
Inleiding	72
Vormgeving	72
Afsluitmiddelen	74
Ontwerpeisen	76
Dimensionering	78
VIII. Uitvoeringsaspecten	81
Drempelontwerp	81
Drijvend transport	81
Bouwputontwerp	84
Appendix	page
A. Globale berekening van de eigentrillingstijd van een caisson	86
B. Berekeningsresultaten computermodel	89
Literatuuropgave	100

hoofdstuk I

INLEIDING EN SAMENVATTING

"Bij den bouw van den afsluitdijk zit nu het grondbeginsel voor om zoo lang mogelijk belangrijke wijziging in het regime der waterbeweging te ontgaan en een zoo groot mogelijk deel van de afsluiting tot stand te brengen bij zoo gering mogelijke stroomsnelheden."

ir. V.I.P. de Block van Kuffelen

Aan de westkust van Zuid Korea, 60 km. ten zuiden van Incheon, ligt rond de Asan Baai een gebied, dat door de Koreaanse regering is bestemd voor grootschalige industriële ontwikkeling, zie fig. 1.1.

Centraal in deze plannen staat de afsluiting van de Asan Baai. Achter de geplande afsluiting, die voorzien zal worden van een schutsluis, is een haven- annex industriegebied geprojecteerd, zie fig. 1.2.

Lit. 1, 2 en 3 beschrijven uitgebreid het project. Dit rapport nu, vormt een vervolg op lit. 1, waarin dieper zal worden ingegaan op de benodigde constructies in de monding van de Asan Baai.

Het blijkt, dat de volgende zaken in de baaimonding een plaats moeten vinden:

1. Schutsluis voor schepen tot 250.000 D.W.T.
2. Uitwateringssluis
3. Afsluitconstructie

In lit. 1 is aandacht besteed aan het selecteren van voorontwerpen van hoofdvarianten voor die constructies. Dit rapport behandelt een verdere uitwerking van een van deze hoofdvarianten.

Het betreft hier een hoofdvariant, die veelvuldig van caissons gebruik maakt.

In de eerste plaats wordt de schutsluis uit caissons opgebouwd. Deze constructiemogelijkheid is uitgewerkt in lit. 24, waarvan in dit rapport dankbaar gebruik is gemaakt. Verder is ook de uitwateringssluis samengesteld uit caissons, terwijl de afsluitingsoperatie een variant is op de in Nederland toegepaste afsluitingen met doorlaatcaissons.

Omdat het ontwerp van de schutsluis elders reeds is uitgewerkt, richt dit rapport zich op het ontwerp van de caissons voor de uitwateringssluis en t.b.v. de afsluiting. Tijdens de sluitingsoperatie worden 13 doorlaatcaissons van ca. 25 x 25 x 80 meter in de baaimonding geplaatst. Er is naar gestreefd, om alle geplaatste doorlaatcaissons na voltooiing van de afsluiting een permanente functie te geven. Drie doorlaatcaissons zullen na een eenvoudige aanpassing als uitwateringssluis in gebruik komen, terwijl de tien overige doorlaatcaissons als kadeconstructie t.b.v. twee 250.000 D.W.T. ertscarriers gebruikt zullen worden, zie fig. 2.7.1.

Hoofdstuk 2 behandelt de traditionele caissonsluiting, die in Nederland een aantal malen met succes is toegepast. In dit hoofdstuk wordt aangegeven, welke factoren de grootte van de toe te passen caissons en hun aantal bepalen. Vervolgens wordt aangetoond, dat het aantal benodigde caissons kan worden teruggebracht door bij het afsluitingswerk de bouwvolgorde te wijzigen, zie fig. 2.6.2. De laatste paragraaf van hoofdstuk 2 is gewijd aan het beschrijven van de ligging van de constructies in de baaimonding en aan het vaststellen van de hoofdafmetingen van de toe te passen caissons.

Hoofdstuk 3 geeft een overzicht van de belastingen waaraan de caissonconstructie bloot staat. Verder wordt de zeer belangrijke wrijvingscoëfficiënt van de caissons met de ondergrond besproken.

Op grond van de belastingen uit hoofdstuk 3, is in hoofdstuk 4 berekend of de caissons deze belastingen kunnen weerstaan. Het blijkt, dat de caissons in hun verschillende levensstadia voldoende veiligheid bezitten tegen zowel verschuiven als kantelen.

Hoofdstuk 5 gaat in op de dimensionering van de uitwateringssluis in de baaimonding. Er is een computerprogramma ontwikkeld, dat berekent hoe het waterniveau in het havenbekken en in twee stroomopwaarts gelegen reservoirs verloopt t.g.v. een afvoergolf, die optreedt na zware regenval. Op basis van de resultaten van dit rekenmodel zijn de hoofdafmetingen van de uitwateringssluis vastgesteld.

Het model biedt tevens de mogelijkheid om de gevoeligheid van het gesimuleerde "flood control" systeem te bestuderen.

De hoofdstukken 6 en 7 beschrijven constructieve aspecten van de toe te passen caissons. In hoofdstuk 6 ligt de nadruk op het dimensioneren van de betonconstructie, terwijl hoofdstuk 7 vooral ingaat op de afsluitmiddelen van de uitwateringssluis en op de aanpassingen, die t.b.v. het laten functioneren van de caissons als uitwateringssluis noodzakelijk zijn.

In hoofdstuk 8 passeren een aantal uitvoeringstechnische zaken de revue, zoals het ontwerp van de stortstenen drempel, waarop de caissons geplaatst worden, het drijvend transport van de caisson, de bouwwijze en de bouwplaats.

Zowel in lit. 1 als in dit rapport komt naar voren, dat de in het begin van dit hoofdstuk geciteerde uitspraak van ir. V.I.P. de Block van Kuffelen uit 1930 in de loop van de jaren niets van zijn waarde verloren heeft. De in dit citaat beschreven strategieën voor het afsluiten van getijgeulen houden ondanks de zich ontwikkelende techniek hun geldigheid.

Dit rapport levert binnen de gestelde spelregels een bijdrage in de technische discussie rond het afsluiten van de Asan Baai.

hoofdstuk II

CAISSONSLUITING

2.1 INLEIDING

Het doel van dit hoofdstuk is, om door middel van een aantal beschouwingen en berekeningen meer duidelijkheid te geven over de in het vooronderzoek beschreven caissonsluiting, die in dit rapport nader wordt uitgewerkt, zie lit. 1 hoofdstuk 8.

In par. 2.2 zal de traditionele caissonsluiting aan de orde komen, zoals die in Nederland een aantal malen met succes is toegepast.

Er zal dieper worden ingegaan op de afvoercoëfficiënt van doorlaatcaissons, zie par. 2.3, en de mogelijkheden en moeilijkheden bij plaatsing ervan, zie par 2.4.

Par. 2.5 is gewijd aan de berekening van het "wintersluitgat". Omdat in deze paragraaf zal blijken, dat het "wintersluitgat" nogal groot uitvalt, zal in par. 2.6 worden gezocht naar een alternatieve caissonsluiting, die meer vrijheid geeft bij het kiezen van het aantal toe te passen caissons en hun grootte. Binnen een dergelijk alternatief bestaan nog een aantal verschillende mogelijkheden tot realisatie, die in par. 2.7 de revue zullen passeren.

2.2 TRADITIONELE CAISSONSLUITING

Het afsluiten van zeearmen met behulp van doorlaatcaissons is een typisch Nederlandse aangelegenheid.

Bij iedere afzonderlijke caissonsluiting zijn de omstandigheden anders, doch in de aard en de volgorde van de werkzaamheden is steeds hetzelfde stramien te ontdekken.

Globaal verloopt de afsluiting als volgt:

1. Allereerst wordt het doorstroomprofiel vernauwd, door op de ondiepe plaatsen van het sluitgat damvakken aan te leggen.
Op deze wijze ontstaan een of meerdere vrij diepe sluitgaten.
2. Doordat het doorstroomprofiel kleiner is geworden, vertoont het resterende deel daarvan de neiging

tot uitschuring. Dit wordt voorkomen, door het deel van de wanden en de bodem van de zeearm dat bloot staat aan verhoogde stroomsnelheden te voorzien van een beschermende constructie in de vorm van zinkstukken, grind, stortsteen etc. De techniek betreffende deze bodembeschermende maatregelen heeft de afgelopen jaren een grote vlucht genomen.

3. In een bouwdok worden de benodigde doorlaatcaissons gebouwd.
4. Ongeveer een jaar voor de afsluiting wordt het resterende doorstroomprofiel verder vernauwd. Er ontstaat nu een opening, die zo groot is, dat de caissons er naast elkaar vrijwel in passen. In deze fase wordt vooral aan de samenstelling en de vlakheid van de drempel, waarop de caissons komen te staan, de grootst mogelijke aandacht besteed.
5. Het nu ontstane sluitgat noemt men "wintersluitgat", omdat de constructie in deze toestand de winter voorafgaand aan de sluiting moet doorstaan.
6. Bij het begin van de lente wordt de eventuele schade hersteld, die door de winterstormen is aangericht en beginnen de voorbereidingen voor het plaatsen van de caissons.
7. Het afzinken van de caissons gebeurt in de lente, omdat de weersomstandigheden in die periode doorgaans het gunstigst zijn om deze kritieke operatie te laten plaatsvinden. Ook de geplaatste caissons zijn gebaat bij rustig weer, omdat ze een relatief zwakke constructie vormen, die zeker niet bestand is tegen de zware herfststormen.
8. Het plaatsen van de caissons gebeurt tijdens een stroomkentering, omdat alleen dan een caisson nauwkeurig op zijn plaats gezet kan worden.
9. In Nederland worden de caissons zo snel mogelijk na elkaar in het sluitgat afgezonken. De reden hiervoor is, dat de aantasting van de bodem in de buurt van het sluitgat door het plaatsen van de caissons toeneemt. Vooral de toegenomen turbulentie van het water vormt een reeel gevaar voor de geplaatste rij doorlaatcaissons
10. Na het plaatsen van de laatste caisson worden de schuiven in alle caissons gesloten en is de afsluiting een feit.

11. Tijdens de maanden die op het neerlaten van de schuiven volgen, spuit men de caissonrij onder het zand, om het nieuwe damvak zo snel mogelijk sterk genoeg te maken om herfststormen te kunnen overleven.

2.3 AFVOERCOEFFICIENT

Het is voor de ontwerper van een afsluiting met doorlaatcaissons van groot belang om te weten wat de weerstand is, die de stroming ondervindt, als de caissons in geopende toestand in het sluitgat staan. Deze paragraaf geeft allereerst de theoretische achtergrond van het begrip afvoercoefficient. Vervolgens wordt aan de hand van literatuuronderzoek een uitspraak gedaan over de grootte van de afvoercoefficient van de caissons voor de Asan Baai.

Volgens Bernouilli geldt:

$$z + \frac{p}{\rho g} + \frac{u^2}{2 \cdot g} = H \quad (\text{zie fig. 2.3.1})$$

$$\text{of} \quad a_1 + \frac{u_1^2}{2 \cdot g} = a_2 + \frac{q^2}{a_2^2 \cdot 2 \cdot g} = H_1 \quad (2.3.1)$$

a = waterniveau	m.
z = plaatshoogte	m.
p = drukhoogte	m.
u = watersnelheid	m/sec
q = specifiek debiet	m ³ /(sec.m ²)
ρ = soortelijke massa van water	kg/m ³
g = versnelling v.d. zwaartekracht	m/sec ²
H = energiehogte	m.

De energiehogte blijft tot het einde van de overlaat uit fig. 2.3.1 constant, zodat $H_1 = H_2$. Pas achter de overlaat ontstaat vertragingverlies, waardoor de energiehogte daalt.

Uit het voorgaande volgt voor het specifiek debiet q:

$$q = a_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - a_2)} \quad (2.3.2)$$

De werkelijkheid is anders:

$$q = \mu \cdot a_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - a_2)} \quad (2.3.3)$$

$\mu < 1$ door wrijvingsverliezen.

Omdat in fig. 2.3.1 sprake is van een volkomen overlaat, kan de vergelijking voor q ook als volgt geschreven worden:

$$\begin{aligned} q &= \mu \cdot 2/3 \cdot H \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - 2/3 \cdot H)} \\ &= \mu \cdot 2/3 \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \end{aligned} \quad (2.3.4)$$

Door de invloed van de wrijving zal de μ in vergelijking 2.3.3 in waarde niet overeenkomen met de μ uit vergelijking 2.3.4.

Voor de onvolkomen overlaat, zie fig. 2.3.2, geldt ook vergelijking 2.3.3, maar omdat a_2 moeilijk te meten is, wordt vaak de volgende vergelijking gebruikt:

$$q = \mu \cdot a_3 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - a_3)} \quad (2.3.5)$$

Of nog eenvoudiger:

$$q = \mu \cdot a_3 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (a_1 - a_3)} \quad (2.3.6)$$

Bij de onvolkomen overlaat gebruikt men meestal vergelijking 2.3.6, omdat de waterniveaus a_1 en a_3 makkelijk te meten zijn en de snelheden voor en achter de overlaat meestal zo klein zijn, dat de snelheidshoogte ($H - a$) verwaarloosd kan worden.

Het voorgaande resulteert in de volgende definitie voor een afvoercoëfficiënt:

Een afvoercoëfficiënt is een factor waarmee de met een vergelijking berekende afvoer moet worden vermenigvuldigd, om de juiste afvoer als uitkomst te krijgen.

Een afvoercoëfficiënt dient dus om onnauwkeurigheden, benaderingen of soms zelfs fouten in de afvoerformules recht te trekken.

Voor een doorlaatwerk bestaat geen specifieke afvoercoëfficiënt, omdat deze factor naast de vorm van het doorlaatwerk ook van de boven- en benedenstroomse waterstand afhankelijk is.

De grootte ervan is moeilijk te berekenen. In de ontwerpfase is vaak modelonderzoek nodig om een goede indruk van de afvoercoëfficiënt te krijgen.

Metingen tonen aan, dat voor doorstroomopeningen in de vorm van een venturi de afvoercoëfficiënt kan oplopen tot

1,5 (spui-/inlaatsluis brouwersdam). Deze waarde is echter mede afhankelijk van de gebruikte afvoerformule.

Voor de doorlaatcaissons in de Asan Baai is een dergelijke hoge afvoercoëfficiënt niet haalbaar, omdat daarvoor een zeer geleidelijke versmalling en verwijding van het doorstroomprofiel noodzakelijk is.

In fig. 2.3.3 zijn de afvoercoëfficiënten van een aantal stroomsluizen en doorlaatcaissons samengebracht. Uit deze figuur blijkt de neiging van de afvoercoëfficiënt om hoger te worden naarmate het drempelniveau zakt.

Ook de opstakels in de doorstroomopeningen spelen een rol bij het tot stand komen van de afvoercoëfficiënt. Weinig en afgeronde opstakels geven de minste verliezen.

Op grond van het voorgaande is besloten, om voor de caissons in de Asan Baai uit te gaan van een afvoercoëfficiënt van 1,0.

Om deze waarde te bereiken is een vrij grote aanlegdiepte nodig. Verder zullen stroombelemmerende voorzieningen als vakwerken of tralies vermeden moeten worden.

2.4 RANDVOORWAARDEN BIJ CAISSONPLAATSING

In het verleden is gebleken, dat de plaatsing van caissons een goed voorbereide operatie dient te zijn.

Fouten tijdens het transport of de plaatsing kunnen leiden tot het verlies van een caisson. Voor de Nederlandse situatie kunnen moeilijkheden met een caisson zelfs de hele sluiting in gevaar brengen, omdat het langdurig geopend houden van de doorstroomopeningen in de reeds geplaatste caissons ontoelaatbare ontgrondingen zou kunnen veroorzaken, die de stabiliteit van deze caissons in gevaar kan brengen.

Bij het ontwerpen van het sluitgat, het bepalen van de grootte ervan en het vaststellen van het aantal caissons, zal reeds in een vroeg stadium de plaatsingsoperatie bij de beschouwingen moeten worden betrokken.

Zo dient men na te gaan, of het wel mogelijk is om de caisson die men wil plaatsen, met voldoende snelheid en nauwkeurigheid te transporteren en te manoeuvreren. Er zullen gegevens beschikbaar moeten zijn over de doelmatigheid, capaciteit en betrouwbaarheid van de toe te passen middelen en gereedschappen.

De plaatsing van de caissons in het Nederlandse deltagebied in de periode vanaf 1945 heeft een respectabele know-how op dit terrein doen ontstaan. Deze know-how berust echter voornamelijk op ervaring met steeds weer andere en geleidelijk steeds grotere caissons, op "natte vinger werk" en op puur vakmanschap. Het is dan ook moeilijk om hierover bruikbaar cijfermateriaal te vinden.

De ervaring heeft echter geleerd, dat de sleepboot het aangewezen middel is om de caissons te transporteren en in bedwang te houden, temeer omdat met het groter worden van de caissons ook de beschikbare sleepboten zwaarder en sterker zijn geworden. Alleen tijdens de laatste minuten van de plaatsingsoperatie worden ook wel lieren toegepast om de te plaatsen caisson tegen zijn voorganger aan te trekken.

In hoofdstuk 8 zal nader op de plaatsing van de caissons worden ingegaan. Hier zullen alleen een aantal belangrijke getallen aan de orde komen, die in dit stadium van het ontwerp van belang zijn.

Zo is het bijvoorbeeld noodzakelijk om te weten hoeveel tijd er voor de plaatsing nodig is en bij welke maximale stroomsnelheid deze operatie nog kan plaatsvinden.

Voor iedere sluiting in het kader van de Deltawerken zijn uitgebreide modelproeven verricht om antwoorden op deze vragen te vinden. Lit. 6 geeft van alle uitgevoerde sluitingen beschrijvingen in de vorm van stroommetingen en tijdschema's.

Als voorbeeld is in fig. 2.4.1 het tijdschema en het stroomsnelheidsverloop vermeld van de plaatsing van het achtste Volkerak-doorlaatcaisson, zie lit. 6 nr 49.

Fig. 2.4.2 geeft het verloop van de snelheid aan zoals die tijdens verscheidene caissons sluitingen bij de plaatsing van de laatste caisson is opgetreden. De maximale snelheden blijven zowel voor de ebstroom als voor de vloedstroom onder de 3 m/sec.

Voor de Asan Baai caissons zijn de hiervoor beschreven cijfers niet zonder meer toepasbaar, daar de afmetingen en dus het gewicht van deze caissons groter zijn dan tot nog toe gebruikelijk was in Nederland.

Alleen in voorstudies betreffende de afsluiting van de Oosterschelde zijn caissons overwogen met vergelijkbare maten en gewichten. Uit deze voorstudies blijkt, dat men het voor deze grote caissons verantwoord acht om bij een gemiddelde stroomsnelheid van 1 m/sec met de plaatsing te beginnen. Na het starten van de operatie zijn ca. 55 minuten nodig om het caisson aan de grond te zetten. De laatste minuten van de plaatsing dienen samen te vallen met de stroomkentering, zie fig. 2.4.3 (lit. 8, blz. 138).

Het sluitgat zal dus zo groot moeten zijn, dat de ongeveer sinusvormig verloopende gemiddelde stroomsnelheid aan het plaatsingscriterium uit fig. 2.4.3 voldoet.

2.5 BEPALING SLUITGATGROOTTE

Wanneer men een zeearm waarin getijstromen optreden bij de monding wil afsluiten, zal het sluitgat in het algemeen zo ingericht moeten zijn, dat bij een zo gering mogelijk doorstroomprofiel de normale eb- en vloedstromen doorgelaten kunnen worden en wel op zo'n manier, dat de begrenzingen van het sluitgat niet door de stroom worden aangetast. Tegelijkertijd moet ervoor gewaakt worden, dat door het plaatsen van caissons de stroomsnelheid in het overgebleven sluitgat zo hoog oploopt, dat het manoeuvreren met en het plaatsen van de resterende caissons onmogelijk wordt, zie par. 2.4.

Uit lit. 1 blijkt, dat de bodem van de baaimonding uit rots bestaat. De drempel waar de caissons op geplaatst worden, is echter opgebouwd uit stortsteen. Daarom moet bij het bepalen van het "wintersluitgat" worden nagegaan, of de stenen waaruit de top laag van de drempel bestaat bestand zijn tegen de in de verschillende bouwfases optredende stroomsnelheden.

De grootte van de stenen in de top laag van de drempel wordt beperkt door de noodzaak om de drempel een vlakke kruin te geven. De ervaring met soortgelijke drempels in het Nederlandse deltagebied heeft geleerd, dat stortsteen van 60-300 kg. goed aan de vlakheidsvoorwaarden voldoet.

Een beperkte steengrootte i.v.m. de vlakheid, impliceert ook een beperking voor de toegelaten stroomsnelheid. De formules die de grenswaarden voor de stroomsnelheid over de bestortingen bepalen, geven uiteenlopende antwoorden.

Ter illustratie zijn drie verschillende berekeningen opgenomen, toegepast op een steen van 100 kg, die als representatief wordt gezien voor de steenklasse van 60-300 kg.

massa van de steen : 100 kg.
 soortelijke massa : 2700 kg/m³ (graniet)
 equivalente diameter d

$$\frac{100}{2700} = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot (0,5 \cdot d)^3$$

d : 0,41 m.

$\Delta = (2700 - 1000)/1000 : 1,7$

formule van Iribaren: $\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}} = 1,5$ (lit.1, appendix D)

$U_{cr} = 3,92$ m/sec

formule uit lit. 21: $d = \frac{A}{\Delta} \cdot \frac{U_{cr}^2}{2 \cdot g}$ (lit.21, blz 361)

A = 1,4 (veel turbulentie)

$U_{cr} = 3,13$ m/sec

formule van het waterloopkundig laboratorium:

$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot d}} = 1,4 \cdot \log \left(C \cdot \frac{h}{d} \right)$ (lit. 22, blz 28)

C = 3,5 (vlakke drempel)
 h = 12 m. (waterdiepte boven de drempel)

$U_{cr} = 7,36$ m/sec

Op grond van het voorgaande is aangenomen, dat snelheden van meer dan 4 m/sec boven de drempel vermeden dienen te worden.

In lit. 6 nr. 49 zijn metingen beschreven, die tijdens de caissonsluiting van het Volkerak gedaan zijn. Hieruit blijkt, dat de stroomsnelheden in het sluitgat een factor 1,5 hoger liggen, dan de gemiddelde stroomsnelheid door de al geplaatste, geopende doorlaatcaissons. Als ook dit in de overwegingen wordt meegenomen, komen we tot de volgende conclusie:

Bij springtij dient de gemiddelde snelheid in de met doorlaatcaissons af te sluiten stroomgeul beperkt te blijven tot ca. $4/1,5 = 2,67$ m/sec.

Op grond van deze stelling is m.b.v. de grafiek t.b.v. het schatten van de maximale stroomsnelheden in een sluitgat de sluitgatgrootte bepaald, zie lit. 14. Deze grafiek kan worden toegepast, daar in de Asan Baai $\partial h / \partial x = 0$ bij benadering geldig is, zie lit. 15.

Uit lit. 15 blijkt tevens, dat het waterstandsverloop in de monding van de Asan Baai vrijwel niet door ondiepwatergetijcomponenten wordt beïnvloed. Daarom is het in de grafiek gebruikte sinusvormige verloop van de waterstand een goede benadering van de werkelijkheid.

De berekeningen in lit. 15 tonen aan, dat het verloop van de waterstand in de monding van de Asan Baai haast geen invloed van de afsluiting ondervindt, zodat voor, tijdens en na de afsluiting vrijwel hetzelfde getijverloop optreedt. Zo blijkt, dat na de afsluiting de amplitude van het gemiddeld springtij met ca. 6% afneemt. Binnen de gehanteerde nauwkeurigheden is het geoorloofd en veilig om deze vermindering van de getijamplitude te verwaarlozen.

De berekening met de ontwerpgrafiek is gemaakt op grond van de volgende waarden van de variabelen:

gemiddeld kombergend oppervlak	6	2
van de Asan Baai	: 75.10	m.
drempeldiepte	: -14	m.
gemiddelde zeestand	: 4,69	m.
getijamplitude		
gemiddeld springtij	: 4,03	m.
gemiddeld getij	: 2,95	m.
gemiddeld doodtij	: 1,88	m.

De berekening met de ontwerpgrafiek toont, dat een netto sluitgatbreedte van 850 meter nodig is om bij gemiddeld springtij de stroomsnelheid beperkt te houden tot 2,67 m/sec.

Omdat de caissonconstructie het doorstroomprofiel reduceert, is de berekende sluitgatbreedte met 1,3 vermenigvuldigd en komt dan uit op ca. 1100 meter.

Na de grenstoestand m.b.t. de stabiliteit van het drempelmateriaal, zal nu het sluitgat worden gedimensioneerd op grond van het in par.2.4 beschreven plaatsingscriterium voor de laatste caissons.

Met behulp van de ontwerpgrafiek wordt de volgende vraag beantwoord:

Wat is de sluitgatbreedte, die ervoor zorgt, dat de gemiddelde stroomsnelheid langer dan 55 minuten nodig heeft om af te nemen van 1 m/sec tot nul?

Fig. 2.5.1 toont het snelheidsverloop, dat aan de gestelde voorwaarden voldoet.

Deze figuur komt tot stand, door met behulp van de volgende vergelijking de amplitude van het verloop van de gemiddelde stroomsnelheid te berekenen.

$$1 = \hat{v} \cdot \sin \left(\frac{2 \cdot \pi}{44700} \cdot (22350 - 55.60) \right)$$

$$\hat{v} = 2,24 \text{ m/sec}$$

Het in fig. 2.5.1 geschetste snelheidsverloop geldt voor dat deel van het sluitgat, waar nog geen caissons geplaatst zijn. Voor het resterende deel geldt als maximale snelheid $2,24/1,5 = 1,5 \text{ m/sec}$.

Op grond van deze waarde is met behulp van de ontwerpgrafiek het benodigde netto sluitgat bepaald. Hierbij is ervan uitgegaan, dat het laatste caisson geplaatst moet kunnen worden, bij een getij met een amplitude van 2,30 meter. Een dergelijke amplitude treedt op gedurende een periode van ca. vijf dagen rond doortij.

h (amplitude)	: 2,30 m.
T (getijperiode)	: 44700 sec.
V _{gem.} (maximale gemiddelde snelheid)	: 1,5 m/sec
drempelniveau	: -14 m.
gemiddelde zeestand	: 4,69 m.

De benodigde netto doorstroombreedte bedraagt 870 meter. Inclusief de caissonconstructie komt dit neer op een sluitgatbreedte van $870 \cdot 1,3 = 1130 \text{ meter}$.

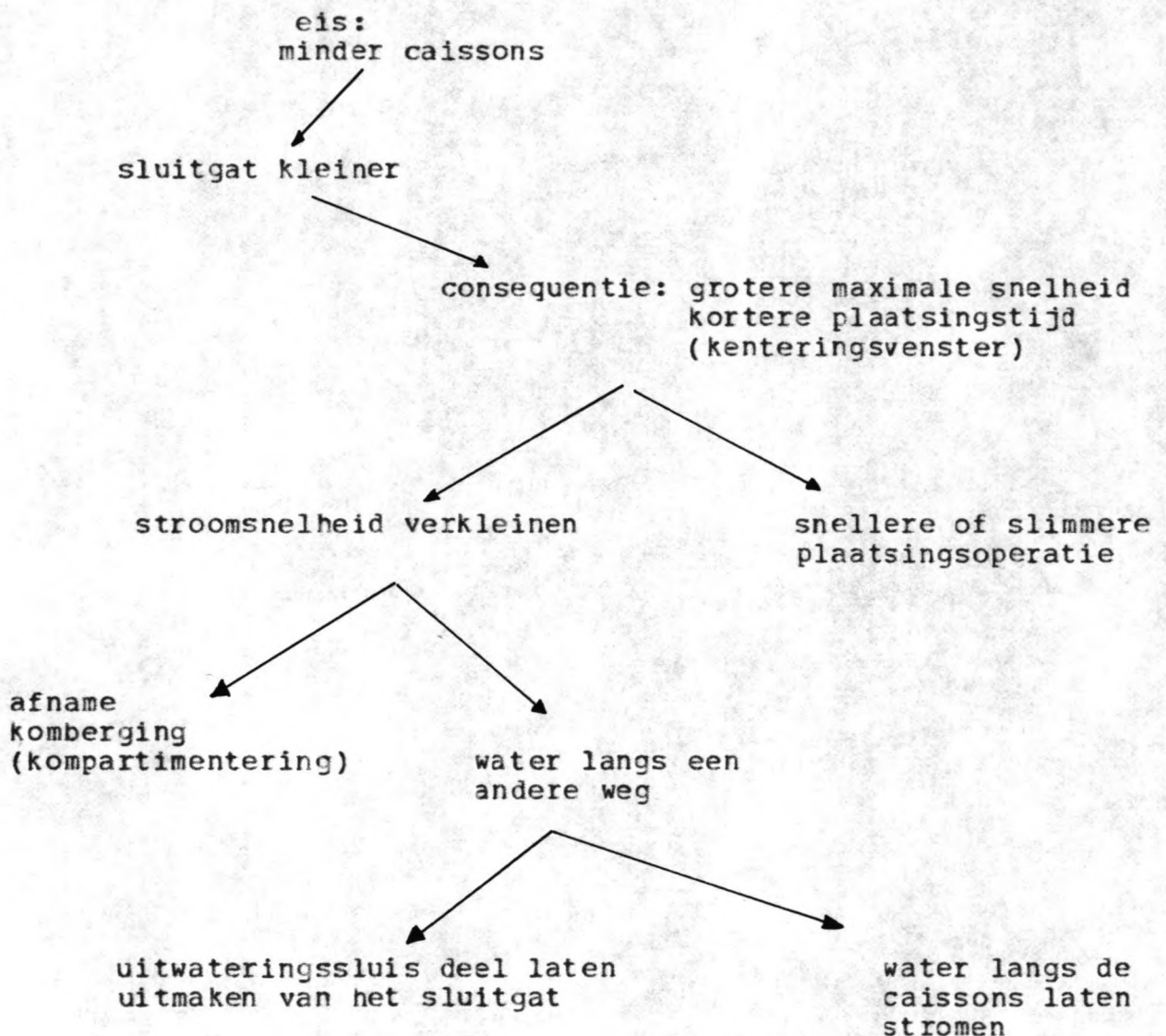
Samengevat, laat deze paragraaf zien, dat bij het toepassen van de klassieke caissonsluiting een wintersluitgat van ca. 1100 meter wijd en gemiddeld ca. 18,50 meter diep nodig is, om aan de gestelde criteria te voldoen.

2.6 ALTERNATIEVE OPLOSSING MET DOORLAATCAISSONS

In de voorgaande paragraaf is aangetoond, dat doordat de rotsbodem bestand is tegen grote stroomsnelheden, de mogelijkheid tot plaatsing van de caissons op een vlakke drempel maatgevend wordt bij de dimensionering van het sluitgat en dus bij het bepalen van het aantal doorlaatcaissons.

Daar deze caissons kostbaar zijn, is het voordelig, om naar mogelijkheden te zoeken om het aantal benodigde doorlaatcaissons te beperken.

Via de onderstaande denkstappen is de alternatieve caissonoplossing uit fig 2.6.2 tot stand gekomen:



De alternatieve sluitingswijze voorziet in het plaatsen van doorlaatcaissons onder gunstige omstandigheden in een groot sluitgat. Na plaatsing van de doorlaatcaissons wordt de rest van het sluitgat met stortsteen gesloten, zie fig. 2.6.2. Ter vergelijking geeft fig. 2.6.1 de conventionele sluitingsmethode met doorlaatcaissons aan.

In lit. 1 is berekend, dat de toelaatbare stroomsnelheid bij de geleidelijke sluiting ca. 6 m/sec bedraagt. In par. 7.5.5 van lit. 1 is op grond van deze waarde van de maximale snelheid het benodigde aantal doorlaatcaissons bepaald. De berekening komt uit op een rij caissons van 750 meter lang, wat veel minder is, dan de rij van 1100 meter, die bij de traditionele caissons sluiting nodig is, zie par. 2.5.

Naast de vermindering van het benodigde aantal caissons, is in lit. 1 tevens gezocht naar mogelijkheden om de caissons een permanente functie te geven. In par. 7.5.4 van lit. 1 wordt de mogelijkheid aangegeven om de caissons als kademuur of als uitwateringssluis te gaan gebruiken. Dit idee vormt de basis voor de rest van dit rapport.

2.7 SITUATIESCHETS

In deze paragraaf zijn op grond van lit. 1 de hoofdlijnen aangegeven van een constructie in de monding van de Asan Baai, waarin caissons een hoofdrol spelen.

De in fig. 2.7.1 en fig. 2.7.2 aangegeven schutsluis is opgebouwd uit dichte caissons. Het ontwerp hiervoor is gemaakt door J.W.Leguit, zie lit. 24 en zal daarom hier niet verder besproken worden.

De kademuur en de uitwateringssluis bestaan uit caissons, die tijdens de afsluitingswerkzaamheden als doorlaatcaissons hebben dienst gedaan.

Er is in dit rapport naar gestreefd, om tijdens de afsluiting zoveel doorlaatcaissons te gebruiken, dat er naderhand een kademuur voor twee ertscarriers van 250.000 D.W.T. en een uitwateringssluis met voldoende capaciteit uit kunnen worden samengesteld.

Het is niet de bedoeling geweest, om het aantal caissons of de kosten ervan te minimaliseren, maar om reële mogelijkheden aan te geven om doorlaatcaissons ook na het tot stand komen van de afsluiting een zinvolle functie te geven als kademuur of als uitwateringssluis. Het is goed mogelijk, dat het economisch aantrekkelijker is, om b.v. caissons van een andere vorm of grootte toe te passen, geschikt voor het meren van kleinere schepen. Men zou zelfs kunnen denken aan het lichten van de caissons nadat de afsluiting een feit is, om ze vervolgens elders als kademuur in te passen.

Dit rapport geeft alleen de technische mogelijkheden van de caissons aan, om na hun tijdelijke functie als doorlaatcaisson zinvol in het totale project te worden opgenomen.

Fig. 2.7.1 geeft de plaats van de caissons en andere functionele onderdelen van de constructie in de baaimonding aan.

De plaats van de rij kademuur-doorlaatcaissons is in principe vrij, maar de plaats van de schutsluis en de uitwateringssluis ligt vast, zie lit. 1. Verder ligt het geprojecteerde industrieterrein aan de noordoever van de Asan Baai, wat het plausibel maakt, dat de kademuur-doorlaatcaissons zo noordelijk mogelijk in de baaimonding worden geplaatst.

De grootte van het terrein dat direct aan de kade grenst, is afhankelijk van economische en bedrijfskundige overwegingen. Fig. 2.7.1 toont een mogelijkheid met veel aangrenzend terrein en fig. 2.7.2 laat een mogelijkheid zonder aangrenzend terrein zien. Op de voor- en nadelen van deze beide mogelijkheden zal hier niet verder worden ingegaan.

Van de toegepaste caissons, zijn de hoofdafmetingen aangegeven in fig. 2.7.3. De lengte van de caissons bedraagt ca. 80 meter.

Bij het bepalen van de hoofdafmetingen hebben o.m. de volgende factoren een rol gespeeld:

1. Waterstandsverloop op zee
2. Voorgestelde havenniveau
3. Diepgang van geladen ertscarriers van 250.000 D.W.T., zie lit. 1 par. 8.3.
4. Stabiliteit van de caissons tijdens drijvend transport
5. Vaareigenschappen tijdens het drijvend transport, zie lit. 1 par. 8.3.
6. Eisen t.a.v. gewensd kadeniveau, zie lit. 1 par. 3.4.
7. Bodemligging t.p.v. de baaimonding.

Een eerste schatting voor de hoofdafmetingen van de caissons is gegeven in lit. 1 par. 8.3. De in dit rapport gebruikte hoofdafmetingen wijken iets af van de eerste schattingen, omdat inleidende berekeningen hiertoe aanleiding gaven.

Het volgende hoofdstuk behandelt de belastingen waaraan de caissons bloot staan. Op basis van deze belastingen wordt in hoofdstuk 4 aangetoond, dat caissons met de hoofdafmetingen uit fig. 2.7.3 voldoen.

hoofdstuk III
GEGEVENS EN BELASTINGEN

3.1 GOLFBELASTINGEN

Naast de hydrostatische belastingen waaraan caissons onderhevig zijn, vormt ook de golfbelasting een significante factor bij het bepalen van de totale belasting.

De belasting door golven valt in twee soorten uiteen:

1. Belastingen door niet brekende golven.
Deze belasting is periodiek van karakter, met een periode van 3 tot 15 sec.
2. Belasting door brekende golven, ook wel golfklappen genoemd.
Hierbij is sprake van een stootvormige belasting.

Beide soorten belastingen veranderen dus in de tijd. Dit wil echter niet zeggen, dat in beide gevallen van een dynamische belasting kan worden gesproken. De theorie van de massa-veersystemen leert hierover, dat alleen dan van dynamische belasting kan worden gesproken, als de belastingsverandering zich in verhouding tot de eigen trillingstijd van het massa-veersysteem snel voltrekt.

Als voorbeeld hiervan toont fig. 3.1.1 de respons van een eenmassa-veersysteem op een snel tot F_0 aangroeiende belasting. De dynamische vergrotingsfactor bedraagt ca. 1,8. Bij langzaam aangroeiende belasting ligt de dynamische vergrotingsfactor maar iets boven 1. Dit wordt geïllustreerd in fig. 3.1.2.

Belastingen die in verhouding tot de eigentrillingstijd van de constructie langzaam variëren, worden quasi-statisch genoemd, omdat het effect van deze belastingen op de constructie vergelijkbaar is met een statische belasting.

Uit de berekeningen in appendix A blijkt, dat de eigentrillingstijd van de caisson op zijn drempel ca. 1 sec. is. De periode van de golfbelasting bedraagt 5 sec, zie lit. 2 blz. 27. Op grond hiervan is het verantwoord om de periodieke golfbelasting als quasi-statisch op te vatten.

De belasting t.g.v. golfklappen is wel dynamisch omdat de periode waarin dit verschijnsel zich afspeelt, maar enkele tientallen miliseconden bedraagt. Voor het caisson als

geheel hebben deze belastingen nauwelijks betekenis, omdat ze alleen lokaal voorkomen en de traagheid van de caisson zo groot is, dat de respons van de caisson op een golfklap zeer gering is, zie fig. 3.1.3.

Voor de afsluitmiddelen zijn deze golfklappen wel van betekenis. In de berekening hiervan zal dan ook met dit verschijnsel rekening gehouden moeten worden.

Voordat de golfbelasting berekend kan worden, is het noodzakelijk om de maatgevende golfhoogte te bepalen. In lit. 2 en lit. 3 is berekend, dat bij de maatgevende windsterkte en windrichting de significante golfhoogte 1,70 meter bedraagt.

De volgende vergelijking geeft de kans aan, dat een golfhoogte H wordt overschreden onder de omstandigheden waarin de significante golfhoogte Hsig bedraagt (Rayleigh verdeling).

$$P(H) = e^{-2(H/H_{sig})^2} \quad (\text{lit. 13 vol. I blz. 52})$$

Hieruit volgt de vergelijking die de kans aangeeft, dat de golf H in een storm van n golven wordt overschreden.

$$E = 1 - (1 - P(H))^n$$

Stel: Een storm duurt 2 uur.

Dit houdt in, dat bij een golfperiode van 5 sec. er ca. 1500 golven voorkomen.

De kans, dat er tijdens die storm een golf van 3,70 m. hoog voorkomt bedraagt:

$$E = 1 - (1 - 7,7 \cdot 10^{-5})^{1500} = 0,11$$

ca. 11%

Door gebrek aan gegevens, is het niet mogelijk, om een schatting te maken voor de kans, dat een dergelijke storm voor komt. Daarom is het moeilijk om een ontwerp golf vast te stellen. Het lijkt echter redelijk, om te veronderstellen, dat bij een ontwerp golf van 3,70 m. de kans op overschrijding aanvaardbaar klein is, doch alleen indien de berekende constructie tijdelijk is, zoals het doorlaatcaisson.

Bij de permanente uitwateringssluis is de ontwerp golf tot 4,0 meter verhoogd. De kans, dat deze golfhoogte tijdens de beschreven storm wordt overschreden bedraagt ca. 2%.

Na het vaststellen van de ontwerp golf, zal bekeken moeten worden, of deze golf als staande golf de constructie belast, of dat de golf zal breken.

Het breker criterium voor lopende golven bedraagt:

$$\frac{H}{D} > 0,78 \quad (\text{lit. 13 vol. I blz. 42})$$

zie fig. 3.1.4

Bij de waterdiepten voor de caissons van 10 tot 25 meter zullen de maatgevende golven niet breken.

Voor het berekenen van de horizontale krachten op verticale wanden t.g.v. staande golven, zijn een aantal theorieën beschikbaar. In dit rapport is gekozen voor de benaderingswijze volgens Sainflou, zie fig. 3.1.5, (lit.16).

Overzicht ontwerp golven

Voor de doorlaatcaisson: $H = 3,70 \text{ m.}$ $T = 5 \text{ sec.}$
 $\lambda = 1,56 \cdot T^2 = 39 \text{ m.}$

Voor de uitwateringsluis: $H = 4,00 \text{ m.}$ $T = 5 \text{ sec.}$
 $\lambda = 1,56 \cdot T^2 = 39 \text{ m.}$

3.2 GEBRUIKSBELASTINGEN

In de uiteindelijke situatie dient het grootste deel van de caissons als kademuur. De maatgevende belasting bestaat in dat geval niet uit golven, maar uit krachten die bij het meren van schepen optreden.

Het meren van een schip is een zeer gecompliceerd gebeuren, dat maar moeilijk voor berekening toegankelijk is, zie lit. 20.

De factoren, die een rol spelen zijn o.a.:

1. De karakteristieke eigenschappen van het schip.
2. De karakteristieke eigenschappen van het veersysteem.
3. De randvoorwaarden opgelegd door de omgeving, zoals golven, wind en stroming.
4. Andere factoren:
 - a. Menselijk handelen.
 - b. Sleepboten en/of lieren.

- c. Trossen
- d. Wrijving tussen scheepshuid en meersysteem.
- e. Werking van schroef en roer.
etc.

Het hoofdprobleem bij het meren van schepen is het door het meersysteem opnemen en verwerken van de kinetische energie van een schip. Hiervoor zijn een groot aantal constructies beschikbaar, zie lit. 19. Vrijwel al deze systemen kunnen geschematiseerd worden door een veer, al of niet voorzien van een smoorpot.

De volgende vergelijking beschrijft het d.m.v. een veer verwerken van kinetische energie:

$$C_t \cdot 0,5 \cdot m \cdot v^2 = \alpha \cdot F \cdot \delta$$

De coëfficiënten C_t en α doen recht aan de hierboven beschreven factoren. Voor praktijkgevallen moet hun grootte door proeven worden bepaald.

Volgens Saurin kan de voorgaande vergelijking als volgt geschreven worden:

$$E_{kin} = 0,5 \cdot m \cdot v_o^2 \cdot C_m \cdot C_e \cdot C_s = E_{pot} = \alpha \cdot F \cdot \delta = A$$

- waarin:
- A = Arbeid door het meersysteem te leveren. (Nm.)
 - m = Massa van het schip (kg.)
 - v_o = Snelheid van het schip op het moment van contact maken met het veersysteem. (m/sec.)
 - C_m = Coëfficiënt voor de hydrodynamische massa.
 - C_e = Excentriciteitscoëfficiënt.
 - C_s = Deformatiecoëfficiënt van het schip.
(lit. 19 blz. 2-22)

Op de bepaling van de grootte van de verschillende coëfficiënten zal hier niet worden ingegaan. In de onderstaande berekening zijn waarden aangenomen, die zoveel mogelijk bij de resultaten van proeven aansluiten, zie lit. 19.

berekening:

$$\text{stel: schip van } 250.000 \text{ D.W.T.} = 25 \cdot 10^7 \text{ kg.}$$

$$V_0 = 10 \text{ cm/sec.}$$

$$C_m = 2$$

$$C_e = 1 \quad (\text{centrische botsing. Dit houdt in, dat de bewegingsenergie van het schip geheel in de fenders wordt opgenomen en niet gedeeltelijk in rotatie})$$

$$C_s = 0,9$$

fenders : Vredestein Giant

$$\text{Duitw.} = 1,30 \text{ m.}$$

$$\text{Dinw.} = 0,65 \text{ m.}$$

$$\text{Eopn.} = 280 \text{ kNm.}$$

$$F = 940 \text{ kN.}$$

$$\delta = 0,65 \text{ m.} \longrightarrow \alpha = 0,46$$

zie fig. 3.2.1

$$C_t = 2 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,8$$

$$E = 0,5 \cdot 25 \cdot 10^7 \cdot 0,1^2 \cdot 1,8 = 2,25 \cdot 10^6 \text{ Nm.}$$

$$\alpha \cdot F_{\max} \cdot \delta_{\max} = 0,46 \cdot 940 \cdot 10^3 \cdot 0,65 = 2,81 \cdot 10^5 \text{ Nm.}$$

Benodigde hoeveelheid fenders om het schip op te vangen:

$$2,25 \cdot 10^6 / 2,81 \cdot 10^5 = 8 \text{ stuks}$$

Totale kracht:

$$8 \cdot 940 \cdot 10^3 = 7,52 \cdot 10^6 \text{ N.} \longrightarrow 752 \text{ tonf.}$$

Stel, dat deze kracht door een enkel caisson wordt opgenomen, dan nog blijft de horizontale kracht beperkt tot een paar procent van het caissongewicht.

Als het schip eenmaal aan de kade ligt, worden springen, voor- achter- en dwarstrossen uitgebracht om wegdrijven te voorkomen. Deze trossen hebben een breukkracht van enkele tientallen tonnen. De maximale krachten in de kabels hangen o.m. af van:

1. Stijfheid van het geheel aan trossen.

2. Windsnelheid en richting.
3. Haalgolven van langsvarende schepen.
4. Windgolven
5. Stroming.

Het opstellen en uitvoeren van het meerplan dient zodanig te geschieden, dat de trossen zoveel mogelijk gelijkdragend zijn. Fig. 3.2.2 geeft een voorbeeld van een meerplan.

Voor carriers tot 65.000 D.W.T. blijven de troskrachten beperkt tot ca. 400 kN. Voor het maatgevende schip van 250.000 D.W.T. zullen de troskrachten groter zijn, doch 2000 kN. per bolder zal genoeg zijn.

De bolder wordt dan ook zodanig uitgevoerd, dat bij 2000 kN. trekkracht de bevestiging van de bolder op de kadecaisson bezwijkt. Als drie bolders bevestigd op een enkel caisson tegelijkertijd op hun maximum belast worden, betekent dit een belasting van 6000 kN. op de caisson.

Evenals de stootkrachten bij het meren betekent dit een belasting, die maar een paar procent van het caissongewicht uitmaakt.

De schepen langs de caisson-kademuur worden gelost d.m.v. portaalkranen. In de plannen hiervoor is gekozen voor installaties met een capaciteit van 2000 ton/uur, zie lit. 2 en lit. 3. Het gewicht van een dergelijke installatie bedraagt ca. 3000 tonf, zie fig. 3.2.3.

Als het onderstel wordt geschematiseerd door vier puntlasten, die zich twee aan twee over rails kunnen voortbewegen, dan ontstaat het lastenstelsel uit fig. 3.2.4. Op de geplande kademuur bevinden zich vier van dergelijke mobiele lastenstelsels.

3.3 WRIJVINGSCOEFFICIENT

Zolang er in de dijksbouw caissons worden gebruikt, bestaat het probleem van de aansluiting van de starre betonnen caissons met de flexibele, meestal loskorrelige drempel. De constructieve eigenschappen van deze verbinding vormen dan ook het onderwerp van vele onderzoeken.

Een belangrijke factor hierbij is de toelaatbare verhouding tussen horizontale en verticale belastingen op de drempel, ook wel wrijvingscoëfficiënt genoemd. De factoren die bijdragen in de schuifsterkte van de verbinding zijn onder meer:

1. Vorm van de onderkant van de caisson.
(vlak, met nokken of ribben)

2. Vlakheid van de drempel.
3. Grootte van de gebruikte stortsteen.
4. Dichtheid van de drempel.
5. Stijfheid van de caisson.
6. Gewicht van de caisson per m. draagvlak.
7. Toevoegingen in de drempel.
(zinkstukken, grind, asfalt enz.)
8. Al of niet aanbrengen van een mortel- of betonvulling tussen de caisson en de drempel.
9. Aanwezigheid van slib op de drempel.
10. Soort horizontale belasting.
(overwegend statisch of dynamisch)

Het zal duidelijk zijn, dat de mate waarin het scheidingsvlak tussen caisson en drempel schuifkrachten kan opnemen nauwelijks voor berekening toegankelijk is. Daarom is bij caissonsluitingen in het begin van de jaren '60 gewerkt met een veilige schatting voor de wrijvingscoëfficiënt van 0,33 a 0,4. Men realiseerde zich echter, dat indien de wrijvingscoëfficiënt hoger zou zijn, dit kon leiden tot lichtere en daarmee goedkopere caissons. Om deze reden zijn in de jaren '60 en '70 omvangrijke proeven gedaan om meer over de aansluiting tussen drempel en caisson te weten te komen.

Al in 1965 bleek uit proeven op een werkterrein nabij de Grevelingendam, dat vooral de geribde bodemplaat over aanzienlijk betere eigenschappen beschikt dan tot dan toe was aangenomen, zie fig. 3.3.1 (lit. 6 nr. 34). Volgens de proeven bezit een ongeribde vloerplaat op een steenbed een wrijvingscoëfficiënt van ca. 0,6. Bij overbelasting treedt een blijvende deformatie van de drempel op. Door de verschuiving kan de wrijvingscoëfficiënt in de z.g. plastische fase tot boven 1,0 oplopen. Pas bij nog grotere horizontale belastingen is sprake van doorgaande verschuiving.

De ontwikkeling van caissons stond intussen niet stil. Om de krachtsverdeling onder geplaatste caissons van tevoren vast te leggen en zodoende de constructie van langere caissons mogelijk te maken, werd voor de afsluiting van het Brouwershavense gat een caisson met een gewelfde bodem ontworpen, zie lit. 1 fig. 7.2. Omdat ter plaatse van de oplegvlakken de bodemplaat glad is, heeft men toen gekozen voor een ontwerp-wrijvingscoëfficiënt van 0,5, zie lit. 6 nr. 43.

In 1975 stond vast, dat het met asfalt penetreren van de stortstenen drempel een duidelijke verkleining van de schuifweerstand zou inhouden, terwijl het ondervullen met beton of mortel een licht verbeterend effect op de wrijvingscoëfficiënt zou hebben, zie lit.6 nrs. 53, 73. Voor de nooit gebouwde Oosterschelde-caissons hebben de ontwerpers op grond van schuifproeven op het werkeiland Neeltje Jans een wrijvingscoëfficiënt van 0,55 aangenomen, zie lit. 6 nr. 90.

Na berekeningen en onderzoeken tussen 1974 en 1976 heeft Rijkswaterstaat een rapport uitgebracht over de uitvoerbaarheid van een stormvloedkering in de Oosterschelde, zie lit. 8. Hierin wordt voor een als caisson uitgevoerde kering een wrijvingscoëfficiënt van 0,5 geadviseerd. Bij het tot stand komen van dit advies is rekening gehouden met het permanente karakter van deze caissons.

Op grond van het voorgaande zijn voor de wrijvingscoëfficiënt van de caissons in de Asan Baai de volgende waarden aangenomen:

doorlaatcaisson: 0,6

Dit is verantwoord omdat de caissons maar gedurende een korte periode de kans lopen om extreem te worden belast.

Uitwateringssluiscaisson: 0,5

Deze waarde is lager dan de waarde voor de doorlaatcaisson i.v.m. het feit, dat de uitwateringssluis een permanente constructie is.

kademuurcaisson: 0,5

Nadat de doorlaatcaissons hun tijdelijke diensten hebben bewezen, krijgen ze hun permanente functie als kademuur. Daarom zal net als bij de uitwateringssluis een lagere wrijvingscoëfficiënt bij de berekening worden toegepast.

Het valt moeilijk te voorspellen of het aangebrachte verschil ook bij probabilistische beschouwingen kan worden waar gemaakt, omdat de beschikbare gegevens beperkt zijn.

hoofdstuk IV
HAALBAARHEIDSBEREKENINGEN

4.1 WEERSTAND TEGEN VERSCHUIVEN

4.1.1 Doorlaatcaisson

Voor de doorlaatcaisson is het volgende belastingsgeval als maatgevend aangenomen:

zeestand: 9,00 m.
binnenwaterstand: 4,69 m. (gemiddeld zeeniveau)
golfhoogte: 3,70 m.

Dit belastingsgeval zou kunnen optreden vlak na het sluiten van de doorstroombopeningen in de doorlaatcaissons tijdens een boven normaal springtij.

Fig. 4.1.1.1 toont de krachten, die dit belastingsgeval op de kademuur-doorlaatcaisson veroorzaakt. De golfbelasting is berekend met de formules van Sainflou uit par. 3.1.

$$h_e = \left(\frac{\pi \cdot 3,70^2}{39} \right) \coth \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{23}{39} \right) = 1,10 \text{ m.}$$

$$a = \frac{3,70}{\cosh \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{23}{39} \right)} = 0,18 \text{ m.}$$

$$H + h_e = 4,80 \text{ m.}$$

Totale horizontale golfbelasting per meter caisson:

\downarrow^g	\downarrow^p			
F1 =	10 · 1000 · 23 · 0,5 ·	(4,80 + 0,18)	= 5,73 · 10 ⁵	N.
F2 =	10 · 1000 · 2 ·	(4,80 + 2,80) / 2	= 0,76 · 10 ⁵	N.
			-----	+
			6,49 · 10 ⁵	N.
	(zie fig. 4.1.1.1)			

Via de drempel drukt de golf ook tegen de onderkant van de caisson.

In lit. 13 vol. III blz. 111 wordt voorgesteld om voor deze opwaartse golfdruk een driehoekig verlopende belasting te nemen, met de gemiddelde horizontale golfbelasting als uiterste waarde, zie fig. 4.1.1.2.

De uiterste waarde van deze belasting bedraagt:

$$6,49 \cdot 10^5 / 23 = 0,28 \cdot 10^5 \text{ N / m}^2 \quad \text{zie fig. 4.1.1.2}$$

$$\text{Totale opwaartse golfkracht: } 0,5 \cdot 0,28 \cdot 10^5 \cdot 25 = 3,53 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

Hydrostatische belasting:

$$F3 = 10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 23^2 = 26,45 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$F4 = 10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 18,69^2 = 17,47 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

zie fig.4.1.1.1

Totale horizontale belasting:

$$(6,49 + 26,45 - 17,47) \cdot 10^5 = 15,47 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

Beschouw voor de berekening de caisson als geheel ondergedompeld.

Totaal caissongewicht: ca. $320 \cdot 10^3$ kN.
(blijkt uit orienterende berekeningen)

s.m. beton: 2.500 kg/m^3

onderwatergewicht: $32000 - 32000/2,5 = 19200$ tonf. = $192 \cdot 10^3$ kN.

per meter caisson: $192 \cdot 10^3 / 80 = 2400 \text{ kN/m}^3$

Door het vullen van de kokers met zand wordt het gewicht verhoogd met 680 kN/m^3 . (68 kubieke meter "ondergedompeld zand" per m^3).

Totale verticale kracht:

$$(0,68 + 2,4 - 0,35) \cdot 10^6 = 2,73 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$$

Voor de tijdelijke doorlaatcaisson geldt een wrijvingscoefficient van 0,6.

De opneembare horizontale kracht bedraagt:

$$0,6 \cdot 2,73 \cdot 10^6 = 1,64 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3 > 15,47 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

Dit is voldoende.

Daar het gewicht van de lage caissons, zie par. 2.7, maar weinig minder is dan dat van de hoge caissons, terwijl de horizontale belasting door de geringere hoogte aanzienlijk lager is, voldoet ook het lage caisson in zijn tijdelijke functie als doorlaatcaisson aan het wrijvingscriterium.

4.1.2 Uitwateringssluis

Daar de drie lage caissons in de uiteindelijke situatie een andere functie krijgen, namelijk als uitwateringssluis, zal ook voor dit geval de weerstand tegen verschuiven onderzocht worden.

Maatgevend belastingsgeval:

zeestand	: 9,38 m.	(hoogst waargenomen zeestand)
binnenwaterstand	: 4,69 m.	(gemiddelde zeestand)
golfhoogte	: 4,0 m.	(zie par. 3.1)

Het geschetste belastingsgeval is zeer extreem.

Golfbelasting volgens Sainflou, zie par. 3.1:

$$h_0 = \left(\frac{\pi \cdot 4,0}{39} \right)^2 \cdot \cosh \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot 19,38}{39} \right) = 1,29 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 / \cosh \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot 19,38}{39} \right) = 0,35 \text{ m.}$$

$$H + h_0 = 5,29 \text{ m.}$$

Totale horizontale golfbelasting per meter caisson:

$$\begin{array}{r}
 F1 = 10 \cdot 1000 \cdot 19,38 \cdot 0,5 \cdot (5,29 + 0,35) = 5,47 \cdot 10^5 \text{ N} \\
 F2 = 10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 5,29 = 1,40 \cdot 10^5 \text{ N} \\
 \hline
 \text{zie fig. 4.1.2.1} \qquad \qquad \qquad 6,87 \cdot 10^5 \text{ N}
 \end{array}$$

Opwaartse golfdruk, zie par. 4.1.1 en fig. 4.1.2.2

$$\text{uiterste waarde: } 6,87 \cdot 10^5 / 19,38 = 0,35 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

totale opwaartse golfkracht:

$$0,5 \cdot 0,35 \cdot 10^5 \cdot 25 = 4,43 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

hydrostatische belasting:

$$F3 = 10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 19,38^2 = 18,78 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$F_4 = 10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot 14,69^2 = 10,79 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

zie fig. 4.1.2.1

totale horizontale belasting:

$$(6,87 + 18,78 - 10,79) \cdot 10^5 = 14,86 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

onderwatergewicht caisson: 19200 tonf., zie par 4.1.1

$$2,4 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$$

zand in de kokers: $0,68 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$, zie par. 4.1.1

De uitwateringssluis bevat een betonnen dorpel, zie par. 5.5.

deze bevat ca. 75 m^3 beton per meter caisson.

Onderwatergewicht van de dorpel: $1,13 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$

Totale verticale kracht, zie fig. 4.1.2.2:

$$(0,68 + 2,4 + 1,13 - 0,44) \cdot 10^6 = 3,77 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3$$

Voor de permanente uitwateringssluis geldt een wrijvingscoëfficiënt van 0,5.

De maximaal opneembare horizontale kracht is dus:

$$0,5 \cdot 3,77 \cdot 10^6 = 1,89 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3 > 14,86 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

Dit is ruim voldoende om de totale horizontale belasting op te nemen.

Het tweede extreme belastingsgeval treedt op als de zeestand erg laag is (niveau = 0,0), terwijl het havenpeil tot +8,5 meter is opgelopen, zie fig. 4.1.2.3.

Golfbelasting volgens Sainflou, zie par 3.1:

$$h_0 = (\pi \cdot 4,0^2 / 39) \cdot \cosh (2 \cdot \pi \cdot 10/39)$$

$$= 1,40 \text{ m.}$$

$$a = 4,0 / \cosh (2 \cdot \pi \cdot 10/39)$$

$$= 1,54 \text{ m.}$$

Er is bij deze berekening gebruik gemaakt van een benadering voor golven in diep water, wat in dit geval eigenlijk niet meer juist is.

$$H - h_0 = 2,60 \text{ m.}$$

horizontale kracht:

$$10 \cdot 1000 \cdot 0,5 \cdot (18,50^2 - 10^2 + 7,4 \cdot (2,60 + 1,54) + 2,60^2)$$

$$= 1,40 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 \text{ (berekend met de belasting uit fig. 4.1.2.3)}$$

Dit is minder dan de horizontale kracht in het eerste deel van deze paragraaf, dus niet maatgevend.

4.2 WEERSTAND TEGEN KANTELEN

4.2.1 Doorlaatcaisson

Naast het verschuiven behoort ook het kantelen om punt A tot de bezwijkmechanismen, zie fig 4.2.1.1.

De gegevens uit de volgende vergelijking zijn te vinden in fig. 4.1.1.1 en fig. 4.1.1.2.

Momentenevenwicht om A:

$$5,73 \cdot 10^5 \cdot 15,30 + 0,76 \cdot 10^5 \cdot 24,0 + 26,45 \cdot 10^5 \cdot 7,67$$

$$+ 0,35 \cdot 10^6 \cdot (25 - 8,33) \leq 17,47 \cdot 10^5 \cdot 6,23 + 0,68 \cdot 10^6 \cdot 25/2$$

$$+ 2,4 \cdot 10^6 \cdot 25/2$$

$$3,67 \cdot 10^7 \leq 4,94 \cdot 10^7$$

Uit deze vergelijking blijkt, dat het kademuurdoorlaatcaisson onder de maatgevende omstandigheden voldoende veiligheid tegen kantelen bezit.

In het voorgaande is ervan uitgegaan, dat kantelen optreedt door draaien om punt A. Het is echter niet waarschijnlijk, dat de reactie van de ondergrond geconcentreerd gedacht kan worden in punt A, omdat de

drempel een dergelijke grote puntlast niet verdragen kan. Het is dan ook beter, als de resultante van de belastende krachten op de caisson binnen de kern van het ondersteunende grondvlak valt. Dit heeft tot gevolg, dat het hele grondvlak bij de ondersteuning mee draagt.

Fig. 4.2.1.2 geeft de resulterende maximale horizontale en verticale statische belastingen op de doorlaatcaisson aan. In dit geval draagt het hele grondvlak mee.

De golfbeweging veroorzaakt echter extra belastingen, zie fig. 4.1.1.1. (de krachten F1 en F2)

Inclusief deze belastingen ontstaat een resultante die buiten de kern van het grondvlak valt, zie fig. 4.2.1.3.

Deze situatie kan gedeeltelijk worden tegengegaan door er zorg voor te dragen, dat tijdens hoogwater op zee, de waterstand in de baai hoger ligt dan +4,69m. Bij een baaiwaterstand van b.v. +6,00m. ligt de resultante van de belastende krachten gunstiger en draagt ca. 70% van het grondvlak mee, zie fig. 4.2.1.4.

De volgende factoren zijn er de oorzaak van, dat de hier beschreven belastingen getolereerd kunnen worden:

1. De belasting is zeer extreem en de kans op voorkomen gedurende de korte tijd dat de caissons als doorlaatcaisson dienst doen is klein.
2. De piekbelasting is van zeer korte duur.
3. De belasting treedt plaatselijk op.
4. De caissons vormen een samenhangend geheel, zodat plaatselijke belastingen gespreid worden.
5. De belasting heeft geen bezwijken van de constructie tot gevolg, doch in het uiterste geval alleen een lichte verschuiving.

Het zal duidelijk zijn, dat nader onderzoek nodig is om na te gaan in hoeverre de beschreven ondersteuning voldoende is.

4.2.2 Uitwateringssluis

Op dezelfde wijze als in par. 4.2.1 ontstaat uit de figuren 4.1.2.1 en 4.1.2.2 de vergelijking voor het momentenevenwicht:

$$\begin{aligned}
 & 5,47 \cdot 10^5 \cdot 12,80 + 1,4 \cdot 10^5 \cdot 21,14 + 18,78 \cdot 10^5 \cdot 6,46 \\
 & + 4,43 \cdot 10^5 \cdot (25-8,33) \leq 10,79 \cdot 10^5 \cdot 4,90
 \end{aligned}$$

$$+ (0,68 + 2,4 + 1,13) \cdot 10^6 \cdot 25/2$$

$$2,95 \cdot 10^7 \leq 5,79 \cdot 10^7$$

Ook de uitwateringssluis voldoet aan het kantelcriterium.

Bij de uitwateringssluis speelt hetzelfde probleem als wat aan het eind van par. 4.2.1 is besproken. De situatie is hier echter gunstiger omdat de uitwateringssluis lager is en omdat de dorpel het gewicht van de uitwateringssluis aanmerkelijk vergroot. Hierdoor blijft de resultante van de belastende krachten binnen de kern van het grondvlak.

4.3 GEBRUIK ALS KADECONSTRUCTIE

Om de doorlaatcaissons een permanente functie te geven, zullen er een tiental als kademuur worden gebruikt, zie par.2.7. Een mogelijke doorsnede van de kade wordt getoond in fig. 4.3.1.

De caisson zal in dit geval bestand moeten zijn tegen horizontale krachten, veroorzaakt door zowel de horizontale gronddruk, als door de bovenbelasting van de ertsopslag. De belasting veroorzaakt door de portaalkraan wordt verwaarloosd, omdat deze krachten relatief klein zijn.

De bovenste helft van fig. 4.3.2 geeft de verticale gronddruk aan (zonder erts). Via λ -neutraal = 0,5 ontstaat het horizontale gronddrukdiagram uit fig. 4.3.2.

De totale horizontale gronddruk uit fig. 4.3.2 bedraagt:

0,5 . 0,5 . 5 . 9.10 ⁴	= 1,13.10 ⁵	N/m'
0,5 . 0,5 . 20,7 . 9.10 ⁴	= 4,66.10 ⁵	N/m'
0,5 . 0,5 . 20,7 . 29,7.10 ⁴	=15,37.10 ⁵	N/m'
	----- +	
	21,16.10 ⁵	N/m'

De horizontale kracht op de kademuur door de ertsberg kan berekend worden door de grond achter de kademuur op te vatten als een isotrope homogene lineair elastische halfruimte, zie lit. 23 blz. 28.2.

De schematisatie blijkt uit fig. 4.3.3.

17 meter vanaf de caisson begint de belasting van P N/m.

De horizontale kracht tegen de caisson wordt beschreven door de vergelijking:

$$\sigma_{xx} = \frac{P}{H} \cdot \left((\theta_1 - \theta_2) - \sin \theta_1 \cdot \cos \theta_1 + \sin \theta_2 \cdot \cos \theta_2 \right)$$

Uitwerking van deze vergelijking geeft de volgende resultaten:

plaats (x,z)	hor. grondspanning (σ_{xx})
67,0	0
67,2	0,063.P
67,4	0,123.P
67,8	0,219.P
67,12	0,281.P
67,16	0,313.P
67,20	0,326.P
67,24	0,327.P

Geïntegreerd levert dit een extra horizontale kracht op de caisson t.g.v. de ertsberg van $6,26.P \text{ N/m}^2$. Een ertsberg van 10 meter hoog levert een P van:

$$10 \cdot 1,8 \cdot 10^4 = 1,8 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$$

De horizontale kracht bedraagt dus:

$$1,8 \cdot 10^5 \cdot 6,26 = 1,13 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

Samen met de horizontale gronddruk uit fig. 4.3.2 moet de caisson, per strekkende meter een horizontale kracht van $3,25 \cdot 10^6 \text{ N}$ opnemen.

Met een wrijvingscoëfficiënt van 0,5 is hiervoor een caissongewicht van $6,50 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ noodzakelijk.

Het eigengewicht van de caissons is onvoldoende, zodat de caisson verzwaaard moet worden.

De doorstroomopeningen zullen daartoe worden afgesloten en de caisson gevuld met zand of beton, zie fig. 4.3.4.

Om de grote horizontale gronddrukken te voorkomen en daarmee de kostbare en ingrijpende maatregelen uit fig 4.3.4 achterwege te kunnen laten, is naar een andere oplossing gezocht.

Fig. 4.3.5 toont de situatie, waarbij de vereiste functies bewaard blijven en de nadelen van een grote horizontale belasting zijn opgeheven. In de getoonde oplossing is de grote horizontale belasting op de caissons weggefallen door de ertsberg iets te verplaatsen en een natuurlijk talud aan te brengen. De resterende belastingen zijn de gebruiksbelastingen, maar in par. 3.2 is al aangegeven dat deze krachten klein zijn.

De oplossing uit fig. 4.3.5 en 4.3.6 is alleen mogelijk, omdat er bij het lossen van ertsschepen met portaalkranen geen traditionele kade nodig is.

De oplossing uit fig. 4.3.5 hoort bij de plattegrond uit fig. 2.7.1, waarin er direkt naast de losinstallatie erts wordt opgeslagen. Indien het meer economisch blijkt te zijn om zo min mogelijk land aan te winnen en het erts elders op te slaan, dan behoort fig. 4.3.6 tot de mogelijkheden. De schepen tot 250.000 D.W.T. worden door de portaalkranen gelost en het erts gaat via transportbanden naar opslagterreinen aan de noordoever van de Asan Baai, zie fig. 2.7.2.

De als laatste beschreven oplossing vereist nauwelijks aanpassing van de doorlaatcaissons, wat financieel aantrekkelijk is.

hoofdstuk V

BEPALING VAN DE GROOTTE VAN DE UITWATERINGSSLUIS

5.1 INLEIDING

Daar de afwatering van het gebied rond de Asan Baai op een vrij complexe wijze tot stand komt, zie lit. 1, is besloten om door middel van een computersimulatie een indruk te krijgen van het benodigde doorstroomprofiel van de uitwateringssluiss in de monding van de Asan Baai. Dit vooral omdat de berekeningsresultaten uit lit. 2 en lit. 3 veel vragen oproepen en elkaar gedeeltelijk tegenspreken. Het computermodel biedt tevens de mogelijkheid om de invloed van veranderingen in de randvoorwaarden te quantificeren. Bedoeld wordt o.a.:

1. Gedeeltelijk uitvallen van de uitwateringssluiss
2. Wijziging in de bedieningsstrategie van de sluiszen.
3. Vermindering van de komberging.

De berekening is uitgevoerd met een PET 2001 personal computer. Dit rekenapparaat is gekozen om een indruk te krijgen van de zich zeer snel ontwikkelende mogelijkheden van dergelijke, voor aanvaardbare prijzen beschikbare systemen.

Het gebruikte systeem bestaat uit:

1. Computer met een werkgeheugen van 32 K-byte, voorzien van een beeldscherm en een toetsenbord.
2. Magneetschijfgeheugen (floppy disk)
3. Printer.

De prijs van het geheel ligt rond de fl. 10.000,- , doch voor deze berekening had met eenvoudiger apparatuur volstaan kunnen worden (tot fl. 6.000,-).

De beschikbare taal is "commodore basic 4.0". Deze taal bestaat uit het standaard basic, aangevuld met enkele specifiek op de PET gerichte commando's.

Het totale programma, inclusief de opslag van gegevens en resultaten, beslaat ca. 20 K-byte geheugenruimte.

In dit hoofdstuk zijn de gegevens, uitgangspunten en de gebruikte afvoerformules vermeld in par. 5.2.

In par. 5.3 is naast het stroomschema van het computerprogramma een volledige listing opgenomen.

Par. 5.4 gaat in op de gekozen afvoercoëfficiënt.

In par. 5.5 is op basis van de doorlaatcaisson een vorm voor de uitwateringssluis ontworpen. Tevens is in die paragraaf met behulp van het programma de grootte van de uitwateringssluis bepaald. Hierbij is ervan uitgegaan, dat de uitwateringssluis wordt ondergebracht in een drietal caissons, waarvan de hoofdafmetingen bepaald zijn in hoofdstuk 2.

Ter afsluiting van dit hoofdstuk geeft par. 5.6 een indruk van de gevoeligheid van de bekkenniveaus voor wijzigingen in de randvoorwaarden en/of sluisafmetingen.

5.2 VERZAMELEN VAN DE GEGEVENS

Zoals uit fig. 5.2.1 blijkt, vindt de afwatering van het beschouwde gebied plaats via rivieren, die uitmonden in twee door dammen afgesloten zeearmen. Door middel van uitwateringssluizen wordt het overtollige water op de Asan Baai geloosd.

In de geplande afsluitingsconstructie, zie fig. 5.2.1 dient dus een uitwateringssluis te worden opgenomen, die dit overtollige water bij lage buitenwaterstanden naar zee kan afvoeren.

Als uitgangspunt voor de berekening is een rivierafvoer gekozen, met een gemiddelde terugkeertijd van 200 jaar, zie fig. 5.2.3.

Fig. 5.2.4 bevat de volgende gegevens:

1. Normale waterniveaus in de drie bekkens.
2. Afmetingen van de bestaande uitwateringssluizen A en B
3. Maximaal toelaatbare niveaus voor het Anseongreservoir en het Sabgyoreservoir.

Daar uitbreiding van de bestaande complexen A en B kostbaar is, wordt gepoogd om door een juiste dimensionering van complex C uitbreiding van A en B overbodig te maken.

Fig. 5.2.5 geeft de relatie aan, die voor ieder van de drie bekkens bestaat tussen het waterniveau en het wateroppervlak.

Voor het verloop van de zeestand is uitgegaan van:

waarin:

$$4,69 + 4,69 \cdot \sin \omega t$$
$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{12,5 \cdot 60^2} = 1,396 \cdot 10^{-4} \text{ rad/sec}$$

Dit verloop van de zeestand treedt alleen in zeer extreme gevallen op.

Wat betreft het bedieningsvoorschrift voor de uitwateringssluizen A en B is teruggegrepen op lit. 2. Hierin wordt gesteld, dat indien de afvoer van de rivieren Anseong en Sabgyo de $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ overschrijdt, de sluisen in de dammen van het Anseongreservoir en het Sabgyoreservoir geheel worden geopend, omdat dan zeker is, dat er een afvoergolf op komst is. Voor de berekening met het computerprogramma is deze grens wat scherper gesteld op $400 \text{ m}^3/\text{sec}$. Op deze wijze wordt juist op tijd in de reservoirs ruimte geschapen, om de afvoergolf op te vangen en de reservoirniveaus beneden het toelaatbare peil te houden.

Fig. 5.2.5 geeft het kombergingsoppervlak van het havenbekken aan. In de toekomst echter, zal door landaanwinning een gedeelte van deze komberging verloren gaan. Uit lit. 3 blijkt, dat het verlies aan komberging ca. 20% zal gaan bedragen.

Bij het bepalen van de debieten door de drie uitwateringssluizen is het van het grootste belang om voor iedere mogelijke combinatie van boven- en benedenstroomse waterstanden de juiste afvoerformule te kiezen. Fig. 5.2.6 geeft een overzicht van de mogelijk optredende waterstanden. Zolang de boven- en benedenstroomse waterstand lager dan de bovenkant van de doorstroomopening blijven, is er sprake van een gewone overlaat. Deze overlaat is dan, afhankelijk van de omstandigheden volkomen of onvolkomen. Als de waterstanden beiden hoger liggen dan het niveau van de bovenkant van de opening, dan dient een andere afvoerformule te worden gekozen, zie fig. 5.2.7.

Uit deze figuur blijkt tevens, dat de formules voor de volkomen en onvolkomen overlaat blijven gelden als de bovenstroomse waterstand hoger ligt dan de bovenkant van de opening en de benedenstroomse waterstand lager. De oorzaak hiervan is, dat door de versnelde beweging van het water de waterspiegel daalt tot beneden de bovenkant van de doorstroomopening.

Pas als $H1 > 3/2 \cdot a$ verandert de situatie, maar uit het overzicht van de uiterste waterstanden blijkt, dat dit geval nooit zal optreden. Bovendien speelt in dit geval de wrijving een grote rol, omdat er sprake is van een lange overlaat en grote snelheden.

5.3 COMPUTERPROGRAMMA

Bij het ontwikkelen van het programma is uitgegaan van het meest eenvoudige rekenschema, namelijk een expliciete rekenwijze met een eerste orde benadering bij de berekening van de resultaten.

Voor de grootte van de tijdstap Δt is gekozen voor 30 minuten, daar de beschikbare gegevens een kleinere tijdstap niet zinvol maken.

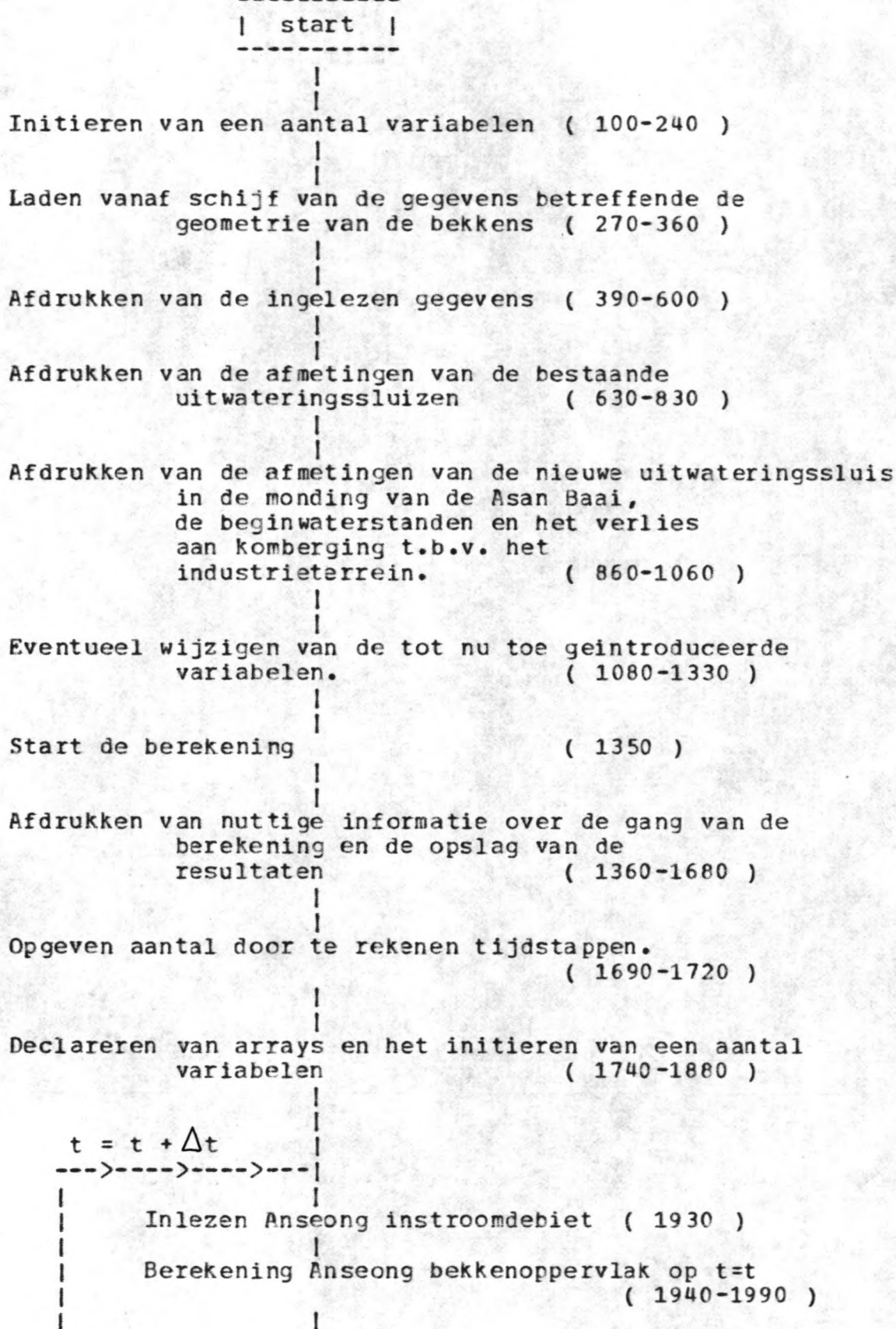
Het programma biedt de mogelijkheid om de geplande afsluiting in de mond van de Asan Baai te voorzien van een uitwateringssluis met een willekeurige vorm, grootte en afvoercoëfficiënt.

Het masterplan voorziet in toekomstige industrieterreinen, die het kombergingsoppervlak van het havenbekken zullen verkleinen. Ook deze wijziging in het kombergingsoppervlak kan in het programma worden ingevoerd.

Om het programma overzichtelijk te houden, is veelvuldig gebruik gemaakt van tekstregels. Deze regels zijn makkelijk te herkennen, doordat ze met REM beginnen.

Verder zijn in het programma regelmatig commando's opgenomen, die het mogelijk maken om gegevens, randvoorwaarden en/of resultaten te wijzigen of op de printer af te drukken.

Om het inzicht in het programma te bevorderen, is hieronder het verloop van het programma globaal aangegeven.



|
afdrukken van de resultaten in drie grafieken
(3640-4700)

|

einde

SYMBOLENLIJST

ZS	:Zeestandsverloop
AL	:Anseong reservoir waterlevel (beginniveau)
SL	:Sabgyo reservoir waterlevel (beginniveau)
HL	:Normaal havenpeil
AI	:Anseong reservoir instroming
AO	:Anseong reservoir uitstroming
SI	:Sabgyo reservoir instroming
SO	:Sabgyo reservoir uitstroming
DI,HR	:Direkte instroming op het havenbekken
HI	:Instroming op het havenbekken ($HI = HR + SO + AO$)
HO	:Uitstroming havenbekken
AA	:Array, die de oppervlak-waterniveau relatie van het Anseong reservoir bevat
SA	:Array, die de oppervlak-waterniveau relatie van het Sabgyo reservoir bevat
HA	:Array, die de oppervlak-waterniveau relatie van het havenbekken bevat
CB	:Afvoercoefficient bestaande complexen
D	:Niveau bovenkant dorpel van de nieuwe uitwaterings-sluis
B	:Niveau bovenkant van het doorstroomprofiel van de nieuwe uitwateringssluis
C	:Afvoercoefficient nieuwe uitwateringssluis
BR	:Totale netto breedte van de uitwateringssluis
V,I,J,P	:Telgrootheden
X\$,Y\$,L,Q\$,F,Z,K\$,PR,E,RA,G\$,H\$,I\$,R	:Hulpgrootheden
CA	:Maximaal optredend niveau op het Anseong reservoir
CS	:Maximaal optredend niveau op het Sabgyo reservoir
CH	:Maximaal optredend niveau op het havenbekken
LA	:Procentuele afname van het havenbekkenoppervlak t.b.v. landaanwinning
AN	:Niveau in het Anseong reservoir
SN	:Niveau in het Sabgyo reservoir
HN	:Niveau in het havenbekken
MM	:Aanduiding voor de afvoerformule die bij een zekere tijdstap is toegepast
OP	:Hulpgrootheid bij het bepalen van bekkenoppervlakken
WH	:Maximale snelheid in de nieuwe uitwateringssluis

PROGRAMMA: RRR

```

000 Ys="X"
010 Ys="X"
020 DIM SA(1,15):
030 DIM AA(1,15)
040 DIM HA(1,10)
050 AL=8.19
060 SL=7.69
070 HL=6.70
080 E=7.0
090 ER=136
100 CB=.70
110 C=.85
120 D=-2.00
130 LA=20
140 PR=3
150 PRINT"(C"
160 CLOSE1
170 OPEN 1, B, 3, "O: BEST. BEKKENS, SEQ, R"
180 FOR I=0 TO 10
190 INPUT#1, SA(0, I) , SA(1, I)
200 NEXT
210 FOR I=0 TO 5
220 INPUT#1, AA(0, I) , AA(1, I)
230 NEXT
240 FOR I=0 TO 1
250 INPUT#1, HA(0, I) , HA(1, I)
260 NEXT
270 INPUT"(OSCHERM(3) OF PRINTER(4) "; PR: IF PR<3 OR PR>4 THEN 1330
280 REM TERUG NAAR DEZE REGEL BIJ CORRECTIES
290 OPEN 128, PR, 15, "B"
300 PRINT#128: PRINT#128
310 PRINT"(C"; : IF PR=4 THEN PRINT"VOOR OUTPUT ZIE DE PRINTER !!!"
320 PRINT#128, "RELATIE WATERNIVEAU-OPPERVLAK"
330 PRINT#128: PRINT#128
340 PRINT#128, "SABGYO"
350 FOR I=0 TO 10
360 PRINT#128, SA(0, I) ; SPC(12-LEN(STR$(SA(0, I)))) ; SA(1, I) ; SPC(5) ;
370 PRINT#128, SA(0, I)+4.69
380 NEXT
390 PRINT#128: REM PRINT#128: PRINT#128
400 PRINT#128, "ANSEONG"
410 FOR I=0 TO 5
420 PRINT#128, AA(0, I) ; SPC(12-LEN(STR$(AA(0, I)))) ; AA(1, I) ; SPC(5) ;
430 PRINT#128, AA(0, I)+4.69
440 NEXT
450 PRINT#128
460 PRINT#128, "HAVENBEKKEN"
470 FOR I=0 TO 1
480 HA(1, I)=HA(1, I)*(1-LA/100)
490 PRINT#128, HA(0, I) ; SPC(12-LEN(STR$(HA(0, I)))) ; HA(1, I) ; SPC(5) ;
500 PRINT#128, HA(0, I)+4.69 : NEXT
510 IF PR=4 THEN 640
520 GETQ#: IF Q#="" THEN 620
530 PRINT"(C";
540 PRINT#128
550 PRINT#128, "*****"
560 PRINT#128: PRINT#128

```



```

670 IF PR=3 THEN 700
680 PRINT#128,"GEBEVENS BETREFFENDE DE BESTAANDE DOORLAATWERKEN IN DE ";
690 GOTO 710
700 PRINT"GEBEVENS BETREFFENDE BESTAANDE DOORLAAT-WERKEN IN DE ";:GOTO 710
710 PRINT#128,"ANSEONGDAM EN SABGYODAM"
720 PRINT#128:PRINT#128
730 PRINT#128,"ANSEONG":PRINT#128
740 PRINT#128,"12 OPENINGEN VAN 6*10M^2"
750 PRINT#128,"DREMPELNIVEAU : +1.69"
760 PRINT#128,"BOVENDORPEL : +7.69"
770 PRINT#128:PRINT#128
780 PRINT#128,"SABGYO":PRINT#128
790 PRINT#128,"12 OPENINGEN VAN 6*10M^2"
800 PRINT#128," 4 OPENINGEN VAN 6*20M^2"
810 PRINT#128,"DREMPELNIVEAU : +1.69"
820 PRINT#128,"BOVENDORPEL : +7.69"
830 PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128,"*****"
840 IF PR=4 THEN PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128:GOTO 870
850 GETO$:IF O$="" THEN 850
860 PRINT" (C) ";
870 PRINT#128,"= NIEUWE DOORLAATWERK IN DE HAVENMOND ="
880 PRINT#128
890 PRINT#128,"DREMPELNIVEAU (D) :";D:
900 PRINT#128,"BOVENDORPELNIVEAU (E) :";B:
910 PRINT#128,"TOTALE NETTO BREEDTE VAN DE SPUIOPENING (BR) :";
920 PRINT#128, BR
930 PRINT#128:
940 PRINT#128,"AFVOERCOEFFICIENT BESTAANDE COMPLEXEN ";
950 PRINT#128," (CB) :";CB:
960 PRINT#128,"AFVOERCOEFFICIENT VAN TE BOUWEN COMPLEX ";
970 PRINT#128," (C) :";C:PRINT#128:
980 PRINT#128,"WATERNIVEAU VOOR T=0:"
990 PRINT#128,"ANSEONG (AL) :";AL
1000 PRINT#128,"SABGYO (SL) :";SL
1010 PRINT#128,"HAVENBEKKEN (HL) :";HL
1020 PRINT#128
1030 PRINT#128,"PROCENTUELE AFNAME HAVENBEKKENOPPERSVLAK"
1040 PRINT#128,"T.B.V. LANDAANWINNING (LA) :";LA
1050 PRINT#128
1060 IF X$="N" THEN CLOSE 128:GOTO 1330
1070 REM*****
1080 REM BEGIN WIJZIGINGSPROCEDURE
1090 IF PR=4 THEN PR=4.5:CLOSE 128:OPEN 128,3:GOTO 860
1100 PR=INT(PR)
1110 CLOSE 128:OPEN 128, PR, 15, "6"
1120 PRINT"DIENT ER NOG IETS AAN DE HIERBOVEN OM- SCHREVEN WAARDEN ";
1130 PRINT"GEWIJZIGD TE WORDEN ?" \
1140 INPUT" J/N":X$
1150 IF X$="" THEN GOTO 1150
1160 IF X$="N" THEN CLOSE 128:Y$="N":GOTO 370
1170 IF X$="J" THEN GOSUB 1210
1180 PRINT" (C) ";:GOTO 870
1190 REM EINDE VAN DE WIJZIGINGSPROCEDURE*****
1200 PRINT"//////////"
1210 INPUT" VARIABELE ";K$
1220 INPUT" WAARDE ";L
1230 IF K$="D" THEN D=L:RETURN
1240 IF K$="B" THEN B=L:RETURN
1250 IF K$="BR" THEN BR=L:RETURN
1260 IF K$="CB" THEN CB=L:RETURN

```

```

1370 IF K#="D" THEN L=L:RETURN
1380 IF K#="AL" THEN L=L:RETURN
1390 IF K#="SL" THEN L=L:RETURN
1400 IF K#="HL" THEN L=L:RETURN
1410 IF K#="LA" THEN LA=L: RETURN
1420 RETURN
1430 CLOSE1 : CLOSE2 : CLOSE3 :CLOSE128
1440 GETD#: IF D#="" THEN 1340
1450 REM*****START*BEREKENING*****
1460 INPUT"START HET PROGRAMMA(1) OF OPNIEUW BEKIJKEN(2)";Z
1470 IF Z=2 THEN GOTO 370
1480 PRINT"(C"
1490 PRINT:PRINT:PRINT
1500 INPUT"SCHERM(3) OF PRINTER(4) ALS OUTPUTDEVICE";PR
1510 OPEN128, PR, 15, "G"
1520 PRINT"(C"
1530 PRINT#128:PRINT#128
1540 PRINT#128,"DE BEREKENING WERKT MET TIJDSTAPPEN VAN EEN HALF UUR."
1550 PRINT#128,"EEN GETIJ VAN 12.5 UUR DUURT DUS 25"
1560 PRINT#128,"TIJDSTAPPEN"
1570 PRINT#128,"ALLE AFGEDRUKTE NIVEAUS ZIJN GENOMEN"
1580 PRINT#128,"T.O.V. DATUMLEVEL."
1590 PRINT#128,"DE AFGEDRUKTE DEBIETEN HEBBEN DE DIMEN-"
1600 PRINT#128,"SIE M^3 PER UUR"
1610 GETD#: IF D#="" THEN 1510
1620 GOSUB 1540
1630 GOTO 1690
1640 PRINT "(C"
1650 PRINT#128,"DE RESULTATEN VAN DE BEREKENING WORDEN ";
1660 PRINT#128,"IN DE VOLGENDE ARRAYS OPGESLAGEN:"
1670 PRINT#128," AN: ANSEONGRESERVOIR WATERNIVEAU "
1680 PRINT#128," SN: SABGYO RESERVOIR WATERNIVEAU"
1690 PRINT#128," HN: HAVENBEKKEN WATERNIVEAU"
1700 PRINT#128," AI: ANSEONG INSTROMING (M^3/UUR)
1710 PRINT#128," AD: ANSEONG UITSTROMING (M^3/UUR"
1720 PRINT#128," SI: SABGYO INSTROMING"
1730 PRINT#128," SO: SABGYO UITSTROMING"
1740 PRINT#128," HR: DIREKTE INSTROMING IN DE HAVEN"
1750 PRINT#128," HO: HAVENBEKKEN UITSTROMING"
1760 PRINT#128," ZS: ZEESTANDSVERLOOP"
1770 PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128
1780 RETURN
1790 INPUT"HOEVEEL TIJDSTAPPEN DOORREKENEN?? (MAXIMAAL 84)";J
1800 PRINT#128,"ER WORDEN ";
1810 PRINT#128,J;
1820 PRINT#128,"TIJDSTAPPEN DOORBEREKEND"
1830 PRINT#128:PRINT#128
1840 DIM MM(85)
1850 DIM AN(85)
1860 DIM SN(85)
1870 DIM HN(85)
1880 DIM AI(85)
1890 DIM AD(85)
1900 DIM SI(85)
1910 DIM SO(85)
1920 DIM HR(85)
1930 DIM HO(85)
1940 DIM ZS(85)
1950 AN(0)=AL: SN(0)=SL: HN(0)=HL:
1960 OPEN1, 8, 3, "O:ANSEONGDEBIET, SEQ, R"

```

```

870 OPEN2,8,4,"0:SABGYDDLEIET,SEG,R"
880 OPEN3,8,5,"0:DIREKTDEBIET,SEG,R"
890 FOR I=0 TO 3
900 PRINT I;
910 REM*****
920 REM EERST ANSEGNIS AFHANDELEN
930 INPUT#1,A1(I)
940 REM BEPALING ANSEGNISBEKKENOPPERVLAK
950 F=AN(I)-4.69
960 FOR P=1 TO 5
970 IF AA(0,P))F THEN DP=(F-AA(0,(P-1)))/(AA(0,P)-AA(0,(P-1)))
980 IF AA(0,P))F THEN DP=DP*(AA(1,P)-AA(1,(P-1)))+AA(1,(P-1)) : GOTO2000
990 NEXT P
2000 REM*****
2010 REM BEPALING AO(I)
2020 R=AN(I)
2030 IF R<HN(I) THEN AO(I)=0: GOTO 2210
2040 IF AI(I)<1440000 AND AN(I)<8.19 THEN AO(I)=0 : GOTO 2210
2050 GOSUB 2070
2060 GOTO 2190
2070 REM START SUBROUTINE DEBIETSBEPALING
2080 E=R-HN(I)
2090 IF R>7.69 AND HN(I)=7.69 THEN RA=CB*6*120*SQR(19.62*E)*3600 :GOTO2180
2100 IFR>7.69ANDHN(I)<7.69THENRA=(HN(I)-1.69)*CB*120
2110 IF R>7.69 AND HN(I)<7.69 THEN RA=RA*SQR(19.62*E)*3600 : GOTO2180
2120 REM DE VOLKOMEN OVERLAAT TREEDT NOOIT OP
2130 IF R=(7.69 AND E<1/3*(R-1.69) THEN RA=CB*120*SQR(19.62*E)*(HN(I)-1.69)
2140 IF R=(7.69 AND E<1/3*(R-1.69) THEN RA=RA*3600
2150 IF R=(7.69 AND E<1/3*(R-1.69) THEN GOTO 2180
2160 IFR=(7.69 AND E=)1/3*(R-1.69)THEN RA=CB*2/3*120*(R-1.69)^1.5*SQR(19.62/3)
2170 IFR=(7.69 AND E=)1/3*(R-1.69)THEN RA=RA*3600 :GOTO2180
2180 RETURN
2190 AO(I)=RA
2200 REM , BEPALING AN(I+1)
2210 AN(I+1)=AN(I)+(AI(I)-AO(I))/(2*DP)
2220 REM*****
2230 REM SABGYD AFHANDELEN
2240 INPUT#2,SI(I)
2250 REMBEPALING SABGYD BEKKENOPPERVLAK
2260 F=SN(I)-4.69
2270 FOR P=1 TO 10
2280 IF SA(0,P))F THEN DP=(F-SA(0,(P-1)))/(SA(0,P)-SA(0,(P-1)))
2290 IF SA(0,P))F THEN DP=DP*(SA(1,P)-SA(1,(P-1)))+SA(1,(P-1)) : GOTO2310
2300 NEXT P
2310 REM BEPALING SO(I)
2320 R=SN(I)
2330 IF R<HN(I) THEN SO(I)=0:GOTO2400
2340 IF I>80 THEN GOTO 2360
2350 IF SI(I)<1440000 AND R=)7.69 THEN SO(I)=SI(I): GOTO2400
2360 IF SI(I)<1440000 AND R<7.69 THEN SO(I)=0 : GOTO2400
2370 GOSUB2070
2380 SO(I)=RA*1200/720
2390 REM HET AANTAL OPENINGEN BIJ DE SABGYDDAM IS GROTER
2400 REM BEPALING SN(I+1)
2410 SN(I+1)=SN(I)+(SI(I)-SO(I))/(2*DP)
2420 REM*****
2430 REM HAVENBEKKEN ALS LAATSTE
2440 INPUT#3,HR(I)
2450 REM BEPALING GELDEND BEKKENOPPERVLAK
2460 F=HN(I)-4.69

```



```

2470 DP=HA(1,0)+EVE*(HR(1,1)-HA(1,0))
2480 RLIK=GEHALING HU(I)
2490 REM*****
2500 ZS(I)=4.69-4.69*STN(P*#*I/25+I/2)
2510 REM*****
2520 IF HN(I)=(ZS(I) THEN HO(I)=0 : MM(I)=0 : GOTO 2670
2530 IF HN(I)=(HL-.01) THEN HO(I)=0 : MM(I)=-1 : GOTO 2670
2540 R=HN(I)
2550 E=HN(I)-ZS(I)
2560 IF R>B AND ZS(I)>B THEN HO(I)=C*BR*(B-D)*SQR(19.62*E)*3600
2570 IF R>B AND ZS(I)>B THEN MM(I)=1 : GOTO 2670
2580 IF R>B AND E=(1/3*(R-D) THEN HO(I)=C*BR*SQR(19.62*E)*(ZS(I)-D)*3600
2590 IF R>B AND E=(1/3*(R-D) THEN MM(I)=2 : GOTO 2670
2600 IF R>B AND E>1/3*(R-D) THEN HO(I)=C*BR*2/3*(R-D)^1.5*SQR(19.62/3)*3600
2610 IF R>B AND E>1/3*(R-D) THEN MM(I)=3 : GOTO 2670
2620 IF R<B AND E=(1/3*(R-D) THEN HO(I)=C*BR*SQR(19.62*E)*(ZS(I)-D)*3600
2630 IF R<B AND E=(1/3*(R-D) THEN MM(I)=4 : GOTO 2670
2640 IF R<B AND E>1/3*(R-D) THEN HO(I)=C*BR*2/3*(R-D)^1.5*SQR(19.62/3)*3600
2650 IF R<B AND E>1/3*(R-D) THEN MM(I)=5 : GOTO 2670
2660 REM//////////
2670 HN(I+1)=HN(I)+(AD(I)+SD(I)+HR(I)-HO(I))/(2*DP)
2680 IF HN(I+1)=(HL-.001) THEN HO(I)=2*DP*(HN(I)-HL)+AD(I)+SD(I)+HR(I) : GOTO 2670
2690 REM*****
2700 AD(I)=INT(AD(I)/1000)*1000
2710 SD(I)=INT(SD(I)/1000)*1000
2720 HO(I)=INT(HO(I)/1000)*1000
2730 AN(I)=INT(AN(I)*1000)/1000
2740 HN(I)=INT(HN(I)*1000)/1000
2750 SN(I)=INT(SN(I)*1000)/1000
2760 ZS(I)=INT(ZS(I)*1000)/1000
2770 NEXT I
2780 PRINT#128:PRINT#128
2790 CLOSE1: CLOSE2: CLOSE3: CLOSE128
2800 PRINT"(C"
2810 PRINT "DE RESULTATEN VAN DE BEREKENING "
2820 PRINT "ZIJN NU IN DE EERDER GEMAKTE ARRAYS"
2830 PRINT "OPGESLAGEN"
2840 PRINT:PRINT
2850 PRINT "IN GROEPEN VAN DRIE KUNNEN DE RESUL-
2860 PRINT "TATEN ZICHTBAAR GEMAKT WORDEN
2870 GETO# : IF Q#="" THEN 2870
2880 PRINT,"(C"
2890 CA=0: CS=0: CH=0: VH=-1: WH=-2
2900 FOR I=1TOJ
2910 IF AN(I)>CA THEN CA=AN(I)
2920 IF SN(I)>CS THEN CS=SN(I)
2930 IF HN(I)>CH THEN CH=HN(I)
2940 IF HO(I)>VH THEN WH=SQR(2/3*9.81*(HN(I)-D)):VH=HO(I)
2950 NEXT I
2960 PRINT"MAXIMUM NIVEAUS:" :PRINT
2970 PRINT"ANSEONGRESERVOIR":PRINT" (MAX. 9.19) :";
2980 PRINT CA :PRINT
2990 PRINT"SABGYDRESERVOIR":PRINT" (MAX. 8.69) :";
3000 PRINT CS :PRINT:
3010 PRINT"HAVENBEKKEN" :PRINT" :";
3020 PRINT CH:PRINT:PRINT:
3030 PRINT"MAXIMALE SNELHEID IN UITWATERINGSSLUIS :"; WH:
3040 PRINT:PRINT
3050 IF K#="J" THEN GOTO 3620
3060 INPUT"NAAR HET EINDE SPRINGEN? (J/N)";K#

```

```

3070 IF K#="J" THEN GOTO 4700
3080 PRINT:PRINT:PRINT
3090 INPUT"AFDRUKKEN OP SCHERM(3) OF PRINTER(4)";PR
3100 OPEN 128,PR,15,"G"
3110 GOSUB 1540
3120 INPUT"EERSTE ARRAYNAAM";G#
3130 INPUT"TWEEDE ARRAYNAAM";H#
3140 INPUT"DERDE ARRAYNAAM";I#
3150 PRINT "(C"
3160 PRINT#128,G#;" ";H#;" "; I# :PRINT#128:
3170 FOR I=0 TO J
3180 PRINT#128,I; SPC(4-LEN(STR$(I)));
3190 IF G#="MM" THEN PRINT#128,MM(I);
3200 IF G#="AN" THEN PRINT#128,AN(I);
3210 IF G#="SN" THEN PRINT#128,SN(I);
3220 IF G#="HN" THEN PRINT#128,HN(I);
3230 IF G#="AI" THEN PRINT#128,AI(I);
3240 IF G#="AO" THEN PRINT#128,AO(I);
3250 IF G#="SI" THEN PRINT#128,SI(I);
3260 IF G#="SO" THEN PRINT#128,SO(I);
3270 IF G#="HR" THEN PRINT#128,HR(I);
3280 IF G#="HO" THEN PRINT#128,HO(I);
3290 IF G#="ZS" THEN PRINT#128,ZS(I);
3300 PRINT#128,SPC(5);
3310 IF H#="MM" THEN PRINT#128,MM(I);
3320 IF H#="AN" THEN PRINT#128,AN(I);
3330 IF H#="SN" THEN PRINT#128,SN(I);
3340 IF H#="HN" THEN PRINT#128,HN(I);
3350 IF H#="AI" THEN PRINT#128,AI(I);
3360 IF H#="AO" THEN PRINT#128,AO(I);
3370 IF H#="SI" THEN PRINT#128,SI(I);
3380 IF H#="SO" THEN PRINT#128,SO(I);
3390 IF H#="HR" THEN PRINT#128,HR(I);
3400 IF H#="HO" THEN PRINT#128,HO(I);
3410 IF H#="ZS" THEN PRINT#128,ZS(I);
3420 PRINT#128,SPC(5);
3430 IF I#="MM" THEN PRINT#128,MM(I);
3440 IF I#="AN" THEN PRINT#128,AN(I);
3450 IF I#="SN" THEN PRINT#128,SN(I);
3460 IF I#="HN" THEN PRINT#128,HN(I);
3470 IF I#="AI" THEN PRINT#128,AI(I);
3480 IF I#="AO" THEN PRINT#128,AO(I);
3490 IF I#="SI" THEN PRINT#128,SI(I);
3500 IF I#="SO" THEN PRINT#128,SO(I);
3510 IF I#="HR" THEN PRINT#128,HR(I);
3520 IF I#="HO" THEN PRINT#128,HO(I);
3530 IF I#="ZS" THEN PRINT#128,ZS(I);
3540 PRINT#128
3550 GETQ#: IF Q#="" THEN GOTO 3570
3560 GETQ#: IF Q#="" THEN GOTO 3560
3570 NEXT I
3580 PRINT#128:PRINT#128
3590 CLOSE 128
3600 INPUT"MEER RESULTATEN IN DE VORM VAN TABELLEN (J/N)";K#
3610 IF K#="J" THEN GOTO 3090
3620 REM START GRAFIEKEN
3630 PRINT #PRINT
3640 INPUT"RESULTATEN IN GRAFIEKEN? (J/N) ";K#
3650 IF K#="N" THEN GOTO 4700
3660 INPUT"SCHERM(3) OF PRINTER(4)";PR

```

```

3670 OPEN 128, PR, :5, "G"
3680 PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128
3690 PRINT"(C"
3700 PRINT#128, "GRAFIEK BETREFFENDE DE WATERNIVEAUS OP:"
3710 PRINT#128, " ANSEONGRESERVOIR (A)"
3720 PRINT#128, " SABSYGRESERVOIR (S)"
3730 PRINT#128, " HAVENBEKKEN (H)"
3740 PRINT#128, " ZEESTAND (Z)"
3750 PRINT#128:
3760 PRINT#128, "--NIVEAUS IN METERS T.O.V. DE CHARTDATUM--"
3770 PRINT#128, " 6.5 7.0 7.5 8.0 8.5 9.0";
3780 PRINT#128, " 9.5 10.0"
3790 PRINT#128, "-----";
3800 PRINT#128, "-----"
3810 FOR I=0 TO J
3820 PRINT#128, I;
3830 IF I=0 THEN PRINT#128, SPC(3);:GOTO3850
3840 PRINT#128, SPC(5-LEN(STR$(I)));
3850 FOR V=0 TO 70
3860 P=6.5+V/20
3870 IFABS(P-AN(I))=<0.025THENPRINT#128, "A";:GOTO 3920
3880 IFABS(P-SN(I))=<0.025THENPRINT#128, "S";:GOTO 3920
3890 IFABS(P-HN(I))=<0.025THENPRINT#128, "H";:GOTO 3920
3900 IFABS(P-ZS(I))=<0.025THENPRINT#128, "Z";:GOTO 3920
3910 PRINT#128, " ";
3920 NEXT V
3930 PRINT#128, "*"
3940 NEXT I
3950 PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128:
3960 GET Q$:IF Q$="" THEN GOTO 3960
3970 PRINT#128, "GRAFIEK BETREFFENDE HET VERLOOP
3980 PRINT#128, "VAN DE VOLGENDE DEBIETEN:"
3990 PRINT#128, " ANSEONGRESERVOIR UITSTROMING"
4000 PRINT#128, " SABSYGRESERVOIR UITSTROMING"
4010 PRINT#128, " HAVENBEKKENUITSTROMING"
4020 PRINT#128
4030 PRINT#128, "--DEBIETEN IN M^3 PER UUR [10^6]"
4040 PRINT#128, " 0.0 5.0 10.0 15.0 20.0";
4050 PRINT#128, " 25.0 30.0"
4060 PRINT#128, "-----";
4070 PRINT#128, "-----"
4080 FOR I=0 TO J
4090 PRINT#128, I;
4100 IF I=0 THEN PRINT#128, SPC(3);:GOTO4120
4110 PRINT#128, SPC(5-LEN(STR$(I)));
4120 FOR V=0 TO 50
4130 P=V/2*1000000
4140 IF ABS(P-HO(I))=<250000 THEN PRINT#128, "H";:GOTO 4180
4150 IF ABS(P-SO(I))=<250000 THEN PRINT#128, "S";:GOTO 4180
4160 IF ABS(P-AO(I))=<250000 THEN PRINT#128, "A";:GOTO 4180
4170 PRINT#128, " ";
4180 NEXT V
4190 PRINT#128, "*"
4200 NEXT I
4210 CLOSE 128
4220 REM*****GRAFIEKSCHRIJFPROGRAMMA INSTROOMDEBIETEN****
4230 CLOSE 1:CLOSE2:CLOSE3 :CLOSE128
4240 PRINT"(CNU VOLGT HET AFDRUKKEN VAN DE "
4250 PRINT"INSTROOMDEBIETEN":PRINT:PRINT:
4260 INPUT"UITVOER BETREFFENDE DE RIVIERDEBIETEN OP SCHERM(3) OF PRINTER(4)";J

```



```

4170 PRINT "C"
4180 OPEN#128, 3, 15, "CE"
4190 PRINT#128:PRINT#128:PRINT#128
4200 OPEN#1, 8, 3, "O:ANSEONGSDEBIET, SEQ, R"
4210 OPEN#2, 9, 4, "O:SABGYODEBIET, SEQ, R"
4220 OPEN#3, 8, 5, "O:DIREKTDEBIET, SEQ, R"
4230 INPUT "GRAFIEK (1) OF TABEL (2)"; I
4240 IF I=1 THEN 4470
4250 PRINT#128, "TABEL MET DEBIETSVERLOOP: ANSEONG, SABGYO, DIREKTE INSTROMING"
4260 FOR I=0 TO 85
4270 PRINT#128, I,
4280 INPUT#1, AN: PRINT#128, AN/1000,
4290 INPUT#2, SA: PRINT#128, SA/1000,
4300 INPUT#3, DI: PRINT#128, DI/1000, :IF J=4 THEN PRINT#128
4310 GETD$: IF D$="" THEN 4430
4320 GETD$: IF D$="" THEN 4420
4330 NEXT I
4340 PRINT#128, "ALLE WAARDEN VERMENIGVULDIGEN MET 1000"
4350 PRINT#128, "DEBIET IN M^3 PER UUR.":PRINT#128, "IEDERE STAP IS EEN HALF UUR"
4360 GOTO 4650
4370 PRINT#128, "HET VERLOOP VAN HET DEBIET VAN DE RIVIEREN IS ALS VOLGT"
4380 PRINT#128:PRINT#128
4390 PRINT#128, "--DEBIET IN M^3 PER UUR *10^6--"
4400 PRINT#128, "      0---1.0---2.0---3.0---4.0---5.0---6.0---7.0";
4410 PRINT#128, "--8.0---9.0-10.0-11.0-12.0-13.0-14.0"
4420 FOR I=0 TO 85
4430 J=3-INT(LOG(I+.5)/LOG(10)):IFI=0THENJ=3
4440 PRINT#128, I;SPC(J);
4450 INPUT#1, AN
4460 INPUT#2, SA
4470 INPUT#3, DI
4480 FOR J=0 TO 70
4490 P=J*200000
4500 BETA$:IFA$("") THEN 4650
4510 IF ABS(P-AN) < 100000 THEN PRINT#128, "A":GOTO 4650
4520 IF ABS(P-SA) < 100000 THEN PRINT#128, "S":GOTO 4650
4530 IF ABS(P-DI) < 100000 THEN PRINT#128, "D":GOTO 4650
4540 PRINT#128, " ";
4550 REM VOORBIJ DE SPATIE SPRINGEN
4560 NEXT J
4570 PRINT#128, "*":
4580 NEXT I
4590 CLOSE #1:CLOSE#2:CLOSE#3 :CLOSE#128
4600 REM EINDE
READY.

```


Het essentiële verschil tussen het hiervoor beschreven programma en de berekening in het Surveyreport (lit. 2), ligt in de gebruikte afvoerformules. In het Surveyreport wordt geen of in onvoldoende mate rekening gehouden met het optreden van de volkomen overlaat.

Dit wordt geïllustreerd door fig. 5.3.1, die afkomstig is uit het Surveyreport.

Een en ander heeft tot gevolg, dat er een te gunstig beeld ontstaat van de afvoercapaciteit van de uitwateringssluis.

Verder blijkt, dat de berekeningen in het Surveyreport geen rekening houden met de directe instroming op het havenbekken, zie fig. 5.2.3. Het computerprogramma uit de voorgaande pagina's telt deze debieten wel mee.

De tijdstap, die bij de berekeningen in het Surveyreport gebruikt is, bedraagt 60 minuten. Terwille van een grotere nauwkeurigheid en een betere representatie van het getij, is deze tijdstap in het computerprogramma tot 30 minuten teruggebracht.

5.4 AFVOERCOEFFICIENT UITWATERINGSSLUIS

De theoretische formule voor de afvoer van een volkomen overlaat is:

$$q = 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot H^{1,5} \quad (1)$$

zie hiervoor par. 2.3 en fig. 5.4.1

De werkelijke waarde van het debiet q zal door wrijving minder zijn. Om de wrijving te verdisconteren, wordt een coëfficiënt toegevoegd van 0,85.

De grootte van de coëfficiënt is geschat op grond van de modelresultaten uit het praktikum b72, zie lit. 12.

Om praktische redenen wordt de H in (1) vervangen door a_1 , zodat de volgende afvoerformule voor de volkomen overlaat ontstaat:

$$\begin{aligned} q &= 0,85 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{2/3 \cdot 9,81} \cdot a_1^{1,5} \\ &= 0,85 \cdot 1,7 \cdot a_1^{1,5} \end{aligned} \quad (2)$$

In lit. 10, blz. 344-349 en lit. 11 blz. 129 is de volgende afvoerformule gebruikt:

$$q = 2/3 \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot a_1^{1,5}$$

De waarde van μ wordt bepaald door de overlaatvorm.
 In het hier bestudeerde geval: $\mu = 0,5$ (lit. 10 blz. 348)

$$\begin{aligned}
 q &= 2/3 \cdot 0,5 \cdot \sqrt[1,5]{2 \cdot 9,81} \cdot a_1^{1,5} \\
 &= 1,48 \cdot a_1^{1,5} \\
 &= 0,87 \cdot 1,7 \cdot a_1^{1,5} \quad (4)
 \end{aligned}$$

De waarde 0,87 ligt dicht bij de in (2) aangenomen afvoercoëfficiënt van 0,85.

Bij de onvolkomen overlaat geldt een andere afvoerformule en in principe ook een andere afvoercoëfficiënt, zie fig. 5.4.2.

Theoretisch geldende formule:

$$q = a_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 - a_2)} \quad (5)$$

Hierin wordt de moeilijk te meten waarde a_2 door a_3 vervangen. Door de lage bovenstroomse snelheid geldt: $H_1 \approx a_1$, zie par. 2.3.

Met deze twee wijzigingen ontstaat uit (5) de volgende vergelijking:

$$q = \mu \cdot a_3 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (a_1 - a_3)} \quad (6)$$

Theoretisch is de afvoercoëfficiënt μ bij de onvolkomen overlaat afhankelijk van het verval over de overlaat. Ook lit. 10 blz. 347 maakt melding van deze nuance in de afvoercoëfficiënt. Hier blijkt echter, dat bij de grotere vervallen de afvoercoëfficiënt van de onvolkomen overlaat vrijwel gelijk is aan de afvoercoëfficiënt van de volkomen overlaat. Alleen bij kleine tot zeer kleine vervallen vertoont de afvoercoëfficiënt afwijkingen.

Op grond van de theoretische beschouwingen uit lit. 10 en de praktische resultaten uit de modelproeven, beschreven in lit. 12, is voor de afvoercoëfficiënt van de onvolkomen overlaat dezelfde waarde aangenomen als voor de afvoercoëfficiënt van de volkomen overlaat, namelijk 0,85.

Bij de berekeningen in lit. 2 is voor de afvoercoëfficiënt van de uitwateringssluizen 0,62 aangehouden. Dit doet onwaarschijnlijk laag aan, maar voor de zekerheid is in de computerberekening de afvoercoëfficiënt van de bestaande twee uitwateringssluizen 0,7 aangenomen.

Voor de nog te bouwen uitwateringssluis in de monding van de Asan Baai wordt echter een afvoercoëfficiënt van 0,85 haalbaar geacht.

5.5 DIMENSIONERING VAN HET NETTO DOORSTROOMPROFIEL

In lit. 1 is al opgemerkt, dat de uitwateringssluis niet alleen dient om overtollig water af te voeren, maar dat ook met watertransport in de tegenovergestelde richting moet worden rekening gehouden. Hiervoor zijn twee oorzaken. Ten eerste zal het door lek- en schutverliezen verloren gegane water moeten worden aangevuld. Ten tweede zal men regelmatig water moeten lozen en inlaten om het zoutgehalte van het havenbekken op een aanvaardbaar peil te houden. Het incidenteel lozen van grote hoeveelheden rivierwater is echter maatgevend bij het ontwerp van het doorstroomprofiel van de uitwateringssluis.

Fig. 5.5.1 beschrijft de situatie die optreedt bij een gesloten Asan Baai, voorzien van een uitwateringssluis met een drempelniveau van -6,5 meter.

Een lage zeestand, gecombineerd met een grote bovenafvoer, doet over de uitwateringssluis een verval van ca. 8 meter ontstaan. De afsluitmiddelen zijn volledig getrokken om het overtollige water af te voeren. De grote diepte van het doorstroomprofiel is er de oorzaak van, dat de volkomen overlaat pas optreedt, bij een buitenwaterstand van +3,5 m. In deze situatie loopt de stroomsnelheid in de uitwateringssluis op tot ca. 10 m/sec, wat desastreus is voor de benedenstroomse helling van de stortstenen drempel. Om deze reden dienen dergelijke zeer hoge snelheden vermeden te worden.

Verkleining van het verval over de uitwateringssluis is niet mogelijk, omdat de betreffende waterniveaus tot de van buiten opgelegde randvoorwaarden behoren. De enige mogelijkheid om de maximale stroomsnelheden in de uitwateringssluis te verkleinen ligt in het opvoeren van het bodemniveau, zodat de volkomen overlaat eerder optreedt.

Fig. 5.5.2 geeft een voorbeeld van een "dorpelconstructie" in de uitwateringssluiscaisson. De maximale stroomsnelheid boven de kruin van de dorpel blijft beperkt tot 7,5 m/sec.

De dorpel zal moeten worden aangebracht nadat de Asan Baai is afgesloten. Het van te voren aanbrengen van de dorpelconstructie zou de afvoercapaciteit van de caissons immers te sterk verkleinen in de periode, dat deze caissons als doorlaatcaisson dienst doen, zie par. 2.6.

Naast de hoogte van de dorpel, is ook de vorm belangrijk. Fig. 5.5.3 geeft een aantal mogelijke vormen aan. De vorm van de dorpel hangt tevens samen met de plaats waar de afsluitmiddelen zijn aangebracht. Om een indruk van de in- en uitstroming te krijgen, zal voor ieder dorpeltype uit fig. 5.5.3 het stromingsbeeld worden bepaald.

Allereerst type A, zie fig. 5.5.4.
Boven de dorpel ontstaat een volkomen korte overlaat.

$$h_2 = 2/3 \cdot 8,5 = 5,67 \text{ m.}$$

De snelheid bedraagt dan:

$$u_2 = \sqrt{1/3 \cdot 8,5 \cdot 2 \cdot 9,81} = 7,46 \text{ m/sec}$$

Achter de kruin, op de benedenstroomse helling van de dorpel, is sprake van schietend water. Om het froudegetal weer kleiner dan 1 te krijgen, zal ergens een watersprong moeten optreden. De vraag is nu, of deze watersprong tegen de benedenstroomse helling van de stortstenen drempel blijft liggen, of dat het water pas later zijn energie zal verliezen. De benedenstroomse waterstand h_4 is hierbij maatgevend.

Bereken eerst h_3 en u_3 , zie fig. 5.5.4.

$$H_3 = h_3 + \frac{u_3^2}{2 \cdot g} = 21,5 \quad (13 + 8,5)$$

(aangenomen dat er geen verliezen optreden)

$$h_3 \cdot u_3 = 5,67 \cdot 7,46$$

$$u_3 = 19,5 \text{ m/sec}$$

$$h_3 = 2,17 \text{ m.}$$

Uitgaande van h_3 en u_3 , kan met behulp van fig. 5.5.5 en fig. 5.5.6 de minimaal benodigde diepte h_4 berekend worden. (De beide figuren zijn afkomstig uit lit. 16)

$$h_g = \sqrt[3]{\frac{5,67^2 \cdot 7,46^2}{9,81}} = 5,67 \text{ m.}$$

$$10 \cdot \frac{h_3}{h_g} = 3,82 \rightarrow \text{met fig. 5.5.6} \rightarrow \frac{h_4}{h_g} = 2,1 \quad h_4 = 11,91 \text{ m.}$$

Om de watersprong tegen de benedenstroomse helling te laten aanliggen, dient uit veiligheidsoverwegingen de waarde van h_4 10% hoger te zijn dan de berekende waarde.

$$h_4 = 1,1 \cdot 11,91 = 13,10 \text{ m.}$$

I.v.m. de zeestand, die waarden van 0,0 m. kan aannemen, blijft de watersprong alleen aanliggen als het bodemniveau benedenstrooms van de drempel lager ligt dan -13 m. Indien

de kruin van de dorpel lager wordt gelegd dan 0,0 m., dan zal het benedenstroomse bodemniveau ook verder omlaag moeten om een aanliggende watersprong te verzekeren.

In principe verandert er bij sluistype B in verhouding tot de berekening voor uitwateringssluistype A weinig. Alleen de instroming verloopt wat gunstiger. De andere dorpelvorm met hetzelfde kruinsniveau geeft dezelfde h_2 en u_2 , zie fig. 5.5.7. (De kleine invloed van het verschillende instromingsbeeld is verwaarloosd) Het grote verschil met type A is echter, dat bij type B de maximale aanval door de stroming niet plaatsvindt op de stortstenen drempel, doch op de zeebodem benedenstrooms hiervan, zie fig. 5.5.7. Al de gegevens wijzen erop, dat de zeebodem op die plaats uit rots bestaat, zodat voor ontgrondingen niet gevreesd hoeft te worden, zie lit. 1 en lit. 3 blz. 141.

Bij uitwateringssluistype C is het stromingsbeeld vrijwel gelijk aan dat type B, zie fig. 5.5.8, alleen de wrijvingsinvloed is iets groter door de langere overlaat. De instroming zal door de wat grotere dorpelhelling nauwelijks beïnvloed worden, maar bij type C is het in tegenstelling tot type B mogelijk om de afsluitmiddelen zowel in het midden, als aan de zeezijde van het caisson te plaatsen. Bovendien geeft type C de mogelijkheid om door de vormgeving van de dorpel de uitstroming te beïnvloeden, zie hiervoor fig. 5.5.9. Het gevolg van de dorpelvormgeving volgens deze figuur is, dat het water bij uitstroming beter gespreid wordt.

Uit het voorgaande blijkt, dat de uitwateringssluis voorzien van dorpeltype C met het afsluitmiddel in het midden van de caisson de minste problemen veroorzaakt voor de stortstenen drempel onder en vlak naast de caisson. Bovendien zijn afsluitmiddelen in het midden van de caisson gunstig i.v.m. symmetrieoverwegingen.

Het probleem van de al dan niet aanliggende watersprong zal nu aan de hand van een normale en een extreme situatie bekeken worden. Bij deze gevallen is de bovenkant van de dorpel gesteld op -2 meter en de zeebodem op -11 meter. Bij de normale situatie is het havenniveau ca. 7,0 meter. De maximale snelheid in de uitwateringssluis is dan:

$$u_2 = \sqrt{1/3 \cdot (7+2) \cdot 2 \cdot 9,81} = 7,67 \text{ m/sec}$$

h_3 en u_3 berekenen uit:

$$h_3 \cdot u_3 = 7,67 \cdot 2/3 \cdot 9$$

$$18 = H_3 + \frac{u_3^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$u_3 = 17,4 \text{ m/sec}$$

$$h_3 = 2,64 \text{ m.}$$

zie fig. 5.5.10

$$h_g = 6 \text{ m.} \quad H_3 = 18 \text{ m.}$$

$$\frac{H_3}{h_g} = 3 \longrightarrow \text{uit fig. 5.5.6} \longrightarrow \frac{h_4}{h_g} = 1,92 \quad h_4 = 11,52 \text{ m.}$$

Om aan de veilige kant te blijven moet h_4 met 10% verhoogd worden tot 12,67 m. Dit houdt in, dat als de zeestand beneden de 1,67 m. komt, de watersprong niet meer aanligt. In een niet extreme situatie echter kunnen de openingen naast een stroomvoerende opening gesloten blijven. Het spreidend effect van de geknikte bovendorpel zal ervoor zorgen, dat de watersprong ook bij zeer lage zeestanden blijft aanliggen.

In een extreme situatie ligt het havenniveau op ca. 8,5 m., zie fig. 5.5.11. De maximale snelheid boven de dorpelconstructie is dan:

$$u_2 = \sqrt{1/3 \cdot (8,5+2) \cdot 2 \cdot 9,81} = 8,29 \text{ m/sec}$$

alle openingen worden gebruikt.

h_3 en u_3 berekenen uit:

$$h_3 \cdot u_3 = 7 \cdot 8,29$$

$$H_3 = h_3 + \frac{u_3^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$u_3 = 17,85 \text{ m/sec}$$

$$h_3 = 3,25 \text{ m.}$$

zie fig. 5.5.11

$$h_g = 7 \text{ meter} \quad H_3 = 19,5 \text{ meter}$$

$$\frac{H_3}{h_g} = 2,79 \longrightarrow \text{uit fig. 5.5.6} \longrightarrow \frac{h_4}{h_g} = 1,85 \quad h_4 = 12,95$$

Om zeker te zijn, dat de watersprong aanligt, zal h_4 10% groter genomen moeten worden. Het zeeniveau waarbij dit nog net het geval is bedraagt:

$$1,1 \cdot 12,95 - 11 = +3,25 \text{ m.}$$

Dit betekent, dat bij extreme waterniveaus op het havenbekken, die veroorzaakt worden door grote rivierafvoeren, de watersprong gedurende laagwater aan de wandel gaat.

Direkt komt nu de vraag naar voren hoelang het traject is, waarover schietend water optreedt. In fig. 5.5.12 zijn de waarden voor h_3 en u_3 uit fig. 5.5.11 over genomen. De benedenstroomse zeestand is op 0,0 gesteld. Als in fig. 5.5.12 $h_5 = 11 \text{ m.}$, dan geldt:

$$u_5 = \frac{3,25 \cdot 17,85}{11} = 5,27 \text{ m/sec}$$

$$h_g = 7 \text{ m. (zie fig. 5.5.11)}$$

$$\frac{h_5}{h_g} = 1,57 \longrightarrow \text{uit fig. 5.5.6} \longrightarrow 10 \cdot \frac{h_4}{h_g} = 6,0 \quad h_4 = 4,2 \text{ m.}$$

$$u_4 = \frac{3,25 \cdot 17,85}{4,2} = 13,81 \text{ m./sec}$$

Voor het gebied met schietend water geldt:

$$q = C \cdot h^{3/2} \cdot i^{1/2}$$

$$\text{of: } q \cdot l^{1/2} = C \cdot h^{3/2} \cdot (i \cdot l)^{1/2} = C \cdot h^{3/2} \cdot z^{1/2}$$

$$l = \frac{C^2 \cdot h^3 \cdot z}{q^2}$$

$$\text{waarin: } z = h_4 - h_3 = 0,95 \text{ m.}$$

$$h = \frac{3,25 + 4,2}{2} = 3,725 \text{ m.}$$

$$C = \text{waarde van Chezi} = 30 \text{ m}^{1/2} / \text{sec}$$

$$q = 3,25 \cdot 17,85 = 58,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{sec}$$

$$l \approx 13 \text{ meter}$$

Theoretisch blijft de verschuiving van de watersprong in het bovenomschreven zeer extreme geval beperkt tot ca. 13 meter.

Na het vaststellen van de globale vorm van de openingen van de uitwateringssluis, is met het in par. 5.3 beschreven computerprogramma de grootte van de uitwateringssluis berekend.

Zoals blijkt uit hoofdstuk 7, bestaat de uitwateringssluis uit drie doorlaatcaissons in het zuidelijk gedeelte van de baaiingang, vlak onder de kust van Han Jin.

De breedte van het netto doorstroomprofiel is gesteld op 153 m. (18 poorten met een dagmaat van 8,5 m.). Hoofdstuk 7 laat zien hoe deze poorten over de drie caissons verdeeld zijn. Bij de dimensioneringsberekeningen is verondersteld, dat twee schuiven weigeren, zodat de netto breedte 136 meter bedraagt.

In de dimensioneringsberekening is verder verondersteld, dat in de toekomst 20% van het oppervlak van het havenbekken als industrieterrein zal worden aangewonnen.

De afvoercoëfficiënt van de bestaande twee uitwateringssluiscomplexen is gesteld op 0,70, zie par. 5.4. Voor de nieuwe uitwateringssluis in de monding van de Asan Baai is een afvoercoëfficiënt van 0,85 aangehouden, zie par. 5.4.

Bij de dimensionering van de uitwateringssluis is voor een zo ongunstig mogelijk zeestandsverloop gekozen. D.w.z. een extreem grote amplitude gecombineerd met een fase, die de hoogste waterstanden op het Sabgyoreservoir en het Anseongreservoir veroorzaakt.

De berekening met het computerprogramma toont aan, dat als de bovenkant van de in deze paragraaf beschreven dorpel op -2 meter wordt gelegd, de maximale niveaus in de bekken beneden de gestelde grenswaarden blijven. Uitgebreide berekeningsresultaten met de gekozen afmetingen van de uitwateringssluis zijn samengebracht in appendix B. Deze berekeningen geven aan, dat het niveau in het Sabgyoreservoir maatgevend is geweest.

5.6 GEVOELIGHEIDSANALYSE

De in het computerprogramma gebruikte waarden van een aantal variabelen zijn door schattingen of metingen tot stand gekomen. Deze paragraaf is bedoeld om een beeld te geven

van de gevoeligheid van de modelresultaten voor afwijkingen in de aangenomen waarden van de variabelen.

Het onderstaande lijstje geeft de onderzochte variabelen weer, met de in het computerprogramma aangenomen waarden:

fig. 5.6.1:		
Debiets van de rivieren Anseong en Sabgyo		: zie appendix B
Afvoercoëfficiënt van de bestaande uitwaterings- sluizen		: 0,7
fig. 5.6.2:		
Afvoercoëfficiënt van de nieuwe uitwaterings- sluis		: 0,85
Dorpelniveau van de nieuwe uitwateringssluizen		: -2 m.
fig. 5.6.3:		
Afname van de komberging van het havenbekken t.b.v. land- aanwinning in procenten		: 20%
Netto breedte van de nieuwe uitwateringssluizen		: 136 m.
fig. 5.6.4:		
Havenpeil		: + 6,70 m.

In de figuren van deze paragraaf zijn de maximale niveaus aangegeven die optreden als alleen de waarde van de aangegeven variabele wordt gewijzigd.

De toegelaten niveaus op het Anseongreservoir en het Sabgyo-reservoir zijn aan een maximum gebonden:

Anseongreservoir : +9,19 m.

Sabgyoreservoir : +8,69 m.

Voor de in appendix B gekozen waarden van de variabelen blijven de niveaus in de reservoirs onder de gestelde maxima, doch bij de gevoeligheidsanalyse worden ze regelmatig overschreden.

De figuren tonen aan, dat de waterstand in het Anseong-reservoir en het Sabgyoreservoir door de onderzochte variabelen in verschillende mate worden beïnvloed.

Uit de figuren zijn de volgende conclusies getrokken:

1. De optredende maximale waterstanden in de twee reservoirs zijn vooral afhankelijk van de grootte van de instroomdebieten op de reservoirs en van de afvoercoëfficiënt van de bestaande uitwaterings-sluizen.
2. De afmetingen en de afvoercoëfficiënt van de nieuwe uitwateringssluis hebben maar een beperkte invloed op de maximale waterstanden in de beide bovenstrooms gelegen reservoirs. Vooral de figuren 5.6.2 en 5.6.3 tonen, dat bij een wat grotere uitwateringssluis in de baaimonding de invloed op de maximale niveaus in het Anseongreservoir en het Sabgyoreservoir verder afneemt.
3. De ligging van het havenpeil heeft een relatief geringe invloed op de maximale niveaus in de twee bovenstroomse bekkens. Zo heeft b.v. een verhoging van het havenpeil met 30 cm. ongeveer evenveel effect op de waterstanden in het Anseongreservoir en het Sabgyoreservoir als een toename van de instroomdebieten met 5%.

Uit de voorgaande punten volgt, dat het weinig zin heeft om de nieuwe uitwateringssluis veel groter te maken dan hier wordt voorgesteld, omdat de capaciteit van de bestaande complexen dan de maatgevende factor is.

Een nader onderzoek naar de grootte van de extreme instroomdebieten en de afvoercoëfficiënt van de bestaande uitwateringssluizen is echter van veel meer betekenis. Als over deze waarden meer zekerheid ontstaat, kan een betere keus gemaakt worden voor de ligging van het havenpeil, wat gunstig is met betrekking tot de hoeveelheid baggerwerk in het havenbekken.

hoofdstuk VI

ONTWERP DOORLAATCAISSON

6.1 INLEIDING

Bij het nadenken over het ontwerp van een doorlaatcaisson wordt het al snel duidelijk, dat het ontwerp ervan aan drie eisen moet voldoen, die in tal van opzichten met elkaar conflicteren.

Ten eerste moet de caisson na plaatsing zo min mogelijk weerstand bieden aan de doortrekkende stroom.

Ten tweede dient de caisson tijdens het transport en de plaatsing een goed manoeuvreerbaar schip te zijn.

Ten derde moet de rij geplaatste caissons na het neerlaten van de schuiven of kleppen een betrouwbare waterkering vormen.

Ondanks dat elk van de drie eisen afzonderlijk zou leiden tot onderling zeer verschillende oplossingen, zullen ze toch alle drie in een ontwerp tot hun recht moeten komen. Zo zal een betrouwbare waterkering een groot gewicht moeten hebben, terwijl de transporteerbaarheid van de caisson gebaat is bij een gering gewicht, omdat daardoor de waterverplaatsing en de diepgang minder wordt. Een minimaal aantal constructiedelen in het doorstroomprofiel geeft een lage stromingsweerstand, terwijl toch enige constructieruimte nodig is om de caissons voldoende sterkte en stijfheid te geven.

Naast de drie genoemde eisen wordt het ontwerp van de doorlaatcaissons verder in grote mate bepaald door de bestemming, die de caissons na voltooiing van de afsluiting zullen krijgen, zie par. 2.7. Van de dertien geprojecteerde doorlaatcaissons zullen de 10 hoge caissons als kademuur gebruikt worden en de drie lage caissons als uitwaterings-sluis, zie fig. 2.7.3.

Ondanks het hoogteverschil tussen de beide soorten caissons, is naar eenvormigheid in de constructie gestreefd

In par. 6.2 zullen op grond van de ontwerpeisen en randvoorwaarden de afmetingen van de doorlaatcaissons worden vastgesteld. In par. 6.3 is een globale sterkteberekening opgenomen, die aantoonst, dat de constructie wat betreft buig- en wringstijfheid voldoet. In de laatste paragraaf van dit hoofdstuk zijn een aantal details van de caissons nader aangegeven.

6.2 VORMGEVING

Uit de inleiding van dit hoofdstuk blijkt, dat een doorlaatcaisson en zeker een doorlaatcaisson dat later als kademuur of uitwateringssluis dienst gaat doen, een schaaap met vijf poten is. Iedere gebruiksmogelijkheid legt aan de ontwerper eisen en beperkingen op. Voor de dertien doorlaatcaissons zijn de volgende ontwerpeisen geformuleerd:

1. De caisson moet in de periode dat het als doorlaatcaisson dienst doet, zo min mogelijk weerstand bieden aan de doortrekkende stroming.
2. Bij ieder gebruiksstadium dient de in- en uitwendige stabiliteit van de caisson gewaarborgd te zijn.
3. Zowel het plaatsen als het manoeuvreren van de caissons dient voldoende snel en nauwkeurig te kunnen plaatsvinden.
4. I.v.m. de permanente functie van de caissons, moet de constructie ervan bestand zijn tegen mechanische en chemische aantasting om voldoende duurzaamheid te garanderen.
5. De doorlaatcaisson dient met zo min mogelijk kosten geschikt gemaakt te kunnen worden voor kademuur en uitwateringssluis.
6. De kademuur dient geschikt te zijn voor het lossen van schepen tot 250.000 D.W.T.
7. Er dient zo min mogelijk verschil te bestaan tussen de constructie van de doorlaatcaissons die als kademuur worden gebruikt en de doorlaatcaissons, die tot uitwateringssluis worden verbouwd.

In de voorafgaande hoofdstukken zijn vooral de tweede, derde en zesde ontwerpeis van belang geweest. Op grond van deze eisen zijn de hoofdafmetingen bepaald en werden de haalbaarheidsberekeningen gemaakt, zie hoofdstuk 2 en 4. De eerste, vierde en zevende ontwerpeis hebben de constructie van de caisson bepaald.

Zo is uit de eis, dat de doortrekkende stroom geen hinder mag ondervinden en de wens om de caisson tot permanente uitwateringssluis te kunnen verbouwen als consequentie gevolgd, dat er geen tralieliggers of vakwerken in de doorstroomopening geplaatst zullen worden. Deze beslissing impliceert, dat er naar andere mogelijkheden moest worden gezocht om de wringende belastingen op te nemen en zo de wringstijfheid van de caissons te garanderen.

Ook het streven naar duurzaamheid is een belangrijk motief geweest voor het afwijzen van onbeschermden staalconstructies in de doorstroomopeningen.

De duurzaamheidseis is er tevens verantwoordelijk voor, dat er bij het afwegen van het te gebruiken constructiemateriaal uiteindelijk is gekozen voor beton in de ongescheurde fase. Omdat beton een zeer lage treksterkte bezit, komt alleen voorgespannen beton als constructiemateriaal in aanmerking.

De caissons toegepast in het Nederlandse deltagebied hebben vrijwel altijd hun wringstijfheid ontleend aan staalconstructies in de doorstroomopeningen, zie fig. 6.2.1 en lit. 1 hoofdstuk 7.

Omdat door de hiervoor beschreven ontwerpeisen de toepassing van stalen vakwerken niet in aanmerking komt, zijn in het ontwerp betonnen kokers opgenomen om de wringstijfheid te garanderen.

De berekening van de kokers is in par. 6.3 beschreven. In deze paragraaf worden de mogelijke plaatsen van de kokers afgewogen.

In lit. 8 zijn een groot aantal constructievormen van caissons zonder vakwerken of tralieliggers beschreven. De uiteindelijke indeling die men daarin maakt houdt verband met de plaats van de wringstijve kokers, zie fig. 6.2.2.

De indeling is als volgt:

1. "open bak" caisson
2. "halve bak" caisson
3. "venturi" caisson

Naast deze drie soorten caissons verdient ook de caisson met een vlakke bodem en een enkele stijfheidskoker bovenin enige aandacht, zie fig. 6.2.3. Dit caissonontwerp was het resultaat van voorstudies t.b.v. een stormstuwcaissondam in de Oosterschelde, uitgevoerd door DOSbouw, zie lit. 6 nr. 73.

"open bak" caisson

Deze caisson bestaat uit een laaggelegen koker met daarop vrijstaande wanden. De afsluitmiddelen zijn tussen de wanden geplaatst. Het voordeel van dit caissontype is, dat hoge golven over de afsluitmiddelen heen slaan, zonder dat ze de constructie belasten. De nadelen zijn, dat een aanzienlijk deel van het doorstroomprofiel door de laaggelegen koker wordt ingenomen en dat t.b.v. een rijweg over de caissonrij en de toekomstige kadefunctie een aparte hooggelegen constructie gebouwd moet worden.

"halve bak" caisson

De "halve bak" caisson bestaat uit een laag- en een hooggelegen kokerconstructie, die door wanden met elkaar zijn verbonden. De afsluitmiddelen bevinden zich tussen de boven- en de onderkoker. De wringstijfheid wordt nu door twee constructiedelen verzorgd. Het voordeel van deze oplossing is, dat de laaggelegen koker minder hoog hoeft te zijn en dus in verhouding tot de "open bak" caisson minder doorstroomprofiel wegneemt. Tevens kan de hooggelegen koker als rijweg worden benut en is het eenvoudig om de caisson als kade te gebruiken of te verbouwen tot uitwateringssluis. Verder kunnen de wanden tussen boven- en onderkoker in vergelijking met de vrijstaande wanden in de "open bak" dunner zijn, wat de grootte van het doorstroomprofiel ten goede komt. Het nadeel van hooggelegen kokers is, dat golfklappen tegen de onderkant van de hooggelegen koker ernstige gevolgen kunnen hebben.

"venturi" caisson

Dit is een gemodificeerde vorm van de "halve bak" caisson. Zowel de boven- als de onderkoker hebben een speciale vorm. Deze vorm maakt het mogelijk om de doorstroomopeningen kleiner te maken dan bij de andere caissons, zonder dat de afvoercapaciteit van de caissons afneemt. De nadelen zijn, dat de constructie ingewikkelder is en dat er zich problemen kunnen voordoen bij eventuele ijsafvoer.

"DOSbouw" caisson

Deze caisson ontleent zijn wringstijfheid aan een hooggelegen koker. De eenvoud van de constructie is een voordeel. De grote hoogte van de bovenkoker werkt in het nadeel van dit type. Het is moeilijk om gegevens over dit ontwerp los te krijgen, omdat het niet veel verder gekomen is dan de tekentafel van de aannemer van de Oosterschelde-werken.

Bij het afwegen van de constructietypen hebben de volgende overwegingen een rol gespeeld:

1. Voor de uitwateringssluis zijn centraal in de caisson gelegen afsluitmiddelen gewenst, zie par. 5.5 en fig. 5.5.9.
2. Door de geringe hoogte van de caisson boven de optredende waterstanden is er wel plaats voor een bovenkoker, maar die plaats is beperkt, zie fig. 2.7.3.
3. Voor de functie als kademuur en voor de vereiste rijweg is een hooggelegen constructie gewenst.
4. I.v.m. het drijvend transport verdient een caisson met een symmetrische doorsnede de voorkeur.

Op grond van de bovenstaande overwegingen is uiteindelijk een ontwerp voor de doorlaatcaisson tot stand gekomen, dat overeenkomt met het "halve bak" type, zie fig. 6.2.4 en 6.2.5. De afsluitmiddelen worden centraal geplaatst, tussen de beide bovenkokers. De afweging van het type afsluitmiddelen en hun dimensionering wordt behandeld in par. 7.3. Op het ontwerp van een aantal details wordt ingegaan in par. 6.4.

Naast de functionele aspecten van de caisson dient ook aan de ondersteuning van de caisson enige aandacht besteed te worden, omdat de wijze van ondersteunen beslissend is voor de maatgevende spanningen in de constructie.

Als men de caisson in de lengterichting als een ligger beschouwt, dan worden dwarskracht, buigend en wringend moment bepaald door de punten waar de caisson is opgelegd. Bij de constructie van de drempel is er naar gestreeft om de caisson geëvenmatig te ondersteunen, maar omdat een dergelijke ondersteuning statisch onbepaald is, heeft de nauwkeurigheid waarmee de drempel is afgewerkt grote invloed op de krachtsverdeling. Bij de Nederlandse afsluitingen bleek een nauwkeurigheid van 0,5 meter goed haalbaar. Deze nauwkeurigheid vertoont vanzelfsprekend een relatie met de grootte van de stortsteen uit de bovenste laag van de drempel. Ondanks een nauwkeurige afwerking, moet er op gerekend worden, dat de wijze van ondersteuning bij een vlakke caissonbodem vrijwel onvoorspelbaar is, zie fig 6.2.6 en lit. 6 nr. 34.

Om aan de bovenomschreven onzekerheid een eind te maken, heeft men bij het ontwerp van de doorlaatcaissons die in in het sluitgat de Kous zijn geplaatst, gekozen voor een zodanige bodemvorm, dat de ondersteuning zich op $1/4$ en op $3/4$ van de caissonlengte bevindt, zie fig. 6.2.7 en lit. 1 hoofdstuk 7. In het bedoelde caisson zijn de niet ondersteunde gedeelten van de caissonbodem voorzien van ribben om de onderloopsheid tegen te gaan.

Wat betreft buigend moment en dwarskracht ligt de maximale grootte nu vast. De grootte van het wringend moment is echter nog steeds onzeker, zie fig. 6.2.6.

Bij het ontwerp van de niet uitgevoerde caissonoplossing in de Oosterscheldemonding is voortgebouwd op het principe van de oplegvlakken. Het resultaat was een caisson met een vierkant grondvlak, voorzien van drie oplegvlakken. Op deze wijze is een eenduidige oplegging verkregen.

Ten behoeve van het ontwerp van de Asan Baai caissons is op de beschreven ervaringen teruggegrepen. Er is gekozen voor de tweevlaksoplegging uit fig. 6.2.8. Met deze oplegging is de onzekerheid over de grootte van de wringende momenten gedeeltelijk weggewerkt. Het nadeel van de tweevlaksoplegging is, dat de weerstand tegen kantelen afneemt. Uit berekeningen blijkt echter, dat in de fase dat de afsluitmiddelen nog open staan, de veiligheid tegen

kantelen groot genoeg is. Nadat de caisson met beton is ondervuld, neemt de weerstand tegen kantelen weer toe, zodat dan de maatgevende belasting goed weerstaan kan worden. Een tweede nadeel is, dat er in verhouding tot de caissons van het sluitgat de Kous, zie fig. 6.2.7, meer kans op scheefstand van de caissons bestaat. Het ondervullen met beton biedt ook hier uitkomst, zie lit. 7 1972 nr. 12 en lit. 6 nrs. 53, 73 en 83.

Hiermee is de vormgeving van de doorlaatcaisson beschreven en besproken. In de volgende paragraaf volgt de berekening die aantoonst, dat de beschreven afmetingen voldoen.

6.3 STERKTEBEREKENING

De caisson beschreven in par. 6.2 is veelvoudig statisch onbepaald, zowel in zichzelf als wat betreft de ondersteuning. Dit maakt de berekeningen moeilijk en tijdrovend. Door een aantal vereenvoudigingen echter geeft een eenvoudige berekening inzicht in de wijze waarop buigende en wringende belastingen worden opgenomen. Voor de caissons is bij de berekeningen uitgegaan van de betonkwaliteit B 37,5:

kar. kubusdruksterkte	: 37,5	N/mm ²
rekenwaarde druksterkte	: 30	N/mm ²
bij grote normaal-drukkracht	: 22,5	N/mm ²
kar. treksterkte	: 2,5	N/mm ²
rekenwaarde treksterkte (lange duur)	: 1,8	N/mm ²

De toegepaste staalsoort is: FeB 400 HW

vloegrens	: 400	N/mm ²
toelaatbare spanning	: 235	N/mm ²

Zoals in par. 6.2 al is aangegeven, is ervoor gekozen om de caisson zodanig te dimensioneren, dat de trekspanning in de beton niet boven de treksterkte uitkomt om scheurvorming te voorkomen.

buiging:

De massa van de hoge doorlaatcaisson, zie fig. 6.2.4 en 6.2.5 bedraagt ca. 32.000 ton, wat overeen komt met 39,5.10⁴ kg/m³.

Stel dat de caisson wordt ondersteund in het midden van de oplegvlakken, zie fig. 6.3.1. Deze figuur geeft tevens de momentenverdeling.

De vraag die nu naar voren komt is: Wat buigt er eigenlijk?

Fig. 6.3.2 en fig. 6.3.3 laten mogelijke vervormingen zien. In fig. 6.3.2 beschikken de kokers over een veel grotere buigstijfheid dan de wanden, terwijl fig. 6.3.3 de vervorming aangeeft als de wanden veel buigstijver zijn dan de kokers.

Omdat het traagheidsmoment van de kokers groter is dan dat van de wanden, zal de werkelijkheid meer op fig. 6.3.2 lijken dan op fig. 6.3.3.

Met een caissonlengte van 81 m. en een eigengewicht van $39,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$ is het maximale buigend moment $6,2 \cdot 10^8 \text{ Nm}$, zie fig 6.3.1. De bovenste kokers nemen hiervan 70% voor hun rekening en de onderste koker 30%. (Dit volgt uit het verschil in traagheidsmoment.) De hieruit volgende maximale trekspanning bedraagt lokaal ca. 4 N/mm^2 . Deze hoge trekspanning maakt de toepassing van voorgespannen beton noodzakelijk.

Wringing: Wringingspanningen ontstaan bij een specifieke ondersteuning van de caisson, zie fig. 6.2.6 en fig. 6.3.4. Uit fig. 6.3.4 blijkt, dat de vorm van de tussenwanden onveranderd blijft en dat het wringend moment wordt opgenomen door torsie in de drie kokers. De doorsnede van de kokers is getoond in fig. 6.3.5. De twee bovenkokers zijn identiek en hebben daarom dezelfde wringstijfheid:

$$I_w(A) = \frac{4 \cdot 8,8 \cdot 3,8}{2 \cdot (8,8 + 3,8) / 1,2} = 213,0 \text{ m}^4$$

$$I_w(B) = \frac{4 \cdot 24 \cdot 2,5}{2 \cdot (24 + 2,5) / 1} = 271,7 \text{ m}^4$$

(eerste formule van Bredt, zie lit. 25)

Omdat de vervorming van de kokers gelijk is geldt:

$$\vartheta = \frac{M_w \cdot L}{G \cdot I_w}$$

$$\vartheta = \frac{M_w(A) \cdot L}{G \cdot 213} = \frac{M_w(B) \cdot L}{G \cdot 271,7}$$

$$M_w(A) = 0,78 \cdot M_w(B) \quad (1)$$

$$2 \cdot M_w(A) + M_w(B) = P/2 \cdot 5 \quad (2)$$

Het tweede lid van deze vergelijking ontstaat door de helft van het maximale onderwatergewicht te vermenigvuldigen met de arm van de oplegkrachten, zie fig. 6.3.6.

Het maximale onderwatergewicht is geschat op:

$$P = 25,3 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Deze waarde komt tot stand door het gewicht van 32.000 tonf. te verminderen met de opwaartse kracht bij de laagst mogelijke zeestand.

Uit (1), (2) en (3) volgt:

$$M_w(A) = 1,93 \cdot 10^8 \text{ Nm}$$

$$M_w(B) = 2,47 \cdot 10^8 \text{ Nm}$$

Met de tweede formule van Bredt is de schuifspanning bepaald, zie lit. 25:

$$\tau(A) = \frac{1,93 \cdot 10^8}{2 \cdot 8,8 \cdot 3,8 \cdot 1,2} = 2,4 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\tau(B) = \frac{2,47 \cdot 10^8}{2 \cdot 24 \cdot 2,5 \cdot 1} = 2,06 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

Op grond van de plaatselijk optredende buigtrek en buigdrukspanningen van 4 N/mm^2 en de maximale schuifspanningen kan m.b.v de cirkel van Mohr een indruk worden gegeven van het benodigde voorspanniveau, zie lit. 18 deel B.

Voor de lange duur is de rekenwaarde van de treksterkte 1,8 N/mm². De beschreven belastingen zijn maar enkele dagen geldig, omdat korte tijd na het plaatsen van de caisson de ruimte onder de caisson wordt ondervuld met beton. Op grond hiervan is de toelaatbare treksterkte van de beton gesteld op 1,8/1,2 = 1,5 N/mm².

Stel dat er alleen buigtrek en buigdrukspanningen optreden en geen belasting door wringing. Een voorspanniveau van 2,5 N/mm² is dan voldoende om de maximale trekspanning in de beton beneden 1,5 N/mm² te houden, zie fig. 6.3.7 cirkel I.

Als alleen wordt rekening gehouden met de schuifspanning van 2,4 N/mm², dan dient het voorspanniveau te worden gelegd op minimaal 2,34 N/mm², om de trekspanning binnen de gestelde grens te houden, zie fig. 6.3.7 cirkel II.

$$1,5 = \frac{-2,34}{2} + \sqrt{\frac{2,34^2}{4} + 2,4^2}$$

Als de maximale buigtrekspanning gecombineerd wordt met de maximale schuifspanning t.g.v. wringing, dan is een voorspanniveau van 6,34 N/mm² noodzakelijk, zie fig. 6.3.8 cirkel I.

Omdat dit voorspanniveau wel erg hoog is, is besloten om dit tot 5 N/mm² terug te brengen. Lokaal zal dan met scheurvorming moeten worden rekening gehouden. Dit wordt geïllustreerd door cirkel II in fig. 6.3.8, die ontstaat bij een voorspanniveau van 5 N/mm², een buigtrekspanning van 4 N/mm² en een schuifspanning van 2,4 N/mm². De hoofdstrekspanning loopt op tot iets minder dan 2 N/mm².

6.4 DETAILOPLOSSINGEN

Na de algemene berekeningen uit de vorige paragrafen, behandelt deze paragraaf de volgende details van de hoge doorlaatcaisson, zie fig 6.4.1:

1. Oplegging railbaan
2. Detail vormgeving onderkoker
3. Aansluiting van twee caissons
4. Schuifspanning in de wanden
5. Afdichting van het gat tussen de bovenkokers.

Om de hoge doorlaatcaisson geschikt te maken voor gebruik als kademuur, is op 5 meter van de rand van de caisson een betonnen funderingssloof voor de portaalkranen aangebracht, zie fig. 6.4.2.

Het is een veilige schematisatie als de belasting door een poot van de portaalkraan wordt opgevat als een puntlast van 750.10 N op een balk van 10 meter lengte, met een doorsnede van 1,5 x 1,9 m, zie fig. 6.2.5.

Maximaal moment:

$$0,5 \cdot 750 \cdot 10^4 \cdot 0,5 \cdot 10^7 = 1,875 \cdot 10^7 \text{ Nm.}$$

Met de G.T.B. 1974 is aangetoond, dat deze belasting door een balk van gewapend beton met de genoemde afmetingen kan worden opgenomen.

In fig. 6.4.3 is de vormgeving van de onderkoker aangegeven. De afgeschuinde vorm verbetert de in- en uitstroming en verhoogt daardoor de afvoercoëfficiënt. De Iw wordt door de afschuining nauwelijks beïnvloed.

Om de grootte van het drempelmateriaal aan te geven, zijn een aantal stenen op schaal ingetekend. De grindzak aan de voet van de caisson is aangebracht om het ondervullen van de caisson volledig te kunnen uitvoeren.

De aansluiting tussen twee caissons verdient de aandacht omdat de caissons ook na voltooiing van de afsluiting in het zicht blijven. De aansluiting moet eenvoudig zijn en robuust, zodat tijdens het afzinken van de caisson geen problemen kunnen optreden. De gekozen constructie is getoond in fig. 6.4.4. Na het plaatsen van de caissons wordt de ruimte tussen de caissons met grind gevuld.

Zoals blijkt uit par. 7.3.1, is gekozen voor schuiven om de doorstroomopeningen in de caissons af te sluiten. Deze schuiven zijn niet voorzien van loopwielen o.i.d. maar steunen d.m.v. glijdopleggingen af op de schuifspinningen. De doorsnede van de tussenwand van de doorlaatcaisson is getoond in fig. 6.4.5.

Nadat de afsluiting is voltooid en de schuiven uit de doorlaatcaissons zijn verwijderd, wordt de opening tussen de beide bovenkokers gesloten d.m.v. betonnen platen, zie fig. 6.4.6.

De rij doorlaatcaissons wordt op deze wijze geschikt gemaakt om als kade te dienen, zie fig. 4.3.5. Er is plaats voor een transportband en een eventuele weg onder de portaalkranen door.

hoofdstuk VII

ONTWERP UITWATERINGSSLUIS

7.1 INLEIDING

Een van de doelstellingen van dit rapport is het ontwerpen van een doorlaatcaisson, dat na gebruik tijdens de afsluiting van de Asan Baai een permanente functie als kademuur of als uitwateringssluiskrijgt, zonder dat er veel verschillen tussen de caissons bestaan of ingrijpende verbouwingen nodig zijn. Dit is gelukt, omdat ondanks het verschil in hoogte wat er tussen de kadecaissons en de uitwateringssluiscaissons moest worden aangebracht, zie par. 2.7, de constructie van de beide caissonsoorten overeenkomt. De overeenkomst blijkt, als de doorsnede van de uitwateringssluiskrijgt uit fig. 7.1.1 wordt vergeleken met de doorsnede van de kadecaissons uit fig. 6.2.4. Afgezien van de gearceerde dorpel en het hoogteverschil van 3 meter zijn de beide figuren gelijk, zodat de sterkteberekening uit par. 6.3 ook voor de uitwateringssluiskrijgt van toepassing is. Par. 5.5 toont, dat de in fig. 7.1.1 aangegeven dorpel nodig is om de maximale stroomsnelheid in de uitwateringssluiskrijgt beperkt te houden en om aantasting van de stortstenen drempel te voorkomen. Tevens is het gewicht van de dorpel een welkome aanvulling op het gewicht van de caisson, dit i.v.m. de maatgevende horizontale belasting, zie par. 4.1.2. De dorpel wordt pas aangebracht nadat de afsluiting voltooid is. In de periode dat de drie hoge caissons als doorlaatcaissons dienst doen, is de dorpel dus nog niet aanwezig.

De netto breedte van de uitwateringssluiskrijgt bedraagt 153 meter. Bij een dagmaat voor de openingen in de caissons van 8,5 meter zijn er dus 18 openingen nodig, zie par. 7.2.

In par. 7.2 wordt nader ingegaan op de vormgeving van de uitwateringssluiskrijgt. Hierbij is voortgebouwd op de beschouwingen uit par. 5.5. Par. 7.3 behandelt het ontwerp en de vormgeving van de afsluitmiddelen.

7.2 VORMGEVING

In de capaciteitsberekeningen voor de uitwateringssluis zijn de maten van het netto doorstroomprofiel vastgesteld, zie hoofdstuk 5. Bij deze berekeningen hebben de constructieve mogelijkheden en moeilijkheden steeds een grote invloed gehad. Het is daarom niet verwonderlijk, dat in deze paragraaf blijkt, dat het benodigde doorstroomprofiel precies in de drie beschikbare caissons past.

Naast de eisen die de flood control aan de uitwateringssluis stelt, voorziet het masterplan voor het gebied rond de Asan Baai in een vierbaans rijweg over de afsluiting en dus ook over de uitwateringssluis.

Inclusief berm is voor deze rijweg een breedte van 20 meter nodig. De uitwateringssluiscaisson is 25 meter breed, maar fig. 7.2.1 toont, dat er maar 8 meter beschikbaar is op de aan de baaizijde gelegen bovenkoker

Om toch de vereiste rijweg tot stand te brengen bestaan de volgende mogelijkheden:

1. Scheiding uitwateringssluis en rijweg.
De consequentie van deze scheiding is, dat er voor de rijweg een aparte brug of tunnel gebouwd moet worden.
2. Genoegen nemen met een smallere rijweg.
3. Rijweg boven de uitwateringssluis.
Hierbij wordt gedacht aan een brug boven de uitwateringssluis met pijlers op de drie caissons.
4. Zorgen dat er op de caissons meer ruimte beschikbaar komt d.m.v. een uitbouw.

Uiteindelijk is gekozen voor de vierde mogelijkheid.

Fig. 7.2.1 geeft aan, dat er binnen het gekozen alternatief nog verschillende uitvoeringsmogelijkheden bestaan. De oplossing die voorziet in het aanbrengen van een geprefabriceerde koker wordt hier verder uitgewerkt omdat dit alternatief op het eerste gezicht het goedkoopst en het best uitvoerbaar lijkt.

De koker kan in gedeelten, met behulp van een ponton aangevoerd worden. Na plaatsing steunt de onderrand op de iets naar buiten stekende tussenwanden van de caisson en wordt de bovenkant d.m.v. voorspankabels tegen de bovenkoker van de caisson getrokken.

Het gewicht van de koker is:

$$\text{ca. } (12 + 12 + 5 + 2) \cdot 0,6 \cdot 2300 =$$

$$4,278 \cdot 10^5 \text{ N/m}^3$$

Stel dat de koker wordt opgebouwd uit moten van 20 meter.
 Het gewicht van een moot bedraagt dan:

$$\text{ca. } 8,6 \cdot 10^6 \text{ N (860 tonf.)}$$

De verkeersbelasting behoort tot belastingsklasse 60 (VOSB 1963). De totaal in rekening te brengen belasting bedraagt dan:

$$\begin{array}{ll} 4000 \text{ N/m} & \text{verdeelde belasting} \\ 2 \cdot 600 \text{ KN} & \text{extra lasten per moot} \end{array}$$

Bij elkaar geeft dit $2,16 \cdot 10^6$ N per moot.

Het momentenevenwicht rond het oplegpunt van de koker levert de minimaal benodigde kracht in de voorspankabels van :

$$6 \cdot (8,6 + 2,16) \cdot 10^6 = 5 \cdot P$$

$$P = 1,3 \cdot 10^7 \text{ N (1300 tonf.)}$$

25 BBRV kabels met een trekkracht van 68 tonf. elk zijn per moot voldoende.

Inclusief de verkeersbelasting bedraagt de extra belasting door de aanbouw op de caisson ca. 3,5% van het caissongewicht. De bijdrage, die deze belasting levert aan het momentenevenwicht dat de veiligheid tegen kantelen bepaalt, is gering, zodat niet voor stabiliteitsverlies gevreesd hoeft te worden, zie par. 4.2.2.

De bovenkant van de uitwateringssluis ligt op +12,0 m. Om overslag van golven te voorkomen worden de drie caissons van een borstwering van twee meter hoog voorzien, zie fig. 7.2.3.

De figuren 7.2.2 t.m. 7.2.5 geven een indruk van de wijze waarop er met behulp van drie doorlaatcaissons een uitwateringssluis is opgebouwd. Bij de middelste caisson is in alle acht openingen een dorpel aangebracht, maar bij de andere caissons zijn drie openingen in het talud opgenomen zodat er vijf openingen in deze caissons overblijven, zie fig. 7.2.5.

7.3 AFSLUITMIDDELEN

De voorgaande hoofdstukken handelen vrijwel uitsluitend over de functie en de vormgeving van het betonwerk van de caissons. Deze paragraaf richt zich op de keus van het soort afsluitmiddel in deze caissons en op het ontwerp daarvan. Hieraan voorafgaand wordt eerst de belasting bepaald waaraan de afsluitmiddelen bloot staan.

In par. 3.1 is reeds aangetoond, dat de maatgevende golven voor de caissons niet zullen breken omdat de waterdiepte in verhouding tot de hoogte van de optredende golven te groot is. Toch zal lokaal gerekend moeten worden op golfkammen waarin een hoeveelheid water met de golfsnelheid wordt meegevoerd, wat kan resulteren in golfklappen op de afsluitmiddelen.

Het is vrijwel onmogelijk om een juiste waarde voor de hieruit voortkomende belasting te berekenen. Voor een redelijke schatting van de belasting door golfklappen is teruggegrepen op lit. 13 deel III waarin twee benaderingen beschreven staan.

Van deze twee geeft de waterslagbenadering een te hoge belasting en de continue waterstroombenadering een te lage waarde voor de dynamische belasting.

Onderzoekingen hebben aangetoond, dat tien maal de waarde van de laatstgenoemde benadering een redelijke schatting voor een equivalente statische belasting oplevert, zie lit. 13 deel III blz. 95.

$$p = 10 \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v^2$$

$\rho =$ dichtheid van het water (1030 kg/m³)

$v =$ watersnelheid

Uit een golflengte van 39 meter en een periode van 5 sec, zie par. 3.1 volgt een snelheid van 7,8 m/sec.

$$p = 10 \cdot 0,5 \cdot 1030 \cdot 7,8^2$$
$$= 3,1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2 \quad (\text{ca. } 31 \text{ tonf/m}^2)$$

De hydrostatische belasting bedraagt ten hoogste:

$$8,5 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

Deze belasting treedt nooit gelijktijdig met de golfklap op. Voor de berekening van het afsluitmiddel is dan ook de belasting van $3,1 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$ als maatgevend aangenomen.

7.3.1 Ontwerpeisen

In lit. 1 is aangenomen, dat de ontwerpeisen voor de uitwateringssluis erop neer komen, dat er in beide richtingen water door de uitwateringssluis moet kunnen stromen. Deze eis is vanzelfsprekend ook in de ontwerpeisen voor de afsluitmiddelen terug te vinden. Verder richten de ontwerpeisen voor de afsluitmiddelen zich op vloeistofmechanische en uitvoeringstechnische aspecten van de afsluitmiddelen.

De ontwerpeisen zijn:

1. Peilbeheersing.
De afsluitmiddelen vormen a.h.w. het instrument om het peil in het havenbekken in stand te houden. Enerzijds is hiervoor een fijnregeling noodzakelijk. Anderzijds dient er op het moment dat dat nodig is een groot doorstroomprofiel beschikbaar te zijn om de grote afvoer bij zware regenval te kunnen verwerken.
De peilbeheersingseis houdt tevens in, dat het afsluitmiddel moet toelaten, dat er in droge tijden water vanuit zee naar het havenbekken stroomt om lek- en schutverliezen goed te maken.
2. Regulering van het zoutgehalte in het havenbekken.
Ook deze ontwerpeis komt neer op transport van water in twee richtingen; lozen van brak water naar zee en inlaten van zout zeewater.
3. Tweezijdig kerend.
Uit fig. 5.2.6 blijkt, dat het zeeniveau afwisselend hoger en lager ligt dan het havenniveau. Deze omstandigheid stelt extra eisen aan de constructie van het afsluitmiddel.
4. Veiligheid.
I.v.m. de diepgang van de schepen in het havenbekken dient men het havenniveau te minste op +6,70 m. te houden.
Het gevaar bestaat, dat bij bezwijken of weigeren van een afsluitmiddel het havenniveau te laag komt te liggen. Om dit te ondervangen is het gebruikelijk om twee achter elkaar liggende, onafhankelijk van elkaar werkende afsluitmiddelen aan te brengen.
5. Er is voor de afsluitmiddelen maar een beperkte ruimte beschikbaar, in het midden van de caissons, tussen de beide hooggelegen kokers, zie par. 5.5.
6. De afsluitmiddelen moeten te allen tijde geopend of gesloten kunnen worden, dus ook als er een verval over de uitwateringssluis aanwezig is.

7. Trillingsgevoeligheid.
Bij het afsluiten van de doorstroomopeningen tijdens stroming, bestaat het gevaar dat het afsluitmiddel onder invloed van het langsstromende water gaat trillen. Door een aangepaste vormgeving kan dit echter worden vermeden.
8. Golfklappen.
De vormgeving van het afsluitmiddel dient zodanig te zijn, dat de grootte van de belasting door golfklappen beperkt blijft.
9. Eenvoud.
Deze eis is op zich zelf niet noodzakelijk, maar wel bevordelijk voor een goede en betrouwbare werking van het afsluitmiddel.
10. Uitwisselbaarheid.
Het is voor de bedrijfsvoering wenselijk dat beschadigde afsluitmiddelen snel vervangen kunnen worden.
Verder dient een aantal van de afsluitmiddelen uit de doorlaatcaisson na het tot stand komen van de afsluiting gebruikt te kunnen worden als afsluitmiddel in de uitwateringssluis.

Het afwegen van de voor- en nadelen van een groot aantal mogelijke afsluitmiddelen voor spui-, schut- en uitwateringssluizen komt in de literatuur vrij vaak voor, zie lit. 27 en 28. Een dergelijke afweging is wel uitgevoerd, maar de beschrijving ervan zal hier achterwege gelaten worden.

Uiteindelijk is gekozen voor schuiven in verticale sponningen. Terwille van de eenvoud, de duurzaamheid en het tegengaan van trillingen is gekozen voor glijdopleggingen. In de uitwateringssluis worden vier van dergelijke schuiven aangebracht. Twee aan twee vormen ze een kering die onafhankelijk van de andere kering het havenbekken van de zee kan afsluiten, zie fig. 7.3.1.1.

Om de uitwisselbaarheid van de afsluitmiddelen te bevorderen zijn de vier schuiven aan elkaar gelijk.

In fig. 7.3.1.1 zijn de schuiven genummerd. De schuiven 1 en 2 vormen samen een afdoende kering als ze na elkaar door dezelfde hijsinstallatie in dezelfde sponningen worden neergelaten. De bovenkant van schuif 1 ligt dan op ca. +10 meter, wat voldoende is om ook de hoogste zeestand te keren. De schuiven 3 en 4 beschikken ieder over een eigen hijsinstallatie en eigen sponningen vlak naast elkaar. Deze opstelling is gekozen om nauwkeurige peilbeheersing mogelijk te maken. Door de schuiven 3 en 4 langs elkaar te bewegen kan namelijk iedere gewenste volkomen overlaat

worden ingesteld. Door de uitstekende regelmogelijkheden van de schuiven 3 en 4, zullen deze schuiven vrijwel altijd gebruikt worden. De schuiven 1 en 2 worden beschouwd als noodkering.

7.3.2 Dimensionering

De belasting op de in par. 7.3.1 gekozen schuiven wordt via de sponningen opgenomen. Hiervoor zijn horizontale buigstijve regels noodzakelijk, vandaar dat een deur van een dergelijk type een regeldeur wordt genoemd. De dagmaat van de doorstroomopeningen bedraagt 8,5 meter. De regels van de schuif hebben bij een oplegglengte van 25 cm. een lengte van 9,0 meter, zie fig. 7.3.2.1. De theoretische oplegglengte bedraagt nu:

$$8,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,3 = 8,8 \text{ m.}$$

de regels liggen 1 meter uit elkaar.
Daarom bedraagt de belasting per regel:

$$3,1 \cdot 10^5 \text{ N/m} \quad (\text{zie berekening maatgevende belasting})$$

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 3,1 \cdot 10^5 \cdot 8,8^2 = 3 \cdot 10^6 \text{ Nm.}$$

Toegepaste staalsoort : Fe 510
vloeigrens : 360 N/mm²
toelaatbare spanning : 360/1,7 = 211 N/mm²

Vereist weerstandsmoment:

$$211 \cdot 10^6 = \frac{3 \cdot 10^6}{W}$$

$$W = 0,0142 \text{ m}^3$$

$$= 14200 \text{ cm}^3$$

De beschikbare gewalste profielen zijn niet zwaar genoeg, zodat er een profiel moet worden samengesteld. Het profiel uit fig. 7.3.2.2 voldoet aan de sterkte-eisen.

$$I = 2 \cdot 35 \cdot 400 \cdot 433^2 + 1/12 \cdot 25 \cdot 830^3 = 6,44 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W = 1,43 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 0,0143 \text{ m}^3$$

Door de flens van het I-profiel te verbreden tot 1,0 meter en de flensdikte iets te verkleinen wordt een redelijke schatting voor de hoofdafmetingen van de schuif verkregen, zie fig. 7.3.2.3.

In het kader van dit rapport is afgezien van nadere plooi- en knikberekeningen om de eerste schatting te controleren en te optimaliseren. Een dergelijke uitgebreide staalberekening van een regeldeur is te vinden in lit. 26.

De verdere detaillering van de schuif wordt vooral bepaald door de zevende en de achtste ontwerpeis uit par. 7.3.1.

Zo zijn de golfklappen enigszins tegen te gaan door gaten in de lijven van de regels aan te brengen, zie fig. 7.3.2.9.

Voor het tegengaan van trillingen, die door het langsstromende water worden veroorzaakt, zijn de volgende aanwijzingen uit lit. 29 en 30 gevolgd:

1. De vormgeving zodanig maken, dat geen terugkopelende (zichzelf versterkende) instabiele trillingen ontstaan (self excitation)
2. Zorgen dat de stroming goed gedefinieerd is en er b.v. geen instabiele loslaatverschijnselen ontstaan (voorbeeld: stroming langs gekromd oppervlak)
 hierbij kan een klein effect zoals turbulentie in het aanstromende water of een kleine trilling het loslaatpunt sterk doen verschuiven waardoor een andere krachtwerking ontstaat. Dit laatste kan tot vrij sterke, zichzelf instandhoudende trillingen aanleiding geven (self-controlled vibrations).

In fig. 7.3.2.4 is de stroming onder een zich sluitende schuif getekend. De vormgeving is vergelijkbaar met fig. 7.3.2.3. In lit. 30 is deze situatie beschreven als trillingsgevoelig.

Terwille van een betere vormgeving van de onderkant van de schuif is de regelafstand teruggebracht van 1000 mm. in fig. 7.3.2.3 tot 900 mm. Fig. 7.3.2.5 toont nu de nieuwe vormgeving, waarin de onderste regel van de schuif 250 mm.

hoger ligt dan in fig. 7.3.2.3. Op deze wijze kunnen trillingen veroorzaakt door zowel in- als uitstromend water worden voorkomen.

De gekozen vormgeving is ook gunstig voor de geleiding van het overstortende water bij schuif 3, zie fig. 7.3.1.1.

Fig. 7.3.2.6 geeft aan op welke wijze de regeldeuren in de uitwateringssluis worden geplaatst.

De figuren 7.3.2.7 en 7.3.2.8 laten de wijze zien waarop de afdichting verzorgd is.

Fig. 7.3.2.9 geeft een indruk van de plaatsing van de glijdopleggingen en van de plaats waar de gaten in de lijven van de regels aangebracht kunnen worden.

De figuren 7.3.2.10 en 7.3.2.11 tonen het ontwerp van de drie spanningen die per doorstroombopening aangebracht moeten worden.

De hiervoor besproken figuren geven alleen een eerste indruk van de benodigde schuiven. Nadere berekeningen zijn nodig om te bepalen of b.v. verstijvingsribben noodzakelijk zijn. Deze berekeningen zullen hier wegens tijdgebrek achterwege blijven.

Tot slot is het goed om op te merken, dat de schuiven hoewel in de eerste plaats voor de uitwateringssluis ontworpen, in de uitvoeringsfase volledig geschikt zijn om in een van de tien andere doorlaatcaissons als tijdelijk afsluitmiddel te dienen.

hoofdstuk VIII

UITVOERINGSASPECTEN

8.1 DREMPELONTWERP

In par. 3.3 en 6.2 is aangetoond, dat de drempel waarop de caissons geplaatst worden een wezenlijk onderdeel van de constructie uitmaakt.

In Nederland is de taak van de drempelconstructie tweeledig. Ten eerste moet de drempel een vlak fundament voor de caissons vormen, om zo een gelijkmatige ondersteuning te verkrijgen. De tweede maar niet minder belangrijke taak van de drempel is het vasthouden van de bodemdeeltjes onder de drempel.

Om deze twee taken goed te kunnen vervullen dient men bij de uitvoering erg veel zorg aan de opbouw van de drempel te besteden.

Omdat de bodem van de ingang van de Asan Baai uit rots bestaat, vervalt de tweede taak van de drempel. De zeer zorgvuldige filteropbouw kan dus achterwege blijven. De vlakheidseis blijft echter gehandhaafd en hierbij ook de steenklasse waaruit de bovenste laag van de drempel dient te worden opgebouwd. Deze laag bevat stenen van 60 to 300 kg., zie fig. 6.4.3. In de literatuur over caissons komt deze steengrootte steeds weer naar voren als het beste compromis tussen de eis dat de drempel zo vlak mogelijk is en de eis dat de stenen waaruit de drempel is opgebouwd in stroming zo stabiel mogelijk zijn, zie lit. 6 en 8.

De drempel van de kademuur-doorlaatcaisson ligt op ca. -14,5 meter en heeft een kruinsbreedte van 35 meter. De helling van het talud bedraagt ongeveer 1:2, zie fig 8.1.1.

De drempel van de uitwateringssluis-doorlaatcaisson ligt op ca. -10,5 meter. Omdat de bodem van de baaiingang op de voorgenomen plaats voor deze caissons niet altijd diep genoeg ligt, zal men de aanwezige rots voorzover nodig moeten verwijderen. Daarna kan de stortstenen drempel worden aangebracht, zie fig. 8.1.2.

8.2 DRIJVEND TRANSPORT

Nadat de dertien caissons gebouwd zijn, worden ze drijvend naar de baaiingang getransporteerd.

Het is gebruikelijk om doorlaatcaissons drijfvermogen te geven door de doorstroomopeningen tijdelijk af te sluiten en vervolgens het water uit de caisson te pompen.

In deze paragraaf is allereerst nagegaan of een dergelijk leeggepompt caisson wel voldoende drijfvermogen heeft en of hij stabiel is.

Omdat de doorsnede van de doorlaatcaisson symmetrisch is gehouden, ligt het zwaartepunt van de caisson op de symmetrieas A-A, zie fig. 8.2.1. De totale massa van de caisson blijkt bij nadere calculatie ca. 35.000 ton te bedragen (s.m. van beton = 2300 kg/m^3).

Het zwaartepunt van de caisson blijkt op ca. 12,70 m. boven de onderkant van de caisson te liggen, zie fig. 8.2.1.

Stel dat de zijkanten van de caisson kunnen worden afgesloten door schotten o.i.d. De diepgang van de leeggepompte caisson bedraagt nu: $35000 / (80 \cdot 25) = 17,5$ meter. De ligging van zwaartepunt (Z) en drukkingspunt (D) blijkt uit fig. 8.2.2.

Als de positie van de caisson zich wijzigt, dan verschuift ook het drukkingspunt. Omdat de ligging van dit punt niet eenvoudig te berekenen is, wordt met andere punten gewerkt om de stabiliteit te quantificeren. Deze punten heten metacentra, zie lit. 31.

Het aanvangsmetacentrum M is het snijpunt van de werklijn van de opwaartse kracht in de rechte stand met die voor de gehelde stand bij een kleine hellingshoek.

$$MD = \frac{\text{dwarstraagheidsmoment van de waterlijn}}{\text{onderwatervolume}}$$

$$MD = \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 25^3 / (80 \cdot 25 \cdot 17,50) \\ = 2,98 \text{ m.} \quad (\text{zie fig. 8.2.3})$$

De ligging van punt M is nu:

¹Eerdere schattingen komen uit op 32.000 ton. De berekeningen in de voorgaande hoofdstukken zouden door het extra gewicht nog iets gunstiger uitkomen.

$$8,75 + 2,98 = 11,73 \text{ m. boven de onderkant van de caisson.}$$

Dit betekent, dat het punt M tussen de punten Z en D in ligt, wat een instabiele situatie oplevert, zie fig. 8.2.3. Pas als M boven Z komt te liggen ontstaat een stabiele situatie.

Uit het voorgaande wordt duidelijk, dat de in het verleden toegepaste handelwijze hier niet voldoet. De oplossing die voor dit probleem is gevonden vindt zijn oorsprong in het 16e eeuwse scheepskameel, dat werd gebruikt om schepen over Pampus heen te zetten, zie fig. 8.2.4. Het principe uit fig. 8.2.4 is in fig. 8.2.5 toegepast om enerzijds de diepgang van de caisson te verkleinen en anderzijds het dwarstraagheidsmoment van de waterlijn te vergroten. Een bijkomend maar belangrijk voordeel van het toepassen van twee drijflichamen is, dat deze drijflichamen ook als tijdelijke afsluiting van de doorstroomopeningen dienst kunnen doen, wat drijfschotten overbodig maakt.

In fig. 8.2.5 is uitgegaan van een breedte van de drijflichamen van 3,5 meter.

$$\text{diepgang} : 35000 / (80 \cdot 32) = 13,67 \text{ m.}$$

zwaartepunt : vrijwel onveranderd
(massa van het drijflichaam is verwaarloosbaar t.o.v. de caissonmassa)

$$\text{drukkingspunt} : 13,67 / 2 = 6,84 \text{ m.}$$

$$MD = 1/12 \cdot 80 \cdot 32^3 / (80 \cdot 32 \cdot 13,67) = 6,24 \text{ m.}$$

metacentrische hoogte:
 $6,84 + 6,24 - 12,70 = 0,38 \text{ m.}$

In principe is deze situatie stabiel. Berekeningen tonen aan dat ook tijdens het afzinken het geheel stabiel blijft.

Fig. 8.2.6 geeft een eerste ontwerp voor een drijflichaam/afsluitpontoon. De pontoon is ca. 80 meter lang en ca. 18 meter breed. Het is in staat om in een keer de acht doorstroomopeningen van een caisson af te sluiten. Ter hoogte van iedere tussenwand van de caisson bezit de pontoon schotten die in de eerste plaats een constructieve functie hebben, maar er daarnaast ook voor zorgen dat ieder compartiment waterdicht van de andere holten van de pontoon is afgescheiden. Dit laatste om de pontoon te allen tijde te kunnen trimmen.

De sterkteberekening is uitgevoerd op grond van de hydrostatische belasting op 15 meter diepte. De constructie van de minder diep stekende delen van de ponton wordt veel minder belast en kan daarom lichter zijn. een en ander is terug te vinden in de figuren 8.2.6 en 8.2.7.

Fig. 8.2.8 - 8.2.11 geeft de constructie aan waarmee de drijflichamen worden "vastgehaakt". T.p.v. iedere kopwand en tussenwand wordt een dergelijke constructie aangebracht. Ieder drijflichaam is dus voorzien van negen nokken, die ieder belast zullen worden tot een niveau van ca. 600 tonf. De negen nokken zijn drie meter vanaf de onderkant van het drijflichaam aangebracht, zie fig. 8.2.6.

Twee meter vanaf de bovenkant worden negen stalen steunpunten aangebracht. De noodzaak van deze bovensteunpunten blijkt uit het momentenevenwicht van het drijflichaam.

De waterdichtheid van de verbinding tussen het drijflichaam en de caisson wordt verzorgd door gina-profielen, die op de zijkant van het drijflichaam zijn bevestigd, zie fig. 8.2.11.

Over het slepen van de caissons zijn in de literatuur een aantal artikelen beschikbaar, zie b.v. lit. 6 nr. 49 en lit. 32 blz. 112. Deze artikelen zijn echter uitsluitend beschouwend en geven geen goed aanknopingspunt voor een goed sleepplan. Om deze reden zal hierop niet verder worden ingegaan.

In par. 5.5 en in hoofdstuk 7 is de dorpel beschreven die na het tot stand komen van de afsluiting in een drietal caissons dient te worden aangebracht om deze caissons als uitwateringssluis geschikt te maken.

Om deze dorpel te kunnen aanbrengen, zullen de doorstroomopeningen moeten worden afgesloten en leeggepompt. De drijflichamen kunnen hierbij uitstekend als afsluitmiddel fungeren. Er zal natuurlijk wel voor gewaakt moeten worden, dat niet meerdere doorstroomopeningen in een caisson tegelijkertijd worden drooggezet, omdat dan teveel opwaartse kracht ontstaat, wat de stabiliteit van de constructie in gevaar kan brengen.

8.3 BOUWPUTONTWERP

Bij het nadenken over de bouw van zeer grote geprefabriceerde bouwelementen is het onvermijdelijk dat ook de bouwplaats van die elementen bij de beschouwingen betrokken wordt. De ligging ervan is belangrijk omdat het manipuleren met de caissons door de enorme massa veel beperkingen kent.

In Nederland zijn de grote doorlaatcaissons t.b.v. het Deltaplan zonder uitzondering in z.g. bouwolders gebouwd, zie fig. 8.3.1. In deze bouwolders ligt het bodemniveau zodanig, dat na het doorsteken van de ringdijk er zoveel water in de polder stroomt, dat ondanks hun grote diepgang de gebouwde caissons drijvend gemaakt kunnen worden.

Zowel in Nederland als daarbuiten zijn caissons gebouwd t.b.v. kademuurconstructies. Al in 1905 bijvoorbeeld werd in Talcahuano in Chili door de Hollandsche Maatschappij tot het maken van werken in Gewapend Beton een zeer ingenieus caisson geconstrueerd naar het ontwerp van prof.ir. J. Kraus. De caissons werden liggend op hun voorzijde boven een dubbele kraanbaan gebouwd, ondersteund door vier vaste steunpunten en steigerwerk. Na voltooiing van de caissons werden lorries onder de caissons gereden. Middels een helling zijn de caissons te water gelaten en de lorries teruggehaald, zie fig. 8.3.2 (lit. 33)

Voor en ook na de tweede wereldoorlog zijn in Rotterdam op grote schaal kadecaissons gebouwd volgens een gepatenteerd fabricageproces, dat gebruik maakte van een droogdok voor de eerste bouwfase om daarna de caisson drijvend af te maken, zie fig. 8.3.3.

Ook bij de aanleg van nieuwe havenprojecten in het Midden-Oosten zijn kadecaissons toegepast. De vereiste bouwsnelheid en de enorme projectomvang hebben geleid tot nieuwe bouwmethoden.

Zo werd voor de uitbreiding van de haven van Dammam in Saoedi-Arabië gekozen voor het toepassen van de "Synchrolift". De hoge investering in zo'n mammoetlift, waarin de caissons te water zijn gelaten, wordt als gevolg van de projectomvang ruimschoots gecompenseerd door het gemak van een nog meer fabrieksmatige lopende bandproductie die men daarmee mogelijk maakt.

Voor de bouw van de 13 caissons t.b.v. de afsluiting van de Asan Baai is gekozen voor de bouwputmethode.

De reden hiervoor is, dat het weinig zin heeft om grote investeringen te doen in een caissonbouwinstallatie voor maar 13 caissons. Hierbij komt, dat de investeringen voor een bouwpudder beperkt kunnen blijven omdat de bouwplaats in het kader van het hele project haast vanzelf ontstaat.

Fig. 8.3.4 toont het geprojecteerde industrieterrein. Dit terrein ontstaat door de heuvels aan de oever van de Asan Baai af te graven en met het vrijgekomen materiaal terrein in de Asan Baai aan te winnen, zie fig. 8.3.5.

Fig. 8.3.6 en 8.3.7 laten zien hoe binnen dit aangewonnen gebied een tijdelijke bouwpudder kan worden aangelegd.

Appendix A

Globale berekening van de eigentrillingstijd van een caisson

Neem voor de caisson de volgende maten en gewichten aan:

afmetingen: 80 x 25 x 23 m³
 massa : 32.000 ton
 komt overeen met 32/8 · 10⁵ kg/m³

zie fig. A1

Stel dat de drempel elastisch is en dat de statische inzakking 5 cm. bedraagt.

$$\begin{aligned} \longrightarrow k \cdot \delta &= F \\ k \cdot 0,05 &= 4 \cdot 10^5 \cdot 10 & k &= 8 \cdot 10^7 \text{ N/(m} \cdot \text{m}^2) \end{aligned}$$

De trillingsfrequentie voor verticale beweging is nu:

$$\begin{aligned} f &= \frac{\omega}{2 \cdot \pi} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot 10^7}{4 \cdot 10^5}} \\ &= 2,25 \text{ Hz.} \end{aligned}$$

Deze trilling zal ten gevolge van horizontale belastingen niet optreden. Onder invloed van horizontale krachten zal de caisson gaan "schommelen" om punt P, zie fig. A2.

Massatraagheidsmoment om P per m³:

$$J = \int r^2 \, dm$$

$$\begin{aligned}
 J &= \int_{-1/2 \cdot a}^{+1/2 \cdot a} y^2 \cdot m/a \, dy + \int_{-b}^0 x^2 \cdot m/b \, dx \\
 &= m/a \cdot 1/3 \cdot y^3 \Big|_{-1/2 \cdot a}^{+1/2 \cdot a} + m/b \cdot 1/3 \cdot x^3 \Big|_{-b}^0 \\
 &= 1/12 \cdot m \cdot a^2 + 1/3 \cdot m \cdot b^2
 \end{aligned}$$

Waarden uit fig. A1 ingevuld geeft:

$$J = 1/12 \cdot 4 \cdot 10^5 \cdot 25^2 + 1/3 \cdot 4 \cdot 10^5 \cdot 23^2 = 9,1 \cdot 10^7 \text{ kgm}^2/\text{m}$$

In het tegendrukdiagram uit fig. A.3 heeft F de volgende waarde:

$$F = 1/2 \cdot 1/2 \cdot a \cdot \delta_{\max} \cdot k/25$$

stel $\delta_{\max} = 1$

Dan wordt F: $2 \cdot 10^7$ N

Moment om P:

$$\begin{aligned}
 M &= 2/3 \cdot a \cdot F \\
 &= 3,33 \cdot 10^8 \text{ Nm/m}
 \end{aligned}$$

$$M = K \cdot \vartheta$$

$$K = \frac{3,33 \cdot 10^8}{2/25} = 4,17 \cdot 10^9 \text{ Nm/m}$$

De differentiaalvergelijking voor rotatie is:
(vrije trilling)

$$J \cdot \ddot{\vartheta} + K \cdot \vartheta = 0$$

$$\vartheta = \vartheta_0 \sin \omega t$$

$$\omega = \sqrt{K/J}$$

Trillingsfrequentie: $\omega/(2 \cdot \pi)$

ingevuld: $f = 1/(2 \cdot \pi) \cdot \sqrt{4,17 \cdot 10^9 / 9,1 \cdot 10^7} = 1,08 \text{ Hz.}$

Daar de periode van de belastende zeegolven 5 sec. is, is het gerechtvaardigd om de periodieke belasting van de niet brekende golven tegen de caisson quasi-statisch te noemen.

Appendix B

Berekeningsresultaten computermodel

In deze appendix zijn de berekeningsresultaten samen-
gebracht, die als uitvoer horen bij het in par. 5.3
beschreven computerprogramma. Hierbij is zoveel mogelijk
van de originele computeruitvoer uitgegaan, hier en daar
voorzien van enige toelichting.
Allereerst zijn hieronder de gegevens over de drie uitwate-
ringssluiscomplexen en de aanvangswaterstanden opgesomd:

GEDEEVENS BETREFFENDE DE BESTAANDE DOORLAATWERKEN IN DE
ANSEONGDAM EN SABGYODAM

ANSEONG

12 OPENINGEN VAN $6 \cdot 10 \text{ m}^2$
DREMPELNIVEAU : +1.69
BOVENDORPEL : +7.69

SABGYO

12 OPENINGEN VAN $6 \cdot 10 \text{ m}^2$
4 OPENINGEN VAN $6 \cdot 20 \text{ m}^2$
DREMPELNIVEAU : +1.69
BOVENDORPEL : +7.69

= NIEUWE DOORLAATWERK IN DE HAVENMOND =

DREMPELNIVEAU (D) : -2
BOVENDORPELNIVEAU (B) : 7
TOTALE NETTO BREEDTE VAN DE SPUIOPENING (BR) : 136

AFVOERCOEFFICIENT BESTAANDE COMPLEXEN (CB) : .7
AFVOERCOEFFICIENT VAN TE BOUWEN COMPLEX (C) : .85

WATERNIVEAU VOOR T=0:
ANSEONG (AL) : 8.19
SABGYO (SL) : 7.69
HAVENBEKKEN (HL) : 6.7

PROCENTUELE AFNAME HAVENBEKKENOPPERSVLAK
T.B.V. LANDAANWINNING (LA) : 20

De relatie tussen het waterniveau en het kombergend oppervlak is afkomstig uit lit. 2. De hieronder afgedrukte kolommen geven een aantal waterniveaus met de daarbij behorende kombergingsoppervlakken. Voor de tussenliggende niveaus wordt in het model lineair geïnterpoleerd. De aangegeven niveaus in de eerste kolom zijn genomen t.o.v. gemiddeld zeeniveau en de niveaus uit de derde kolom t.o.v. datumlevel.

RELATIE WATERNIVEAU-OPPERVLAK

SABGYO

0	14602200	4.69
.5	15727300	5.19
1	16897200	5.69
1.5	18102500	6.19
2	19136500	6.69
2.5	20178900	7.19
3	21504200	7.69
3.5	23580500	8.19
4	25721700	8.69
4.5	27349700	9.19
5	28317000	9.69

ANSEONG

0	19179000	4.69
1	20900000	5.69
2	23418000	6.69
3	25441000	7.69
4	30594000	8.69
5	32824000	9.69

HAVENBEKKEN

0	65195200	4.69
5	73040000	9.69

DE BEREKENING WERKT MET TIJDSTAPPEN VAN EEN HALF UUR.
EEN GETIJ VAN 12.5 UUR DUURT DUS 25
TIJDSTAPPEN

ALLE AFGEDRUKTE NIVEAUS ZIJN GENOMEN
T.O.V. DATUMLEVEL.

DE AFGEDRUKTE DEBIETEN HEBBEN DE DIMEN-
SIE M³ PER UUR

DE RESULTATEN VAN DE BEREKENING WORDEN IN DE VOLGENDE ARRAYS OPGESLAGEN:

AN: ANSEONGRESERVOIR WATERNIVEAU
SN: SABGYDRESERVOIR WATERNIVEAU
HN: HAVENBEKKEN WATERNIVEAU
AI: ANSEONG INSTROMING (M³/UUR)
AO: ANSEONG UITSTROMING (M³/UUR)
SI: SABGYD INSTROMING
SO: SABGYD UITSTROMING
HR: DIREKTE INSTROMING IN DE HAVEN
HO: HAVENBEKKEN UITSTROMING
ZS: ZEESTANDSVERLOOP

De inhoud van de tien hierboven beschreven arrays is in de volgende pagina's afgedrukt. Eerst in de vorm van tabellen later d.m.v. grafieken.

Fig B1 bevat de resultaten van de afvoerberekening uit lit. 2.

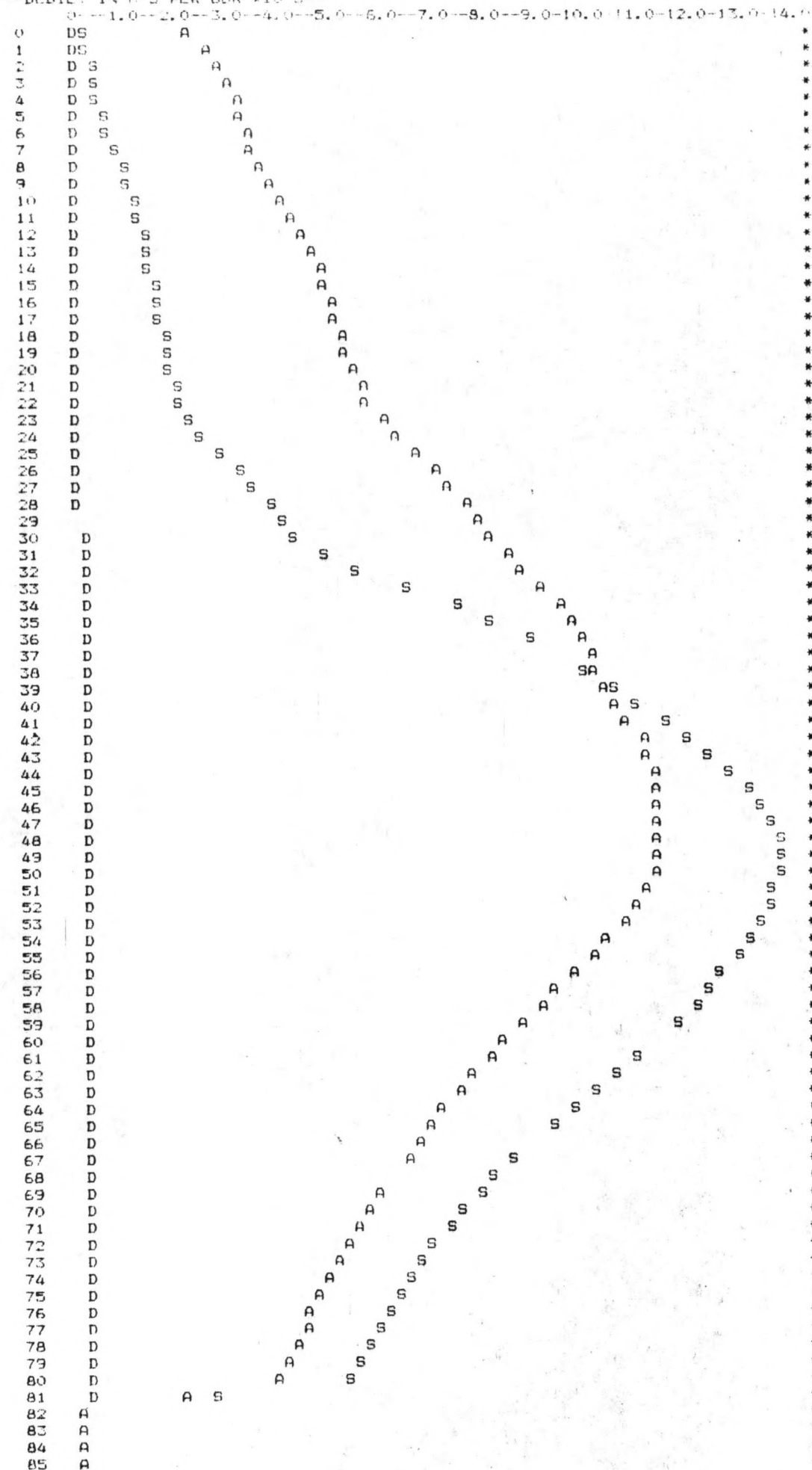
Vergelijking van de resultaten laat zien, dat afgezien van de verschillen aangegeven in par. 5.3 de twee berekeningen resultaten geven die goed met elkaar overeenstemmen.

	AI:	SI:	HR:
0	2260000	200000	0
1	2525000	255000	0
2	2790000	210000	0
3	2965000	390000	0
4	3140000	470000	0
5	3230000	580000	0
6	3320000	690000	0
7	3460000	800000	0
8	3600000	910000	0
9	3795000	1020000	0
10	3990000	1130000	0
11	4175000	1220000	0
12	4360000	1310000	0
13	4545000	1385000	0
14	4730000	1460000	0
15	4865000	1530000	0
16	5000000	1600000	0
17	5085000	1665000	5000
18	5170000	1730000	10000
19	5280000	1790000	15000
20	5390000	1850000	20000
21	5520000	1910000	30000
22	5650000	1970000	40000
23	5910000	2185000	45000
24	6170000	2400000	50000
25	6560000	2765000	60000
26	6950000	3130000	70000
27	7370000	3430000	80000
28	7590000	3730000	90000
29	7840000	3960000	100000
30	8090000	4190000	110000
31	8385000	4790000	125000
32	8680000	5390000	140000
33	9020000	6360000	150000
34	9360000	7330000	160000
35	9595000	8065000	175000
36	9830000	8800000	190000
37	9955000	9300000	200000
38	10080000	9800000	210000
39	10265000	10310000	22500
40	10450000	10820000	240000
41	10690000	11340000	250000
42	10930000	11860000	260000
43	11070000	12270000	265000
44	11210000	12680000	270000
45	11245000	12975000	280000
46	11280000	13270000	290000
47	11270000	13415000	290000
48	11260000	13560000	290000
49	11200000	13545000	290000
50	11140000	13530000	290000
51	10970000	13425000	285000
52	10800000	13320000	280000
53	10510000	13125000	275000
54	10220000	12930000	270000
55	9905000	12710000	265000
56	9590000	12490000	260000
57	9250000	12245000	255000
58	8910000	12000000	250000
59	8585000	11650000	245000
60	8260000	11300000	240000
61	7950000	10840000	235000
62	7640000	10380000	230000
63	7365000	9950000	225000
64	7090000	9520000	220000
65	6850000	9110000	215000
66	6610000	8700000	210000
67	6355000	8350000	200000
68	6100000	8000000	190000
69	5835000	7710000	185000
70	5570000	7420000	180000
71	5355000	7155000	170000
72	5140000	6890000	160000
73	4975000	6650000	155000
74	4810000	6410000	150000
75	4650000	6190000	145000
76	4490000	5970000	140000
77	4335000	5760000	135000
78	4180000	5550000	130000
79	4030000	5360000	125000
80	3880000	5170000	120000
81	1940000	2585000	110000
82	0	0	100000
83	0	0	50000
84	0	0	0

AN: ANSEONGRESERVOIR WATERNIVEAU
 SN: SABGYDRESERVOIR WATERNIVEAU
 HN: HAVENBEKKEN WATERNIVEAU
 AI: ANSEONG INSTROMING (M3/UUR)
 AD: ANSEONG UITSTROMING (M3/UUR)
 SI: SABGYD INSTROMING
 SO: SABGYD UITSTROMING
 HR: DIREKTE INSTROMING IN DE HAVEN
 HD: HAVENBEKKEN UITSTROMING
 ZS: ZEESTANDSVERLOOP

HET VERLOOP VAN HET DEBIT VAN DE RIVIEREN IS ALS VOLGT

--DEBIT IN M³ PER UUR *10⁵--



	RN	SN	LN	ZS	AD	SD	HD
0	8.19	7.67	6.679	9.38	8191000	200000	0
1	8.086	7.69	6.770	9.222	7796000	255000	0
2	7.792	7.69	6.85	8.799	7386000	310000	0
3	7.509	7.69	6.92	8.198	6966000	390000	0
4	7.876	7.69	6.987	7.292	6536000	470000	0
5	7.777	7.69	7.05	6.139	6102000	580000	14325000
6	7.719	7.69	6.981	4.984	6089000	690000	18194000
7	7.667	7.69	6.877	3.811	6174000	800000	18768000
8	7.616	7.69	6.77	2.693	6257000	910000	14889000
9	7.565	7.69	6.699	1.7	6242000	1020000	775000
10	7.518	7.69	6.619	.895	6070000	1130000	7700000
11	7.478	7.69	6.629	.329	5920000	1220000	7140000
12	7.444	7.69	6.699	.036	5790000	1310000	7100000
13	7.416	7.69	6.679	.036	5680000	1385000	7065000
14	7.394	7.69	6.699	.329	5592000	11128000	16720000
15	7.377	7.466	6.699	.895	5523000	9790000	15314000
16	7.364	7.269	6.699	1.7	5470000	8438000	13909000
17	7.355	7.101	6.699	2.693	5432000	7088000	12526000
18	7.348	6.966	6.699	3.811	5404000	5768000	11103000
19	7.343	6.863	6.699	4.984	5385000	4523000	9923000
20	7.341	6.792	6.699	6.139	5376000	3419000	8816000
21	7.342	6.752	6.699	7.203	5377000	2573000	0
22	7.344	6.739	6.772	8.108	5149000	0	0
23	7.354	6.786	6.82	8.799	5023000	0	0
24	7.372	6.843	6.866	9.232	4930000	0	0
25	7.396	6.905	6.911	9.379	4869000	0	0
26	7.429	6.975	6.956	9.232	4851000	1616000	0
27	7.47	7.014	7.016	8.799	4808000	0	0
28	7.518	7.1	7.06	8.108	4866000	2398000	0
29	7.57	7.133	7.127	7.203	4850000	987000	0
30	7.628	7.208	7.181	6.139	4917000	2011000	15312000
31	6.98	7.261	7.106	4.984	5536000	4769000	18753000
32	7.742	7.262	7.03	3.811	6034000	5736000	19255000
33	7.792	7.253	6.964	2.693	6427000	6336000	19042000
34	7.84	7.254	6.908	1.7	6747000	6851000	18065000
35	7.888	7.266	6.862	.895	7019000	7340000	18717000
36	7.935	7.283	6.823	.329	7251000	7773000	18597000
37	7.982	7.309	6.793	.036	7455000	8183000	18493000
38	8.027	7.336	6.768	.036	7633000	8540000	18423000
39	8.071	7.366	6.75	.329	7792000	8870000	18264000
40	8.115	7.401	6.736	.895	7938000	9186000	18322000
41	8.16	7.44	6.727	1.7	8076000	9496000	18294000
42	8.206	7.485	6.723	2.693	8210000	9805000	18281000
43	8.254	7.533	6.723	3.811	8341000	10115000	18281000
44	8.301	7.584	6.727	4.984	8465000	10412000	16998000
45	8.348	7.638	6.747	6.139	8572000	10655000	11698000
46	8.394	7.692	6.819	7.203	8624000	10700000	0
47	8.439	7.751	6.997	8.108	8538000	10288000	0
48	8.486	7.823	7.171	8.799	8418000	9879000	0
49	8.533	7.906	7.339	9.232	8270000	9494000	0
50	8.582	7.996	7.501	9.379	8093000	9120000	0
51	8.633	8.092	7.659	9.232	7891000	8771000	0
52	8.683	8.192	7.81	8.799	7509000	8274000	0
53	8.737	8.298	7.954	8.108	7114000	7866000	0
54	8.793	8.407	8.089	7.203	6740000	7556000	15621000
55	8.849	8.517	8.08	6.139	7048000	8854000	20902000
56	8.895	8.594	8.038	4.984	7441000	9987000	22499000
57	8.93	8.643	7.995	3.811	7769000	10782000	22421000
58	8.984	8.672	7.963	2.693	7998000	11276000	22314000
59	8.968	8.686	7.938	1.7	8155000	11581000	22230000
60	8.975	8.687	7.918	.895	8261000	11745000	22163000
61	8.975	8.679	7.901	.329	8327000	11809000	22106000
62	8.969	8.66	7.886	.036	8364000	11783000	22055000
63	8.957	8.632	7.871	.036	8377000	11688000	22005000
64	8.941	8.598	7.856	.329	8373000	11542000	21954000
65	8.921	8.558	7.839	.895	8356000	11356000	21899000
66	8.896	8.514	7.822	1.7	8330000	11141000	21841000
67	8.869	8.465	7.803	2.693	8297000	10900000	21777000
68	8.837	8.413	7.781	3.811	8258000	10649000	21706000
69	8.802	8.36	7.758	4.984	8212000	10388000	21443000
70	8.764	8.305	7.734	6.139	8154000	10115000	18951000
71	8.722	8.249	7.73	7.203	8004000	9649000	12047000
72	8.679	8.197	7.781	8.108	7612000	8631000	0
73	8.638	8.16	7.928	8.799	6773000	6453000	0
74	8.609	8.164	8.047	9.232	6023000	4587000	0
75	8.588	8.203	8.142	9.379	5368000	3294000	0
76	8.577	8.264	8.22	9.232	4797000	2794000	0
77	8.571	8.33	8.289	8.799	4274000	275000	0
78	8.572	8.393	8.352	8.108	3777000	2712000	8180000
79	8.579	8.45	8.338	7.203	3948000	4495000	17676000
80	8.581	8.468	8.258	6.139	4567000	6143000	21839000
81	8.569	8.448	8.16	4.984	5138000	7187000	22946000
82	8.516	8.355	8.067	3.811	5383000	7187000	22665000
83	8.426	8.208	7.979	2.693	5374000	6409000	22366000
84	8.335	8.073	7.885	1.7	5389000	5802000	22052000

GRAFIEK BETREFFENDE DE WATERNIVEAUS OP:

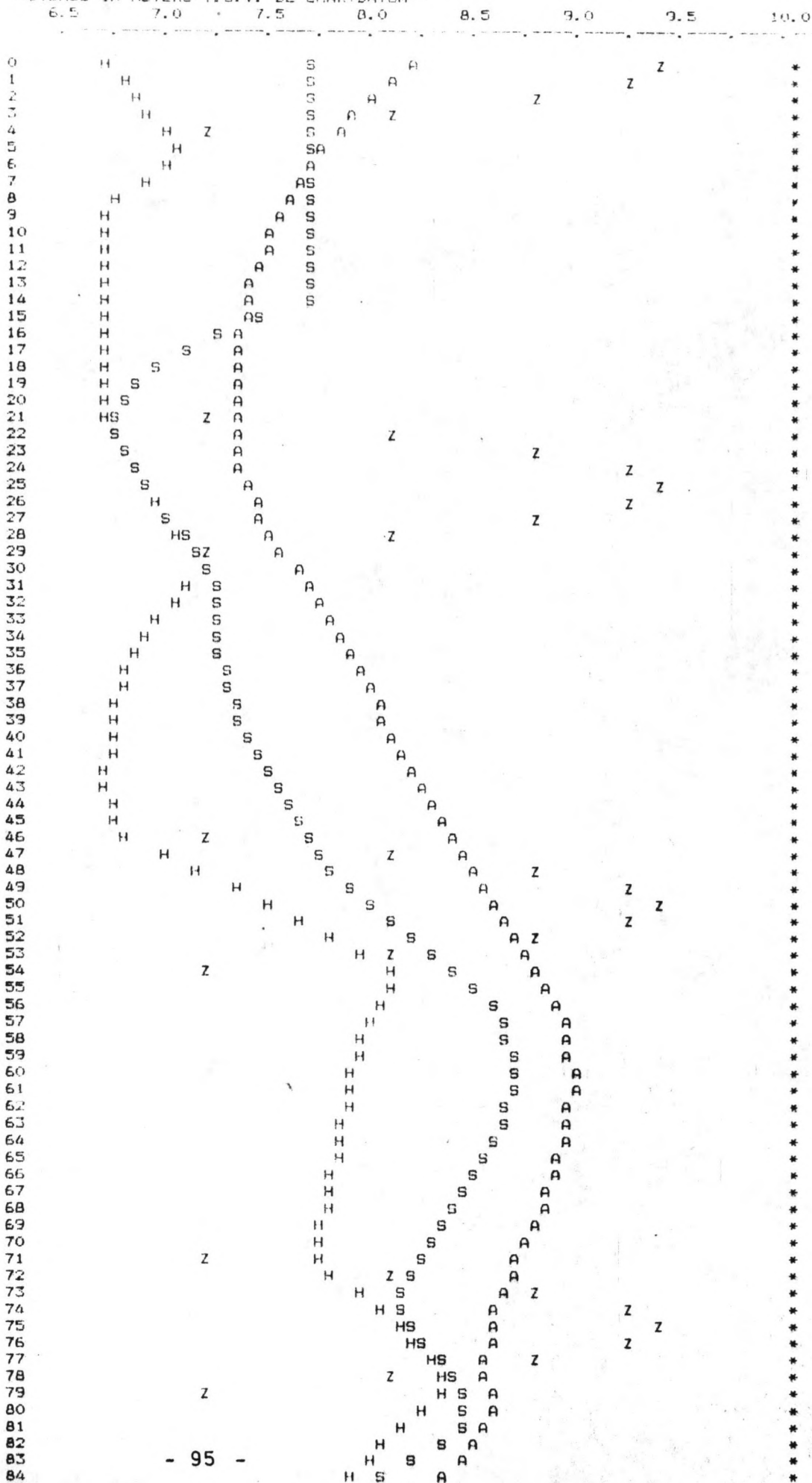
ANSEUNGRESERVOIR (A)

SANIGYDRESERVOIR (S)

HAVENBEKKEN (H)

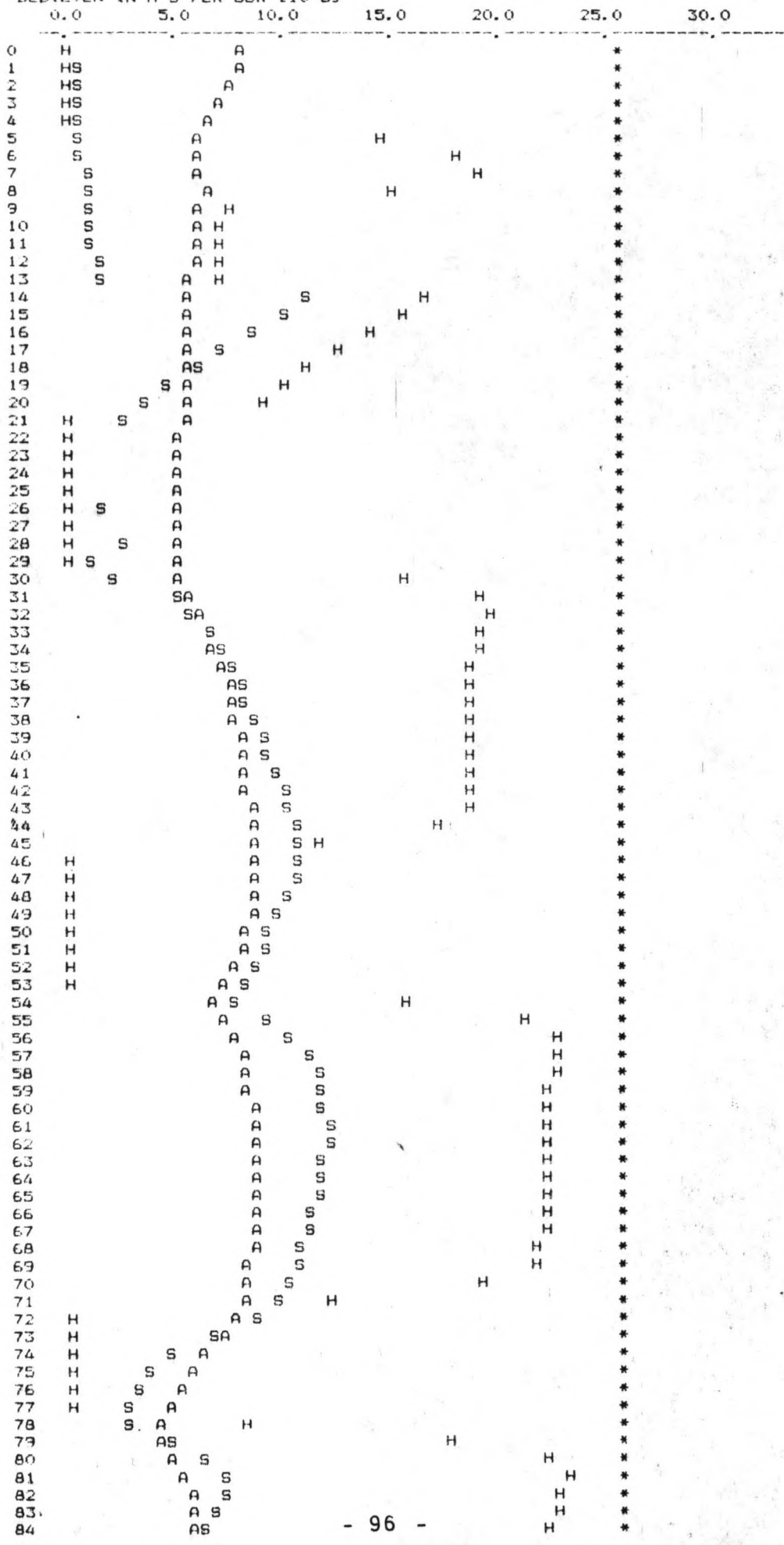
ZELSTAND (Z)

NIVEAUS IN METERS T.O.V. DE CHARTDATUM



GRAFIEK BETREFFENDE HET VERLOOP
 VAN DE VOLGENDE DEBIETEN:
 ANSEONGRESERVOIR UITSTROMING
 SABGYO RESERVOIR UITSTROMING
 HAVENBEKKEN UITSTROMING

DEBIETEN IN M³ PER UUR [10⁶]



Literatuuropgave

1. G.J. Bosselaar, A.C. Bijlsma
Afdamming van de Asan Baai in Korea
Vooronderzoek en voorontwerp van hoofdvarianten.
TH Delft, civiele techniek, vakgroep constr.
waterbouwkunde
2. Mitsui Consultants co.,ltd., Tokyo, Japan.
Survey Report for the masterplan of
Asan steelmill industrial zone. (1973)
3. Dohwa associated engr. serv.,ltd.,Seoul, Korea.
Mitsui Consultants co., ltd., Tokyo, Japan.

Feasibility Study Report on comparison and
investigation for a base of heavy chemical
industry in Asan and Yeong-Hae zone.
(augustus 1978)
4. G.J. Bosselaar
Onderzoek naar het effect van de afsluiting van
de Asan Baai op de getijbeweging in de Gele Zee.
TH Delft, civiele techniek,
deelontwerp vakgroep vloeistofmechanica.
5. L. v. Bendegom
Verkeerswaterbouwkunde (collegedictaat)
TH Delft, civiele techniek.
6. Deltawerken
Driemaandelijks bericht
Rijkswaterstaat, deltadienst.
7. Cement
maandblad
officieel orgaan Betonvereniging.
8. Stormvloedkering Oosterschelde
Eindrapport (blauwe nota) 1976
9. M. de Vries
Vloeistofmechanica
collegehandleiding 1976
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep vloeistofmechanica.

10. Press, Schroder
Hydromechanik im Wasserbau
11. Taschenbuch der Wasserwirtschaft
12. G.J. Bosselaar
Practicumverslag vloeistofmechanica b72
1976
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep vloeistofmechanica
13. W.W. Massie e.a.
Costal Engineering vol I, II, III.
TH delft, civiele techniek,
vakgroep kustwaterbouwkunde.
14. Leerstoel vloeistofmechanica TH delft
Grafiek t.b.v. het schatten van de maximale
snelheden in een sluitgat, die in verschillende
stadia kunnen optreden bij het afsluiten van
een kombergingsgebied.
15. zie lit. 4
16. A. Glerum
Het ontwerpen van waterbouwkundige constructies
collegedictaat f9
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep constructieve waterbouwkunde.
17. J. v. Zutphen
Compendium van het voorgespannen beton
18. A.S.G. Bruggeling
Gedrag van betonconstructies (3 delen)
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep betonconstructies.
19. A. Glerum e.a.
Waterbouwkundige constructies b.o. I
college f9A
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep constructieve waterbouwkunde.
20. C.H.A. v. Putten
Het meren van VLCC's in Europoort.
21. P.Ph. Jansen e.a.
Principles of River Engineering
The non-tidal alluvial river.
22. J.J. Dronkers e.a.
Closure of estuarine channels in tidal regions

23. A. Verruijt
Grondmechanica deel 2
collegedictaat b22
januari 1982.
24. J.W. Leguit
Keuze van bouwmethoden voor de schutsluis in
het Asan Project, Zuid Korea.
TH delft, civiele techniek,
afstudeerverslag vakgroep waterbouwkunde 1981
25. A.L. Bouma
Arbeidstheorema's
collegedictaat b13
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep toegepaste mechanica.
26. G.J. Bosselaar, A.C. Bijlsma
Ontwerp van een stalen puntdeur.
oefening staalconstructies april 1979
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep staalconstructies.
27. P.A. v.d. Velde, K.G. Bezuyen
Ontwerpen van waterbouwkundige constructies
collegedictaat f9
TH Delft, civiele techniek,
vakgroep constructieve waterbouwkunde.
28. B.M. Polak
Ontwerpmethodieken
college bb26
TH Delft, civiele techniek.
29. P.A. Kolkman
Hydraulica bij schutsluizen
notities bij college f9A
TH Delft, civiele techniek
vakgroep constructieve waterbouwkunde
30. P.A. Kolkman
Flow Induced Gate Vibrations
publ. 164, Waterloopkundig laboratorium
31. R.F. Scheltema de Heere, A.R. Bakker
Buoyance and Stability of Ships
Technical Publications H. Stam
Culemborg 1969
32. Land en Water
maandblad
Overkoepelend orgaan van de waterstaat

Inlegvel afstudeerrapporten

naam student:

begeleiders: hoogleraar:

 medewerker:

datum afstuderen:

titel rapport:

160

33. Rapport Caissonbouw

De geschiedenis van de caissonbouw bij de
Hollandsche Beton Groep n.v.
van 1902 t.m. 1977
Rijswijk 1977

