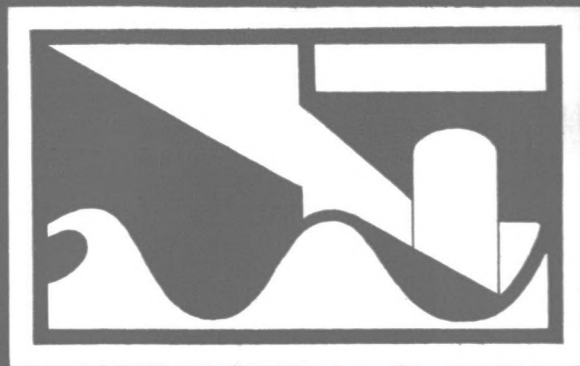


529



Noodreparatie voor de golfbreker
van Tripoli, Libië

H.E. Klatter

Technische Hogeschool Delft
Afdeling der Civiele Techniek
Vakgroep Kustwaterbouwkunde

Noodreparatie voor de golfbreker
van Tripoli, Libië.

Vakgroep Kustwaterbouwkunde
Deelontwerp afstudeerprojekt

Student: H.E. Klatter
Afstudeerdocent: prof. dr. ir. E.W. Bijker
Begeleider: ir. J.J. van Dijk

Oktober 1982

Inhoud.

I	Inleiding.	blz. 2
II	Vooronderzoek.	" 3
II-1	De opbouw van de golfbreker.	" 3
II-2	Opgetreden schade en de gevolgen daarvan.	" 7
II-3	Het golfklimaat.	" 9
III	Oplossingen.	" 13
III-1	Eisen aan de oplossingen.	" 13
III-2	Mogelijke oplossingen.	" 13
III-2-1	Verhoging vooroever.	" 14
III-2-2	Noodgolfbreker.	" 14
III-2-3	Vergroting van de kruinhoogte.	" 15
III-2-4	Plaatsen van een damwand.	" 18
III-3	Optimalisatie van de oplossingen.	" 18
III-3-1	Schadeverwachting.	" 19
III-3-2	Vergroting van de kruinhoogte.	" 24
III-3-3	Plaatsen van een damwand.	" 34
IV	keuze van de beste oplossing.	" 41
	Referenties.	" 45
	Bijlagen:	" 46
	Bijlage II-1 Berekening van het golfklimaat.	" 46
	Bijlage III-1 De schadeverwachting.	" 53
	Bijlage III-2 Berekening van de hoeveelheid golfoverslag.	" 57
	Bijlage III-3 Damwandberekening.	" 62

I Inleiding.

In januari 1981 is de golfbreker van de haven van Tripoli, in Libië, tijdens twee stormen zwaar beschadigd. De golfbreker, die slechts enkele jaren oud is, maakt deel uit van een uitbreiding van de haven. Tijdens de stormen is de golfkeermuur, op de kruin van de golfbreker, over ongeveer 400 m weggeslagen. Als gevolg daarvan zijn, door de ontstane golfoverslag, grote hoeveelheden water over het achter de golfbreker liggende haventerrein gespoeld, waarbij veel schade is ontstaan.

Het doel van dit ontwerp is na te gaan welke maatregelen getroffen kunnen worden, om het haventerrein achter de golfbreker weer bruikbaar te maken: dit in afwachting van een definitieve oplossing, waarvoor ongeveer drie jaar nodig zal zijn. In dit rapport zal niet worden ingegaan op de oorzaken van het falen van de golfbreker. De voorgestelde maatregelen zullen globaal worden uitgewerkt, waarbij vooral zal worden gelet op de economische haalbaarheid ervan.

II Vooronderzoek.

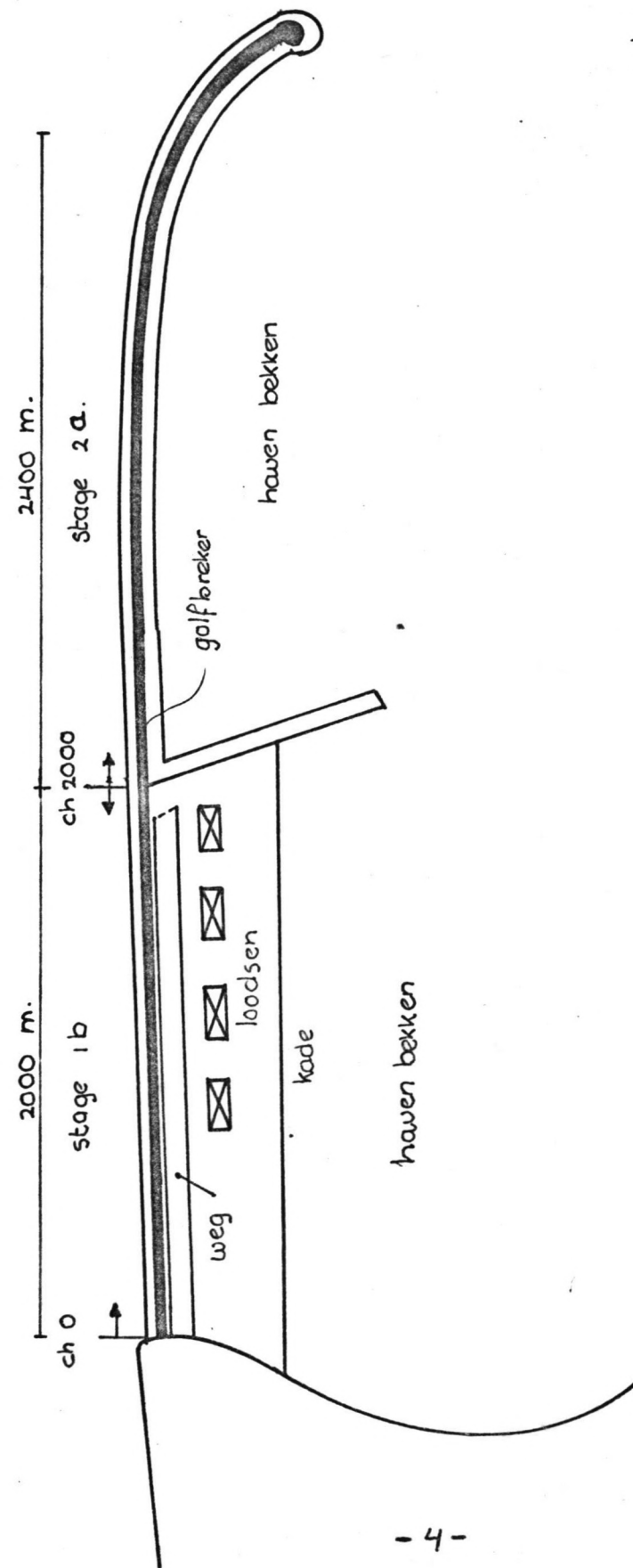
Voordat overgegaan wordt tot het zoeken naar een oplossing volgt eerst een korte beschrijving van de opbouw van de golfbreker (II-1), de opgetreden schade en de gevolgen daarvan (II-2) en tenslotte van het golfklimaat bij Tripoli (II-3).

II-1 De opbouw van de golfbreker.

Bij de uitbreiding van de haven van Tripoli is een nieuwe golfbreker aangelegd, die bestaat uit twee gedeelten. Bij het eerste gedeelte, stage 1b genaamd, is achter de golfbreker een haventerrein aangelegd; direkt achter de golfbreker ligt een brede weg, met daaraan een aantal loodsen. Aan de andere zijde van de loodsen is een kade gemaakt (zie figuur II-1). Bij het tweede gedeelte van de golfbreker, stage 2a geheten, bevindt het havenbekken zich direkt achter de golfbreker.

De opbouw van de golfbreker is als volgt: (zie figuur II-2, 3, 4 en 5). Op een stortsteen kern, steengewicht 25 kg tot 2 ton, is een laag tweede orde bekledingssteen aangebracht van 2 tot 4 tons stortsteen. Als bekledingslaag is voor de gedeelten met een waterdiepte aan de teen groter dan 4 á 5 m een dubbele laag 8 m³ tetrapoden gebruikt. Het buiten talud heeft daarbij een helling van 1 op 1.5 met aan de teen een berm; voor afmetingen (zie figuren II-2 en II-3). Bij de gedeelten met een waterdiepte kleiner dan 4 á 5 m is een stortsteen bekleding met steengewicht 5 tot 8 ton gebruikt als bekledingslaag, onder een helling van 1 op 3 (zie figuur II-4).

Op de kruin van een golfbreker is een betonnen grondplaat gemaakt, voorzien van een golfkeermuur, grondplaat en golfkeermuur zijn uitgevoerd in secties van 10 m lengte.



Schaal 1: 25 000

Fig II-1 Schets haven lay-out

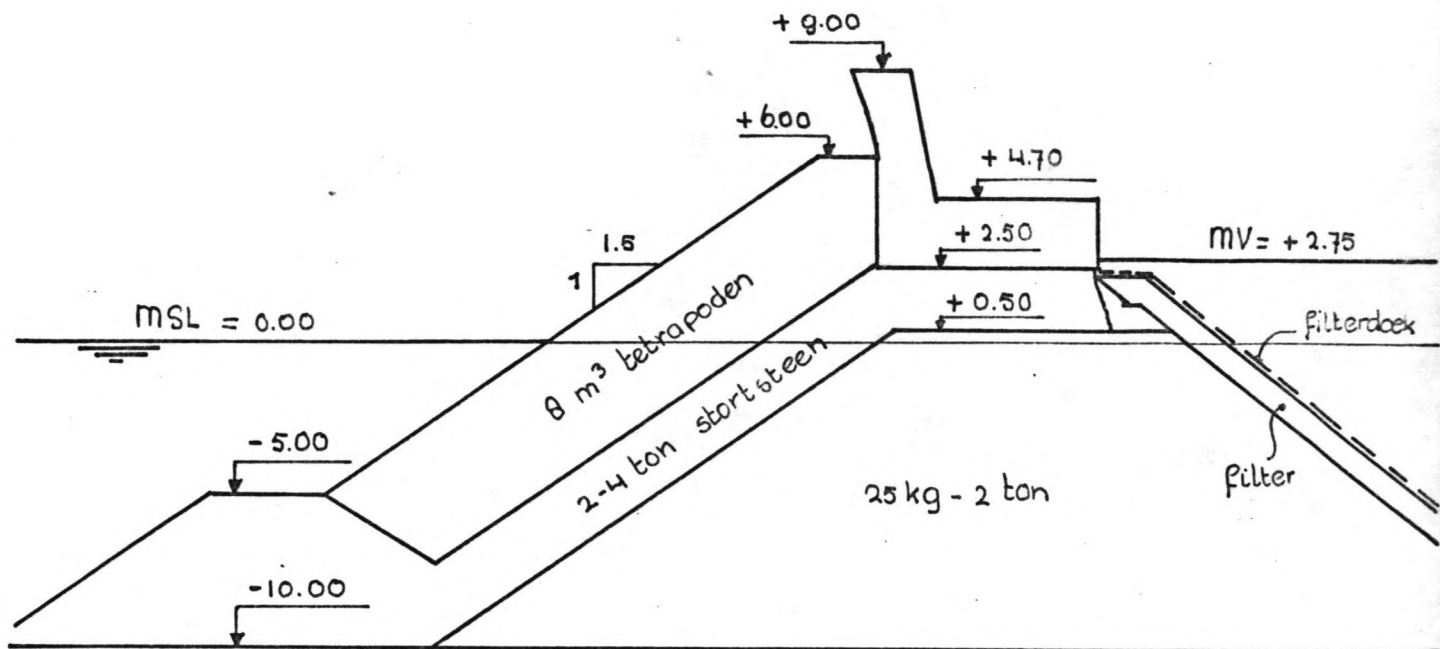


Fig. II - 2 stage 1b waterdiepte groter dan 7 m

schaal 1: 250

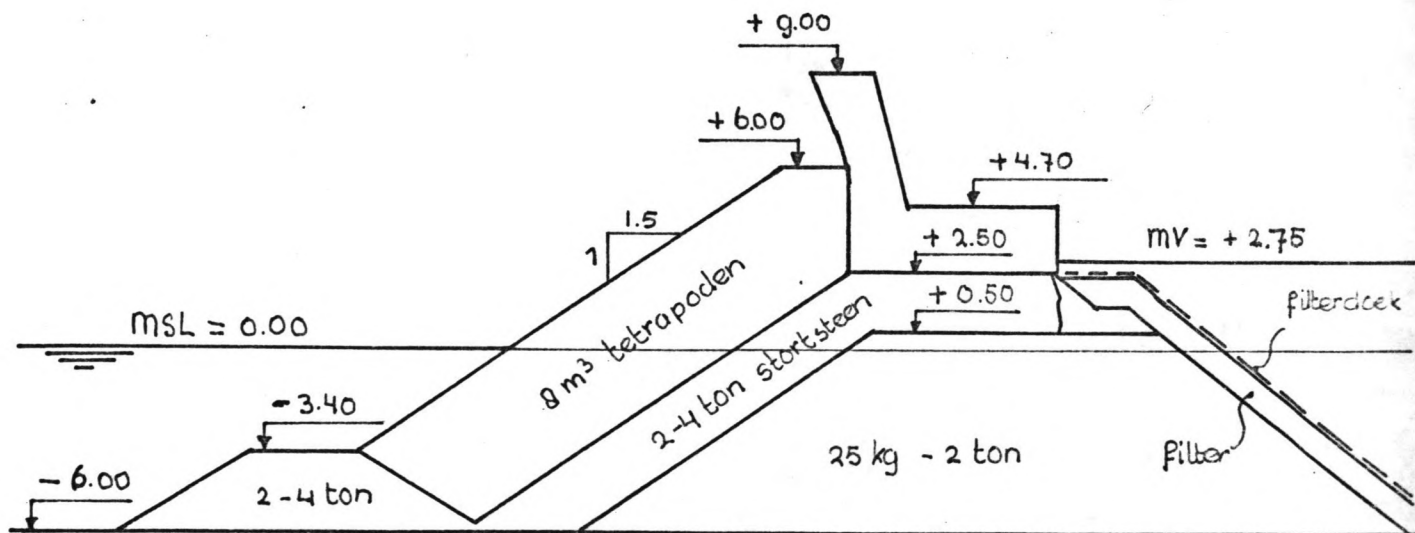


Fig II - 3 stage 1b waterdiepte kleiner dan 7 m

schaal 1: 250

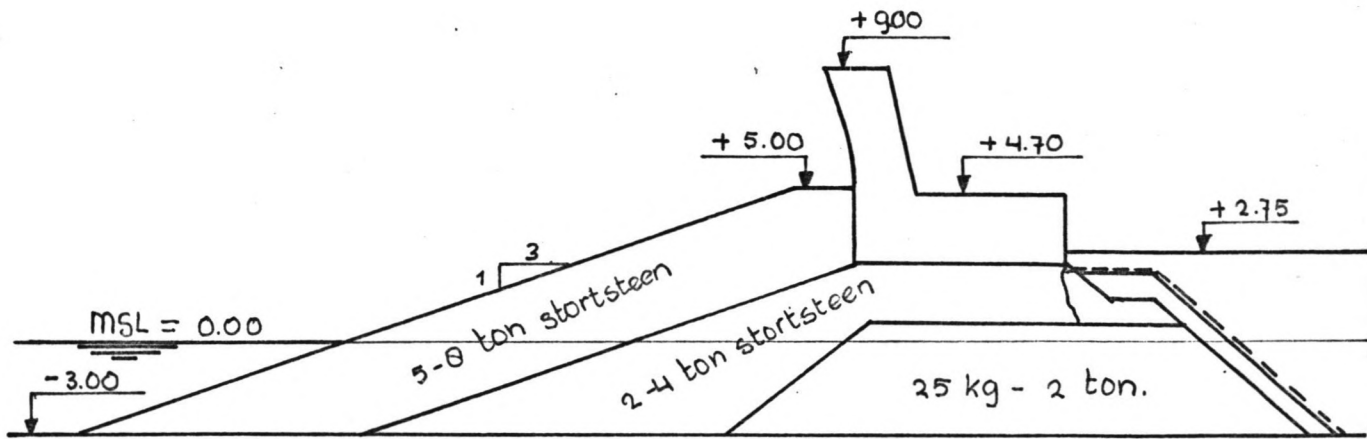


Fig II-4 stortsteen bekleding

schaal 1: 250

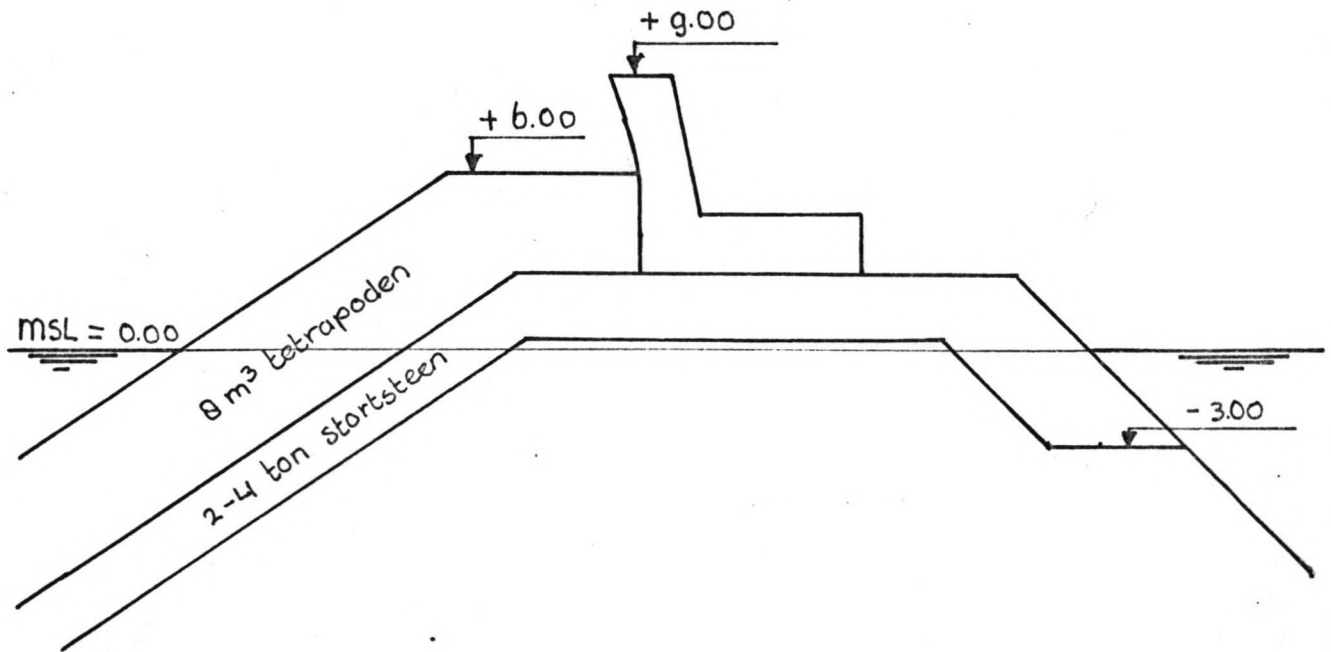


Fig. II-5 detail stage 2 a

schaal 1: 250

Bij het gedeelte stage 1b is de golfkeermuur voor op de kruin geplaatst (figuren II-2 , II-3 en II-4), bij stage 2a bevindt de golfkeermuur zich meer naar achteren (figuur II-5). De golfkeermuur moet golfoverslag voorkomen: daarom is het talud bij stage 2a niet voorzien van een bekledingslaag, doch bestaat uit voortzetting van de tweede orde bekledingssteen van 2 tot 4 ton tot MSL -3 m.

Bij stage 1b is op het binnentalud een filterlaag aangebracht als scheiding met de zandaanvulling voor het haven-terrein.

II-2 Opgetreden schade en de gevolgen daarvan.

In januari 1981 zijn twee zware stormen opgetreden, waarin de golfbreker zwaar beschadigd is. Vooral het gedeelte stage 1b en het daarachter gelegen haven-terrein hebben veel schade opgelopen.

De gehele tetrapoden bekleding heeft ongeveer 5% schade geleden; op twee plaatsen van het gedeelte stage 1b is de schade aan de bekleding echter groter: tussen ch 50 en ch 100, ter plaatse van de overgang van stortsteen - op tetrapoden bekleding, is de bekleding plaatselijk zo zwaar beschadigd dat de laag tweede orde bekledingssteen bloot ligt. Tevens is bij ch 1150 de bovendste laag tetrapoden over een breedte van een tien tal meters weggeslagen. Langs de gehele golfbreker liggen in het talud vele gebroken tetrapoden, de brokstukken hiervan kunnen veel schade veroorzaken omdat deze bij de golfaanval heftig kunnen gaan bewegen en zo andere tetrapoden beschadigen.

Vele golfkeermuren zijn bezweken in het gedeelte stage 1b: tussen ch 50 en ch 200 is bijna de helft van keermuursecties vernield, tussen ch 750 en ch 1340 is meer dan de helft van de keermuursecties bezweken.

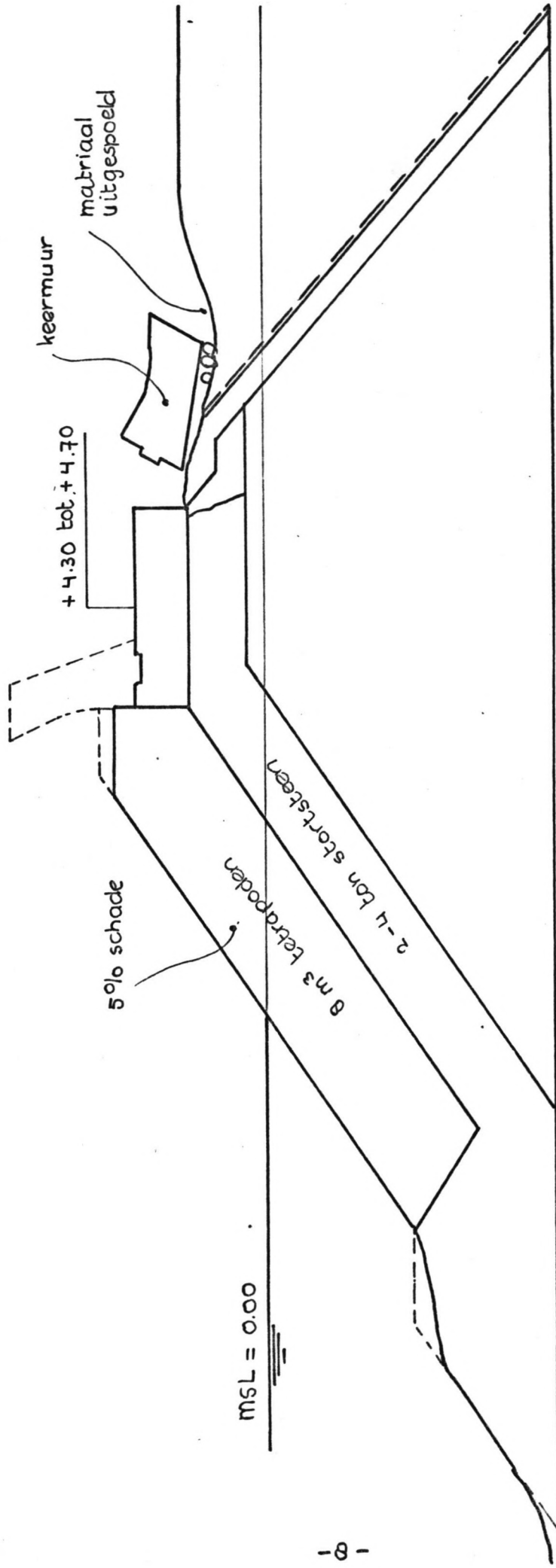


Fig. II - 6 algemeen beeld van de schade

schaal 1 : 200

In het totaal zijn er ruim veertig keermuursecties van 10 meter weggeslagen, zodat de golfkeermuur over ruim 400 meter ontbreekt. Bovendien zijn zakkingen van de grondplaat opgetreden tot 0.40 m, daardoor varieert de kruinhoogte bij de weggeslagen keermuren van MSL +4.70 m, de oorspronkelijke hoogte van de grondplaat, tot MSL +4.30 m. Een algemeen beeld van de schade geeft figuur II-6.

Na het bezwijken van de golfkeermuur zijn in januari 1981, ten gevolge van golfoverslag, grote hoeveelheden water over het haventerrein gespoeld, die de weg en de loodsen achter de golfbreker zwaar beschadigd hebben.

Behalve de aangerichte schade zijn er nog twee andere problemen, die ook al voor januari 1981 aan het licht kwamen: ten eerste geeft het frequente optreden van spray veel hinder op het haventerrein. Het tweede probleem is het zogenaamde "venting"; de golfbreker is vrij poreus, waardoor de golfbeweging kan doordringen tot diep in de golfbreker. Dit veroorzaakt sterke drukgradiënten aan de achterzijde van de golfbreker, met als gevolg oplichten van het daar aangebrachte filter en filterdoek, verzakkingen van het wegdek en het aan de dag treden van water aan de achterzijde van de golfbreker. Deze laatste twee problemen traden uiteraard alleen op daar waar direkt de golfbreker het haventerrein ligt, en dat is het geval bij stage 1b.

II-3 Het golfklimaat.

Omdat verschijnselen als golfoverslag, golfaanval, spray en venting nauw samenhangen met de golfhoogte is het van belang het golfklimaat, de lange termijn frequentieverdeling van de golfhoogten, te kennen. Vanaf april 1977 tot en met maart 1979 zijn metingen gedaan met een golfmeetboei voor de golfbreker. Uit deze meetgegevens is een schatting van het golfklimaat te maken door de overschrijdingskans van de significante golfhoogte, H_s , te berekenen (zie bijlage II-1).

Omdat de metingen in intervallen van 3 uur gedaan zijn, geeft de overschrijdingskans, $P(\underline{H}_s > H_s)$ de fractie van het aantal perioden van 3 uur waarin \underline{H}_s groter is dan een zekere waarde H_s . De uitkomst van de berekening is in onderstaande tabel weergegeven:

Overschrijdingskans $P(\underline{H}_s > H_s)$ (fractie van het aantal perioden van 3 uur)	Significante golfhoogte H_s (m)
6.85×10^{-4}	4.25
3.42×10^{-4}	4.60
6.85×10^{-5}	5.40
3.42×10^{-5}	5.75
1.37×10^{-5}	6.20
6.85×10^{-6}	6.60
3.42×10^{-6}	6.90

Tabel II-1 schatting golfklimaat

Tijdens de stormen in januari 1981 zijn volgens hindcasts golfhoogten opgetreden met H_s is 8 á 9 m. Als de hierboven genoemde schatting van het golfklimaat, gebaseerd op de metingen van april 1977 tot en met maart 1979, juist is, hebben deze golfhoogten een overschrijdingskans van 10^{-7} á 10^{-8} (overschrijding gemiddeld 1 periode van 3 uur in 1000 tot 10.000 jaar). De schatting van de overschrijdingskans blijkt voor hoge waarden van H_s aan de lage kant, de meetduur van 2 jaar is te kort om een betrouwbare schatting te geven voor hoge waarden van H_s .

Voor diep water is nu een nieuwe schatting gemaakt van de overschrijdingskans van H_s , waarbij gebruik is gemaakt van hindcasts van de golfhoogten tijdens de zwaarste stormen van de afgelopen 20 jaar. (ref VII)

De resultaten van deze hindcasts worden gebruikt om de waar-

neming van 1977-1979 aan te vullen, dit is verder uitgewerkt in bijlage II-1. De zo verkregen definitieve schatting van het golfklimaat is weergegeven in de volgende tabel (tabel II-2):

H_s (m)	$P(H_s > H_s)$ (fractie van het aantal 3 uurs perioden)
2	5.2×10^{-2}
3	1.32×10^{-2}
4	3.3×10^{-3}
5	8.3×10^{-4}
6	2.05×10^{-4}
6.5	1.05×10^{-4}
7	5.1×10^{-5}
7,5	2.6×10^{-5}
8	1.30×10^{-5}
8.5	6.4×10^{-6}
9	3.3×10^{-6}
9.5	1.60×10^{-6}
10	~ 0

Tabel II-2, definitieve schatting van het golfklimaat

De gollihoogte aan de teen van de golfbreker zal variatie vertonen door shoaling en refractie.

Het waterloopkundig laboratorium te Delft heeft refractie-shoaling berekeningen uitgevoerd voor verschillende golfperioden en golfrichtingen (refII). Bij golfrichtingen ongeveer loodrecht op de golfbreker zijn refractie-shoaling coëfficiënten berekend die variëren van 0.8 tot 1.4; de golfhogten kunnen volgens deze berekeningen sterk variëren langs de golfbreker. Bij hoge golven zal tevens het breken

van golven van invloed zijn.

Op de gevolgen van fractie, shoaling en breken wordt niet verder ingegaan aangezien de berekeningen van de te verwachten schade en golfoverslag gebaseerd worden op de diepwater golfhoogten.

III Oplossingen.

Nadat eerst een aantal eisen, waaraan de noodreparatie moet voldoen zijn geformuleerd (III-1), worden een aantal mogelijke oplossingen beschreven, waarbij aan de hand van de eisen een eerste selectie wordt gemaakt (III-2). De overblijvende oplossingen zullen dan nader uitgewerkt en geoptimaliseerd worden (III-3).

III-1 Eisen aan de oplossingen.

Het grootste probleem is het regelmatig optreden van golfoverslag, met als gevolg dat het haventerrein achter de golfbreker zeer beperkt bruikbaar is. Nagegaan moet worden welke maatregelen getroffen kunnen worden om deze situatie te verbeteren, in afwachting van een definitieve oplossing waarvoor \pm 3 jaar nodig zal zijn. Bij beoordeling van het effect van de te treffen maatregelen speelt de economie van de oplossing een grote rol: de noodreparatie zal de te verwachten schade moeten beperken. De kosten van de noodreparatie zullen in de regel toenemen met de mate waarin de schade beperkt wordt. Gezocht moet worden naar een optimum waarbij de gesommeerde kosten van de schade verwachting en de aanlegkosten minimaal zijn. Dit concept wordt nader uitgewerkt in paragraaf III-3.

Een tweede probleem is de mogelijke verdergaande aantasting van de bekleding van de golfbreker. Als de bekleding geheel bezwijkt zal de rest van de golfbreker vrij snel volgen. De kans dat dit gebeurt moet zoveel mogelijk beperkt worden.

III-2 Mogelijke oplossingen.

Voordat het grootste probleem, het optreden van golfoverslag, wordt aangepakt, zal eerst enige aandacht worden ge-

schonken aan de bekleding van de golfbreker. Zoals in III-1 is opgemerkt, kan verdergaande schade aan de bekleding uiteindelijk leiden tot volledig bezwijken van de golfbreker. Verdere schade aan de bekleding blijft beperkt door de brokstukken van gebroken tetrapoden uit het talud te verwijderen; stukken van deze tetrapoden kunnen bij relatief lage golven al heftig gaan bewegen en veel schade aanrichten. Op plaatsen waar de tweede orde bekledingssteen bloot ligt; dit is tussen ch 50 en ch 100 plaatselijk het geval, moet de bekleding provesorisch gerepareerd worden. De volgende paragrafen zijn gewijd aan oplossingen voor het probleem van de golfoverslag.

III-2-1 Verhoging vooroever.

Beperken van de golfhoogte, beperkt direkt de golfoverslag; tevens wordt ook de golfaanval op de bekleding beperkt, waardoor de kans op verdere schade daaraan vermindert. Een mogelijkheid om de golfhoogte te beperken is verkleinen van de waterdiepte voor de golfbreker door het ophogen van de vooroever. Aan deze oplossing zal uitgebreid onderzoek vooraf gaan. Uitvoering van zo'n ophoging zal veel tijd kosten en ook vrij kostbaar zijn. Deze overwegingen maken deze oplossing voor een noodreparatie niet erg aantrekkelijk.

III-2-2 Noodgolfbreker.

Een andere mogelijkheid om de golfhoogte te beperken is het aanbrengen van een noodgolfbreker voor de bestaande golfbreker. Een mogelijke tijdelijke oplossing is het afzinken van afgedankte schepen voor de golfbreker. De te beschermen stukken zijn in het gedeelte stage 1b: ch 50 - ch 200, dit is 150 m lang, ch 750 - ch 1340, dit is 590 m lang. De waterdiepte is op deze plaatsen ruim 10 m; er

zullen grote schepen nodig zijn, waardoor een dergelijke operatie erg duur gaat worden. Vooral omdat bij uitvoering van een definitieve oplossing de noodgolfbreker weer moet worden opgeruimd. Visueel zal deze oplossing ook niet aantrekkelijk zijn.

III-2-3 Vergroting van de kruinhoogte.

De hoeveelheid golfoverslag kan beperkt worden door de kruinhoogte van de golfbreker te vergroten; dit zal moeten gebeuren op die plaatsen waar de golfkeermuren van de grondplaat afgeslagen zijn. De kruin kan worden verhoogd door een blokvormige betonkonstruktie op de grondplaat aan te brengen, deze betonkonstruktie kan ter plaatse worden gestort of als losse blokken die later aan de grondplaat bevestigd worden. (fig. III-1)

De betonkonstruktie wordt achterop de grondplaat geplaatst, ervoor, aan zeezijde, worden tetrapoden geplaatst. De tetrapoden moeten de belasting, die door golfklappen op de betonkonstruktie kan werken, spreiden over een langere tijd zodat de krachten op de konstruktie kleiner worden. De betonkonstruktie zal stevig aan de grondplaat verankerd moeten worden om te voorkomen dat deze van de grondplaat afgeslagen wordt. De benodigde vergroting van de kruinhoogte zal met een optimalisatie berekening bepaald moeten worden. Deze oplossing wordt nader bekeken in par. III-3-2.

De kruinhoogte kan met ongeveer twee meter vergroot worden door de afgebroken golfkeermuren plat op de grondplaat te leggen. Dit is mogelijk een alternatief voor verhoging met een betonkonstruktie. De keermuren wegen per stuk echter 200 à 225 ton, zodat verplaatsen er van een zware operatie zal worden; het is zelfs de vraag of ter plaatse voldoende zwaar materieel beschikbaar is. Het is derhalve niet zinvol om deze oplossing nader uit te werken.

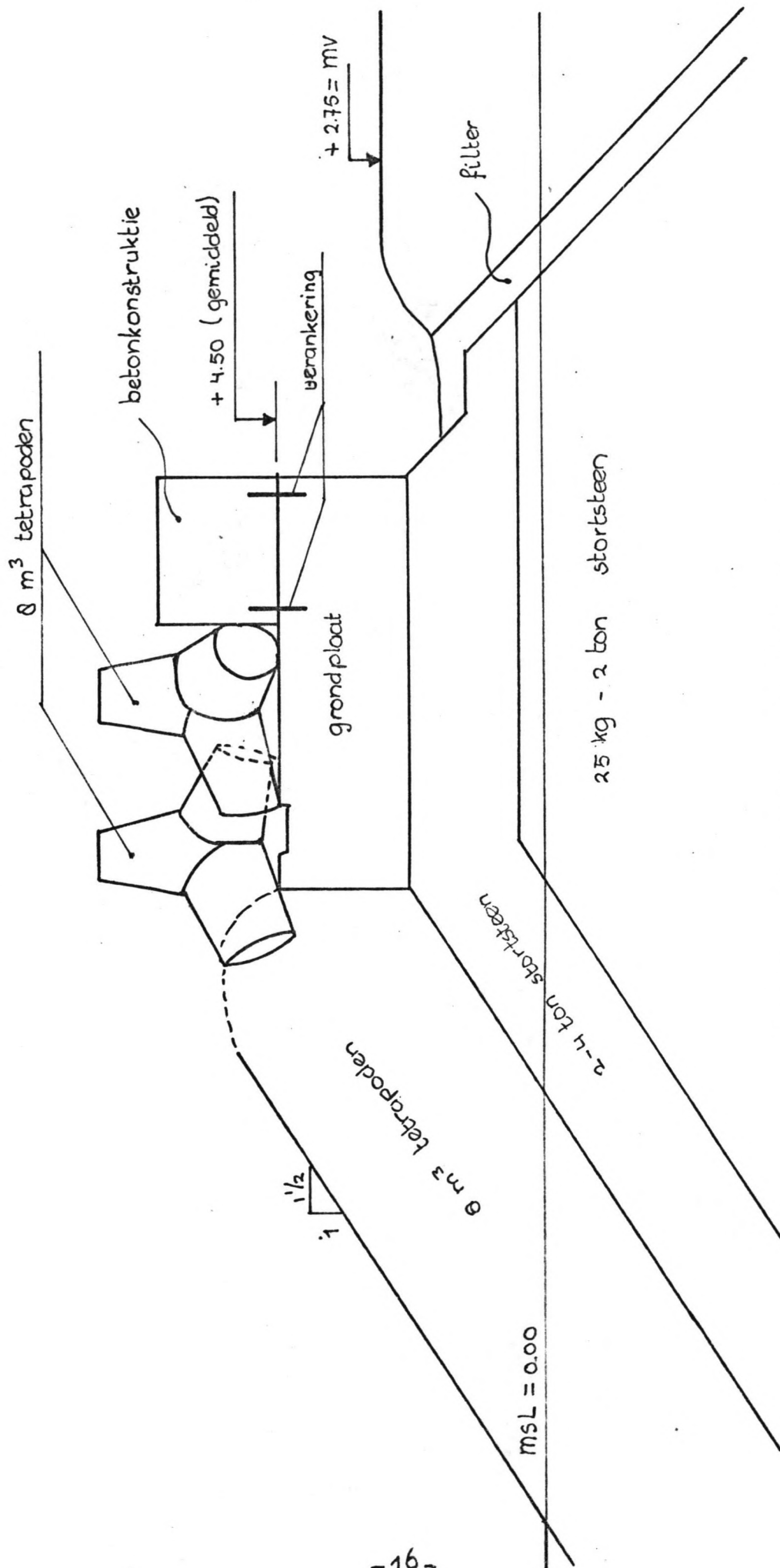


Fig. III -1 Vergroting van de kruinhoogte

schaal 1:100
 peilen in m. t.o.v. M.S.L.

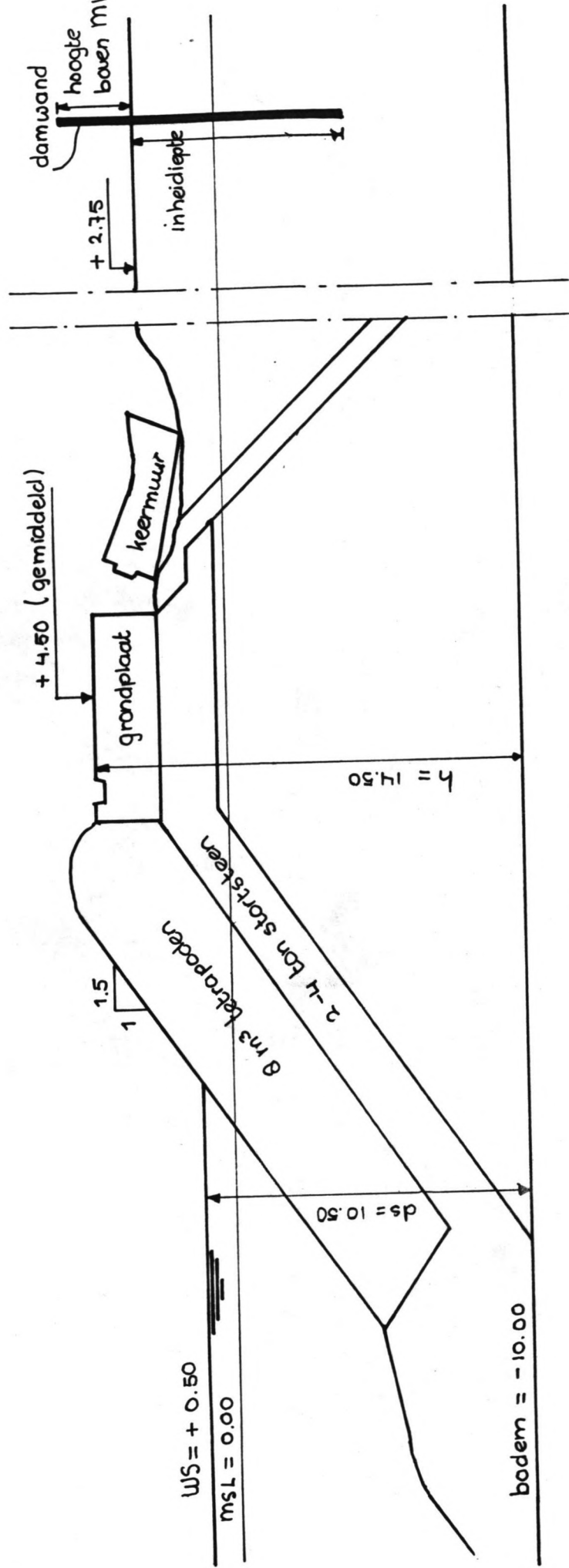


Fig. III -2 damwand achter de golfbreker

schaal 1: 200

III-2-4 Plaatsen van een damwand.

Tussen de golfbreker en de loodsen wordt een damwand geslagen die het water dat door de golfoverslag over de golfbreker komt moet keren. (fig. III-2). De damwand kan \pm 50 m achter de golfbreker geplaatst worden; de damwand wordt dan niet blootgesteld aan direkte golfaanval en tevens hoeven de resten van de golfkeermuren niet direkt opgeruimd te worden. De benodigde damwandhoogte zal met een optimalisatie berekening bepaald moeten worden. Deze oplossing wordt nader uitgewerkt in paragraaf III-3-3.

III-3 Optimalisatie van de oplossingen.

Op die plaatsen waar de golfkeermuur is weggeslagen, zal, als een storm optreedt, golfoverslag ontstaan. Het gevolg is dat schade ontstaat aan het achter de golfbreker gelegen haventerrein en de loodsen. Deze schade kan beperkt worden door de tijdelijke voorzieningen. De kosten van deze voorzieningen zullen toenemen met de mate waarin de schade beperkt wordt: er zal een optimum zijn waarbij de som van de verwachte schade en de kosten van de voorzieningen minimaal is.

In paragraaf III-3-1 wordt nader ingegaan op de verwachte schade die ontstaat als geen maatregelen worden getroffen en hoeveel de schade beperkt wordt door de noodreparatie afhankelijk van het gekozen ontwerp criterium.

Uit de paragrafen III-2-1 tot en met III-2-4 kwamen 2 verschillende oplossingen naar voren te weten:

1^e Vergroting van de kruinhoogte van de golfbreker met de bedoeling dat de golfoverslag beperkt wordt. Deze oplossing wordt nader uitgewerkt in par. III-3-2.

2^e Het slaan van een damwand achter de golfbreker, die het water dat door overslag over de golfbreker komt moet keren. Deze oplossing wordt uitgewerkt in par. III-3-3.

III-3-1. Schadeverwachting.

Gerekend moet worden met de schade die gemiddeld zal optreden tijdens de levensduur van de noodreparatie. Om deze schade te vergelijken met de aanlegkosten moet de jaarlijkse schade gekapitaliseerd worden: dat wil zeggen, dat het bedrag berekend moet worden dat aan het begin van de periode tegen rente uitgezet moet worden en dat precies voldoende is om tijdens de levensduur jaarlijks de schade te betalen. Hiertoe moet de gemiddelde jaarlijkse schade vermenigvuldigd worden met de zogenaamde present worth factor:

$$p.w.f. = \frac{(1+i)^n - 1}{ix(1+i)^n}$$

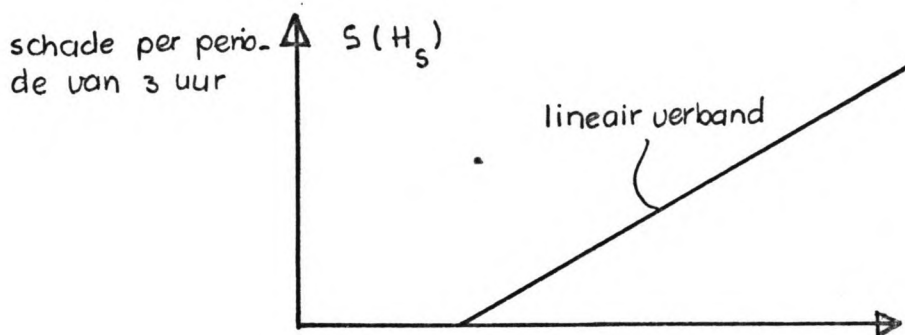
waarin: n is de levensduur in jaren.

i is de rentevoet.

De gemiddelde jaarlijkse schade die een rol speelt bij de optimalisatie van de noodreparatie, is de schade die door de noodreparatie beperkt kan worden. Dat is de schade aan het haventerrein en de loodsen en niet eventuele verdere schade aan de golfbreker. Om de gemiddelde schade per jaar te berekenen, zal eerst worden nagegaan hoe deze schade ontstaat: In januari 1981 is de schade aan haventerrein en loodsen ontstaan door golfoverslag, die optrad nadat de golfkeermuren bezweken waren. Als bekend is hoe de schade afhangt van de golfhoogte is met de frequentieverdeling van de golfhoogten de verwachtingswaarde van deze schade te berekenen; m.a.w. met behulp van het golfklimaat en een verband tussen golfhoogte en schade is de gemiddelde schade per jaar te berekenen. Een duidelijk verband tussen golfhoogte en schade is niet af te leiden, daarom wordt de volgende aanpak gevolgd:

Aangenomen wordt een eenvoudig lineair verband tussen schade en golfhoogte en dat de optredende schade alleen afhankelijk is van de optredende golfhoogte; geen rekening wordt gehouden

met een eventuele voorgeschiedenis. (Hier is immers sprake van een gemiddelde schade bij een bepaalde golfhoogte). In paragraaf II-3 is de overschrijdingskans van de significante golfhoogte, H_s , bepaald uitgedrukt als fractie van het aantal perioden van 3 uur. Hieruit is het gemiddeld aantal perioden te berekenen dat een bepaalde H_s optreedt. Hierop aansluitend zal in het verband tussen golfhoogte en schade, als parameter voor de golfhoogte, H_s gebruikt worden. De bijbehorende schade wordt uitgedrukt in een bedrag per periode van 3 uur. Met het gemiddeld aantal perioden met een bepaalde H_s volgt dan de gemiddelde jaarlijkse schade bij die H_s . De totale gemiddelde jaarlijkse schade is te berekenen door boven genoemde schade te sommeren over alle mogelijke waarden van H_s .



De coëfficiënten van het verband tussen H_s en $S(H_s)$ kunnen worden bepaald, door opgetreden schade in januari 1981 te combineren met een aanname voor het verloop van H_s tijdens de storm waarin de schade is ontstaan. Neem aan dat de schade is ontstaan na bezwijken van de golfkeermuur, bij

$H_s = 8$ m. Daarna is de schade ontstaan in:

- 1 periode van 3 uur met $H_s = 8$ m
- 1 periode van 3 uur met $H_s = 7$ m
- 2 perioden van 3 uur met $H_s = 6$ m
- 2 perioden van 3 uur met $H_s = 5$ m

Als $H_s \leq 4$ m is golfoverslag zo gering dat geen schade ontstaat.

(Bij model proeven (ref III) is een run up, R, gemeten: $R \approx H$ (golfhoogte) en bij de afgebroken keermuren is de kruinhoogte gemiddeld MSL +4.50 m, waterstand tijdens de storm MSL +0.50 m).

De totale schade aan haventerrein en loodsen in januari 1981 is (geschat):

4 loodsen	4 x f 500 000 = f 2 000 000
goederen in de loodsen	4 x f 500 000 = f 2 000 000
overige schade	<u>f 1 000 000</u>
totaal	f 5 000 000

Het aangenomen verband tussen H_s en $S(H_s)$ is:

$$S(H_s) = 0 \quad H_s \leq 4 \text{ m}$$

$$S(H_s) = \text{const.} \times (H_s - 4) \quad H_s > 4 \text{ m}$$

Substitutie van de gegevens van januari 1981 geeft:

$$f 5 \times 10^6 = \text{const.} \times ((8-4) + (7-4) + 2 \times (6-4) + 2 \times (5-4))$$

$$\Leftrightarrow \text{const.} = 294 \times 10^3 \text{ (f/m)}$$

De gemiddelde jaarlijkse schade die ontstaat als geen maatregelen worden getroffen is nu te berekenen (dit gebeurt in bijl. III-1).

De noodreparatie zal de schade beperken; hoeveel deze schade beperkt wordt, wordt eerst nagegaan voor de oplossing waarbij de kruinhoogte van de golfbreker vergroot wordt. Hier zal schade ontstaan door golfoverslag, als het ontwerpcriterium, $H_{s \text{ ontwerp}}$, wordt overschreden; dus als $H_s > H_{s \text{ ontwerp}}$. Ook in dit geval wordt een aanpak gevolgd, waarbij een eenvoudig lineair verband tussen golfhoogte en schade wordt aangenomen, dus:

$$S(H_s) = 0$$

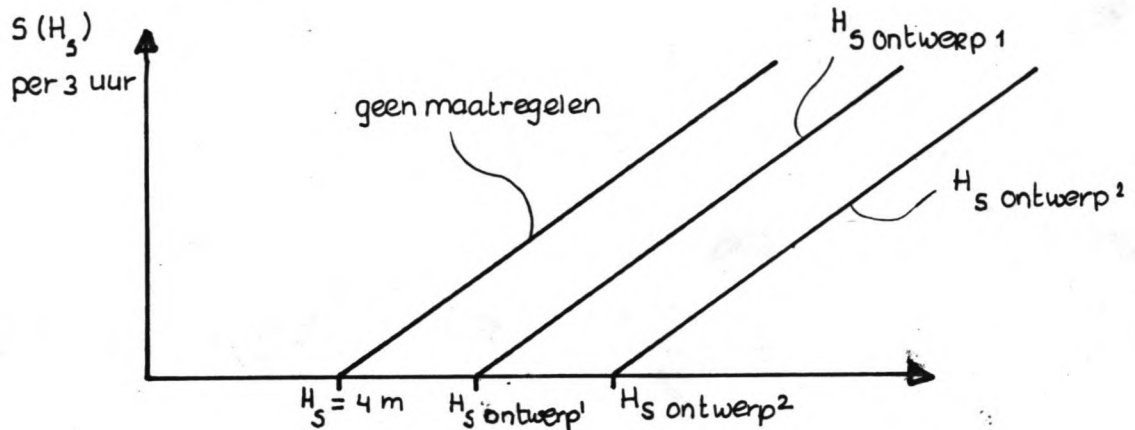
$$S(H_s) = \text{const.} \times (H_s - H_{s \text{ ontwerp}})$$

$$H_s \leq H_{s \text{ ontwerp}}$$

$$H_s > H_{s \text{ ontwerp}}$$

Tevens wordt aangenomen dat de constante in het verband gelijk is aan de constante in het verband, dat bestaat, als geen maatregelen worden getroffen.

Grafische weergave:



Bij deze benadering is er van uitgegaan dat de noodreparatie niet zal bezwijken.

Bij de tweede oplossing, het plaatsen van een damwand, ontstaat de schade aan het haventerrein en de loodsen niet direct door golfoverslag maar door overlopen van de damwand. Het is hier niet even vanzelfsprekend om eenzelfde verband tussen schade en golfhoogte aan te nemen als bij de vorige gevallen. Voor berekening wordt echter aangenomen dat het verband hetzelfde is, als bij vergroting van de kruinhoogte van de golfbreker. Dit wordt gedaan om de resultaten van de optimalisatieberekening enigszins vergelijkbaar te houden; het is nl. niet duidelijk in welke mate een andere aanpak de berekening zal beïnvloeden.

Samengevat ziet het verband tussen schade en golfhoogte er als volgt uit:

$$S(H_s) = 0 \quad \text{als } H_s \leq H_s \text{ ontwerp}$$

$$S(H_s) = \text{const.} \times (H_s - H_s \text{ ontwerp}) \quad \text{als } H_s > H_s \text{ ontwerp}$$

waarin de const. = 294×10^3 (f/m)

en bij geen maatregelen is $H_s \text{ ontwerp} = 4$ m

De gekapitaliseerde schade wordt berekend door de gemiddelde jaarlijkse schade te vermenigvuldigen met de p.w.f. Neem aan dat de levensduur van de noodreparatie 3 jaar is en dat de rentevoet 10% = 0.1 bedraagt dan is

$$\text{p.w.f.} = \frac{(1+i)^n - 1}{i \times (1+i)^n} = \frac{(1+0.1)^3 - 1}{0.1 \times (1+0.1)^3} = 2.5$$

De berekening van de verwachte schade is uitgevoerd in bijl. III-1, de resultaten zijn samengevat in onderstaande tabel:

H_s ontwerp	gemiddelde jaarlijkse schade	gekapitaliseerde schade
(m)	(f)	(f)
4 m (geen maatregelen)	2347×10^3	5868×10^3
5 m	574×10^3	1435×10^3
6 m	131.7×10^3	329×10^3
7 m	31777	79×10^3

Het gekozen lineair verband tussen schade en golfhoogte is vrij willekeurig, echter een meer verfijnde analyse van het verband tussen schade en golfhoogte is zonder nader onderzoek niet mogelijk. Kleine variaties in het verband lijken geen onevenredig grote invloed op het resultaat van de berekening te hebben.

III-3-2 Vergroting van de kruinhoogte.

Op de grondplaat wordt een betonkonstruktie aangebracht, waardoor de kruinhoogte van de golfbreker vergroot wordt om zo de hoeveelheid golfoverslag te beperken. Voor deze betonkonstruktie worden tetrapoden geplaatst; zie par. III-2-3 en fig. III-1. De benodigde kruinhoogte hangt af van de mate waarin de golfoverslag beperkt moet worden. Bij de berekening van de te verwachten schade is het ontwerpcriterium, H_s ontw, zo gedefinieerd, dat als $H_s \leq H_s$ ontw geen schade ontstaat door golfoverslag. De situatie is bij de vernielde golfkeermuursecties nu zo, dat geen schade door golfoverslag veroorzaakt als $H_s \leq 4$ m; dit bij een kruinhoogte van gemiddeld MSL +4.50 m en een waterstand van MSL +0.50 m. Hier blijkt te gelden dat als $H_s \leq$ (kruinhoogte - waterstand) er dan geen schade door golfoverslag ontstaat. (Vergelijk b.v. modelproeven, ref. III, waarbij een run up $R \approx H$ (golfhoogte) gemeten is bij een model van de golfbreker). Aangenomen wordt dat deze relatie blijft gelden bij vergroting van de kruinhoogte; dus geen schade als $H_s \leq$ kruinhoogte-waterstand. Met gebruikmaking van de defenitie voor H_s volgt dan:

Benodigde kruinhoogte = H_s ontwerp + waterstand neem daarbij aan dat de waterstand tijdens een optredende storm MSL +0.50 m zal zijn, dan is de benodigde kruinhoogte bij:

$$H_s \text{ ontw} = 5 \text{ m kruinhoogte} = 5 \text{ m} + 0.50 \text{ m} = \text{MSL} + 5.50 \text{ m}$$

$$H_s \text{ ontw} = 6 \text{ m kruinhoogte} = 6 \text{ m} + 0.50 \text{ m} = \text{MSL} + 6.50 \text{ m}$$

$$H_s \text{ ontw} = 7 \text{ m kruinhoogte} = 7 \text{ m} + 0.50 \text{ m} = \text{MSL} + 7.50 \text{ m}$$

Om te voorkomen dat de betonkonstruktie van de grondplaat afgeslagen wordt, zal deze aan de grondplaat verankerd moeten worden. De belasting, die op de betonkonstruktie werkt als gevolg van de waterdruk bij golfaanval kan volgens metingen van het Danish Hydraulic Laboratory, tot 100 kN/m^2 oplopen. (De golfbelasting wordt door de tetrapoden voor de betonkonstruktie gespreid over een langere tijd zodat geen golfklappen direkt op de konstruktie werken).

Bij de berekening van de te verwachten schade is er van uitgegaan dat de betonconstructie bij overschrijding van het ontwerpcriterium niet bezwijkt; de verankering wordt daarom voor H_s ontwerp is 5 m, 6 m en 7 m op dezelfde belasting per m^2 gedimensioneerd. Voor deze belasting wordt in alle drie gevallen een waterdruk van $100 \text{ kN}/m^2$ aangehouden. Verdere dimensionering en een kostprijsberekening worden voor verschillende ontwerpcriteria afzonderlijk uitgevoerd; respectievelijk voor H_s ontwerp = 5 m, 6 m en 7 m.

H_s ontwerp = 5 m (fig. III-3).

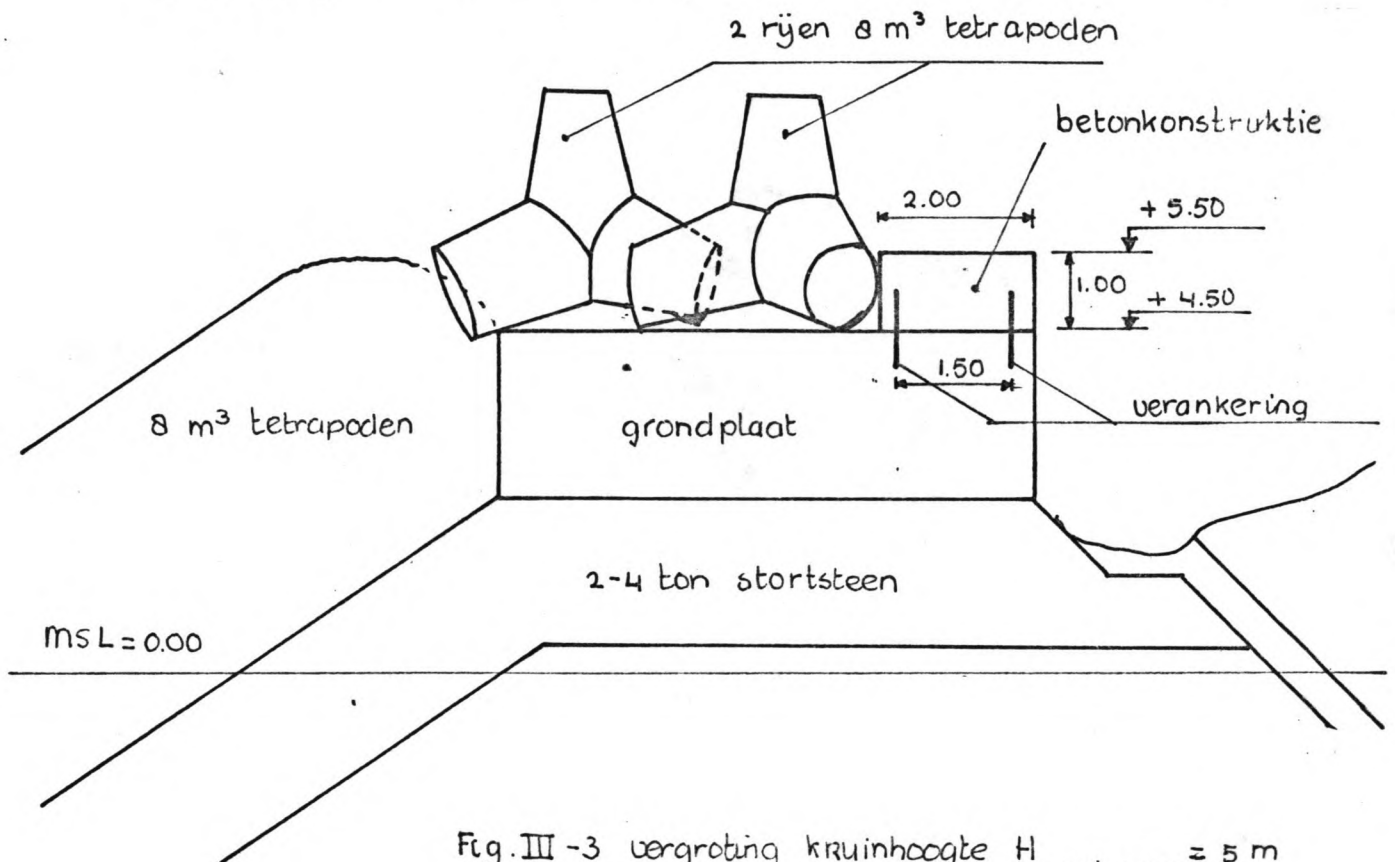


Fig. III-3 vergroting kruinhoogte H_s ontwerp = 5 m

schaal 1:100
maten in m, pelen t.o.v MSL

De benodigde kruinhoogte is MSL +5.50 m de bovenzijde van de grondplaat is gemiddeld op MSL +4.50 m, zodat de hoogte van de betonconstructie 1.00 m moet zijn. De constructie wordt 2.00 m breed gemaakt, aan zeezijde kunnen dan twee rijen 8 m^3 tetrapoden geplaatst worden. De plaats van de

verankering is in fig. III-3 aangegeven. De krachten die op de betonconstructie werken zijn:

- waterdruk: belasting 100 kN/m^2

⇒ kracht per eenheid van breedte is 100 kN/m

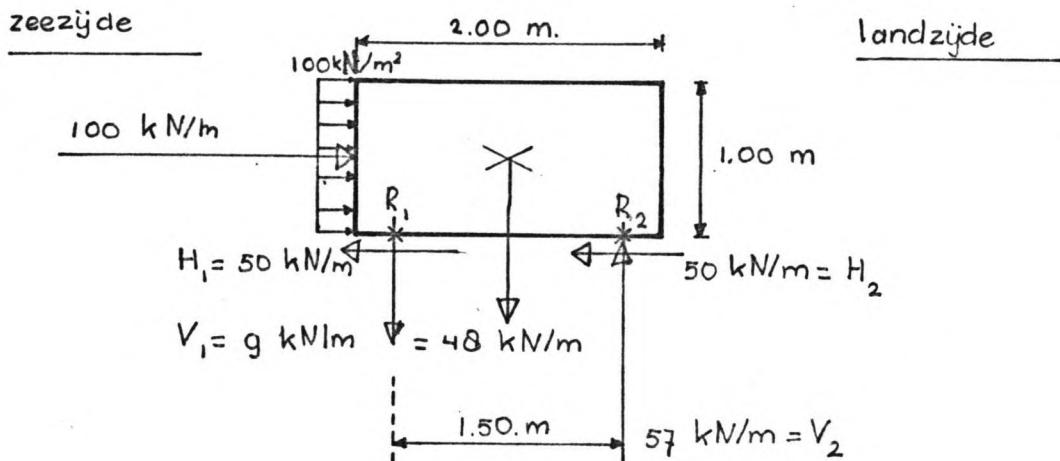
- eigen gewicht: s.g. beton is 24 kN/m^3

⇒ kracht per eenheid van breedte is

$$G = 2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 48 \text{ kN/m}$$

- ankerkrachten.

De ankerkrachten moeten berekend worden; aangenomen wordt dat drukkrachten door het beton worden overgebracht en dat trek - en schuifkrachten door de verankering worden overgebracht.



Horizontaal evenwicht: $100 \text{ kN/m} = H_1 + H_2$

Vertikaal evenwicht: $48 \text{ kN/m} = V_1 + V_2$

Momenten evenwicht om R_1 :

$$100 \times 0.50 + 48 \times 0.75 - V_2 \times 1.50 = 0$$

Neem aan dat $H_1 = H_2$, dan is :

$$H_1 = H_2 = 50 \text{ kN/m}$$

$$V_1 = 9 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = 57 \text{ kN/m}$$

De verankering aan zeezijde wordt het zwaarst belast, met een trekkracht van 9 kN/m een dwarskracht van 50 kN/m .

Als deze krachten geheel door wapeningsstaven worden overgebracht van de betonconstructie op de grondplaat, dan is de daarvoor benodigde staaldoorsnede, A_{ben} , als volgt te berekenen:

Omdat sprake is van een combinatie van normaal -en schuifspanningen wordt gerekend met de zogenaamde vergelijk spanning,

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau}$$

waarin $\sigma_1 = \frac{T}{A}$; σ_1 - normaalspanning

T - normaalkracht

A - staaldoorsnede

$\tau = \frac{D}{A}$; τ - schuifspanning

D - dwarskracht

$$\Rightarrow \sigma_v = \sqrt{\left(\frac{T}{A}\right)^2 + 3\left(\frac{D}{A}\right)^2}$$

De benodigde staaldoorsnede, A_{ben} , is te berekenen als T,D en de toelaatbare waarde voor σ_v bekend zijn:

$$A_{ben} = \frac{\sqrt{T^2 + 3D^2}}{\bar{\sigma}_v}$$

Worden voor de verankering staven van betonstaal FeB 400 gebruikt, dan is $\bar{\sigma}_v = 240 \text{ N/mm}^2$

$$\text{zodat } A_{ben} = \frac{\sqrt{(9 \times 10^3)^2 + 3 \times (50 \times 10^3)^2}}{240}$$

$$= 363 \text{ mm}^2/\text{m}$$

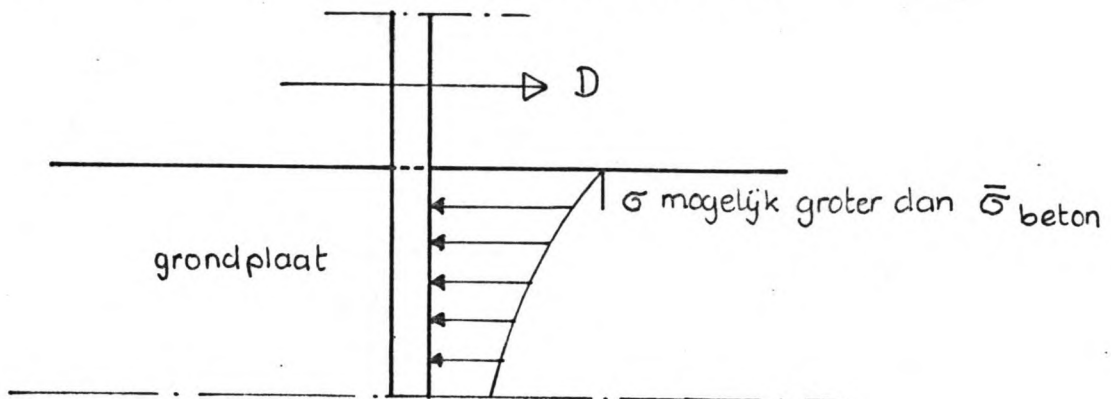
Twee staven $\emptyset 16$ per m ($A = 402 \text{ mm}^2/\text{m}$) zijn dan voldoende om de ankerkrachten op te nemen. Om praktische redenen worden echter 4 staven $\emptyset 16$ per m genomen ($A = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$).

De taillering van de verankering brengt nog problemen met zich mee; om enkele punten te noemen:

- Om de verankeringsstaven aan de grondplaat te kunnen bevestigen, zullen in de grondplaat gaten moeten worden geboord. Een juist gekozen injectiespecie moet er voor zorgen dat de aanhechting tussen de verankeringsstaven en

het beton van de grondplaat voldoende sterk is. Voor in het beton gestorte wapeningsstaven $\varnothing 16$, FeB 400 geribd, is de vereiste verankerings-lengte 0.5 m. Deze waarde zal bij gebruik van een geschikte injectiespecie aangehouden kunnen worden.

- Bij het overdragen van de dwarskracht van de verankering op het beton kunnen problemen ontstaan:



Nagegaan moet worden of nergens de maximaal toelaatbare spanning in het beton wordt overschreden. Gebeurt dat wel zal de doorsnede van de verankering vergroot moeten worden om zo de spanning te verlagen. Op de detaillering van de verankering wordt niet verder ingegaan; voor de berekening van de kosten wordt aangenomen dat de verankering aan land -en zeezijde even zwaar wordt uitgevoerd en dat de kostprijs van zo'n verankering per staaf $\varnothing 16$ f 100,- bedraagt (boren van een gat in de grondplaat van ± 0.5 m. en verwerken van betonstaal).

Nu kan een kostprijsberekening worden gemaakt, dit gebeurt voor een ter plaatse gestorte betonconstructie; mogelijke alternatieve wijzen van uitvoering, b.v. het plaatsen van prefab blokken, worden nu niet verder uitgewerkt. Uitgegaan wordt van de volgende eenheidsprijzen:

- 1 m^3 beton in het werk gestort f 170,-
- 1 m^2 eenvoudige beksting f 50,-
- verankering per staaf $\varnothing 16$ f 100,-
- de tetrapoden worden in mallen gestort

storten 1 m³ beton inclusief gebruik
mallen f 200,-

De tetrapoden kosten per stuk:

8 m ³ beton á f200,-	f 1600,-
vervoer en plaatsen	<u>f 200,-</u>
totaal f 1800,-	

Als overhead kosten wordt 10% in rekening gebracht.

De bovengenoemde prijzen zij gebaseerd op de Nederlandse situatie, mogelijk verschillen de prijzen in Libië, hierover was helaas geen informatie beschikbaar.

Kostprijs H_s ontwerp = 5 m

beton 2 m ³ /m	: 2 x f 170,-	= f 340,- /m
bekisting 2 m ² /m	: 2 x f 50,-	= f 100,- /m
verankering 2 x 4 Ø 16:	8 x f 100,-	<u>= f 800,- /m</u> +
		f 1240,- /m

De golfkeermuur is over ruim 400 m weggeslagen; reken de betonkonstruktie echter over 500 m in verband met aansluiting op nog intacte gedeelten van de keermuur.

⇒ betonkonstruktie: 500 x f 1240,- = f 620 000,-

Over 400 m zijn 2 rijen 8 m³ tetrapoden nodig. Op een rij geplaatst komen 8 m³ tetrapoden h.o.h. 2.40 m

⇒ tetrapoden 2 x $\frac{400}{2.40}$	= 334 stuks à f 1800,-
	f 601 200,-
betonkonstruktie	<u>f 620 000,-</u> +
	f 1221 000,-
10% overhead	<u>f 122 120,-</u> +
totaal	f 1343 320,-

H_{sig} ontwerp = 6 m (fig. III-4).

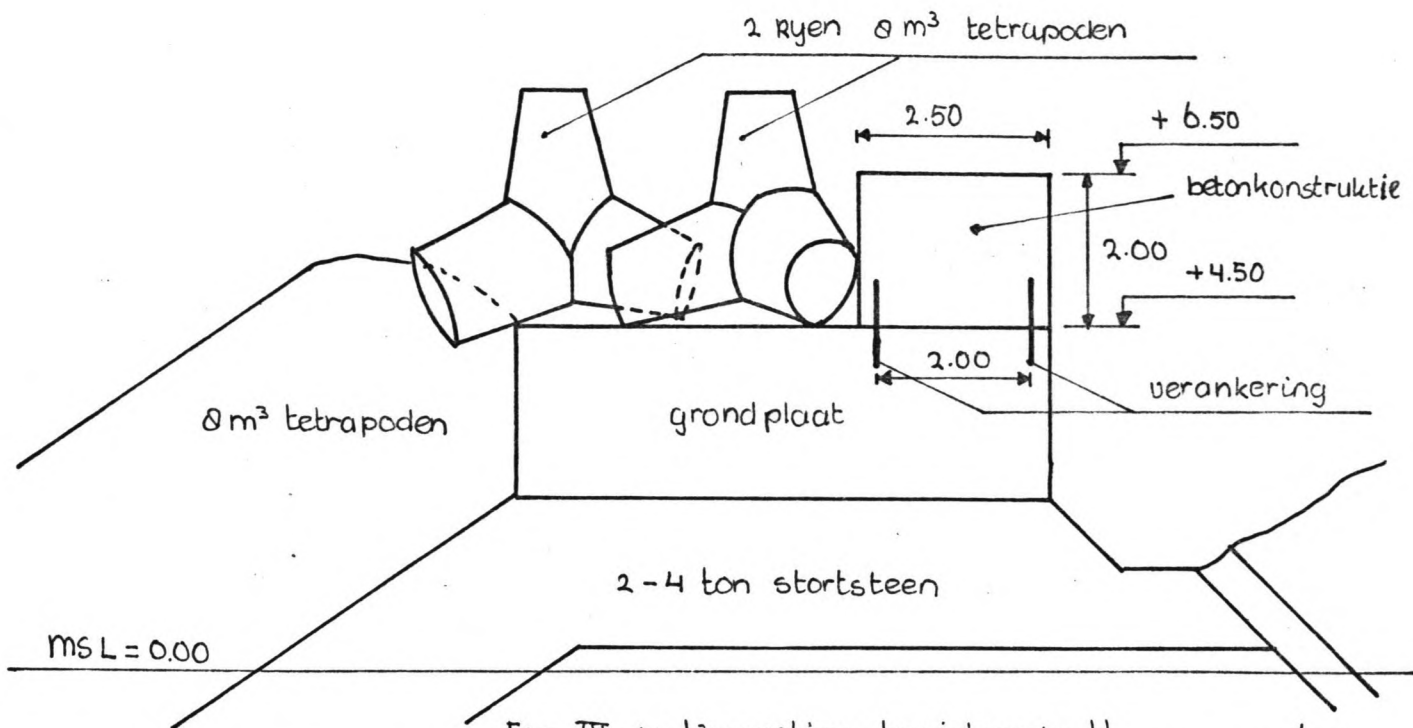


Fig. III -4 Vergroting kruinhoogte H_s ontwerp = 6 m

schaal 1 : 100
maten in m, peilen t.o.v. MSL

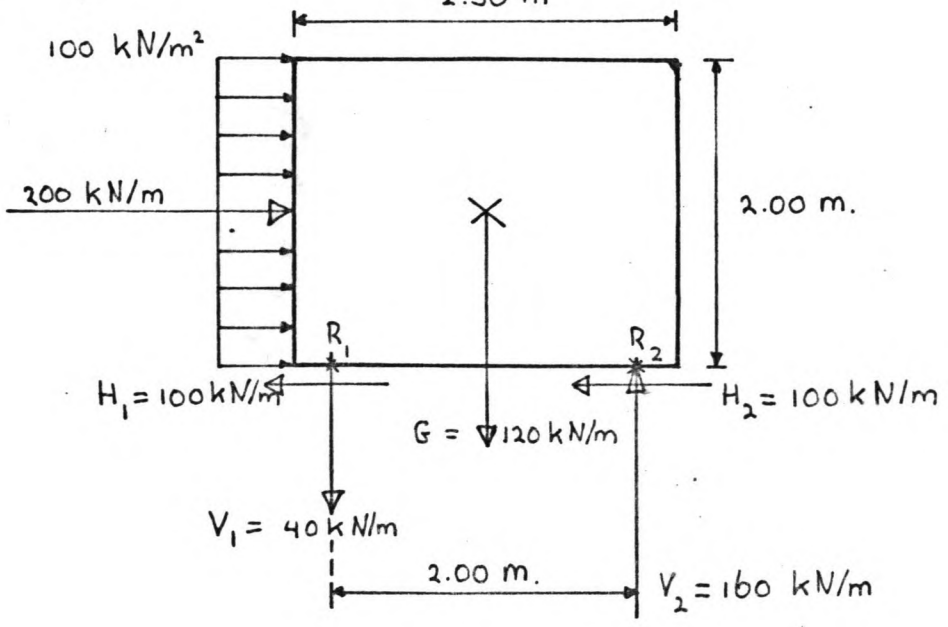
De berekening voor H_s ontwerp = 6 m verloopt analoog aan die bij H_s ontwerp = 5 m. Daarom wordt hier volstaan met een meer beknopte weergave:

De betonconstructie wordt 2.00 m hoog en 2.50 m breed, ervoor komen twee rijen 8 m^3 tetrapoden (zie fig. III-4).

Berekening van de verankering:

waterdruk $2 \times 100 \text{ kN/m}^2 = 200 \text{ kN/m}$

eigen gewicht $2.50 \times 1.00 \times 24 = 120 \text{ kN/m}$



$$\Sigma H: 200 \text{ kN/m} = H_1 + H_2 \text{ neem aan } H_1 = H_2$$

$$\Sigma V: 120 \text{ kN/m} = -V_1 + V_2$$

$$\Sigma M = 0 \text{ om } R_1: 200 \times 1.00 + 120 \times 1.00 - V_2 \times 2.00 = 0$$

$$\Rightarrow H_1 = H_2 = 100 \text{ kN/m}$$

$$V_1 = 40 \text{ kN/m} \quad V_2 = 160 \text{ kN/m}$$

Verankering aan zeezijde: $T = 40 \text{ kN/m}$

$$D = 100 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{ben}} = \frac{\sqrt{(40 \times 10^3)^2 + 3 \times (100 \times 10^3)^2}}{240} = 741 \text{ mm}^2/\text{m}$$

vier staven $\phi 16$ per m $\Rightarrow A = 804 \text{ mm}^2/\text{m}$ zijn voldoende.

Kostprijs H_s ontw = 6 m

beton $5 \text{ m}^3/\text{m}$	5 x f 170,- = f 850,- /m
bekisting $4 \text{ m}^2/\text{m}$	4 x f 50,- = f 200,- /m
verankering 2 x 4 $\phi 16$	8 x f 100,- = f 800,- /m +
	f 1850,- /m

betonkonstructie over 500 m

$$\Rightarrow 500 \times f 1850,- = f 925 000,-$$

2 rijen tetrapoden:

$$2 \times \frac{400}{2.40} = 334 \text{ st.}$$

$$\text{á f } 1800,- = f 601 200,- +$$

$$f 1526 200,-$$

$$\text{overhead } 10\% \quad f 152 620,- +$$

$$\text{totaal} \quad f 1678 820,-$$

H_s ontw = 7 m (fig III-5).

Berekening ahaloog aan die van H_s ontw = 5 m .

De betonkonstructie wordt 3.00 m hoog en 3.00 m breed, ervoor komen drie rijen 8 m^3 tetrapoden.

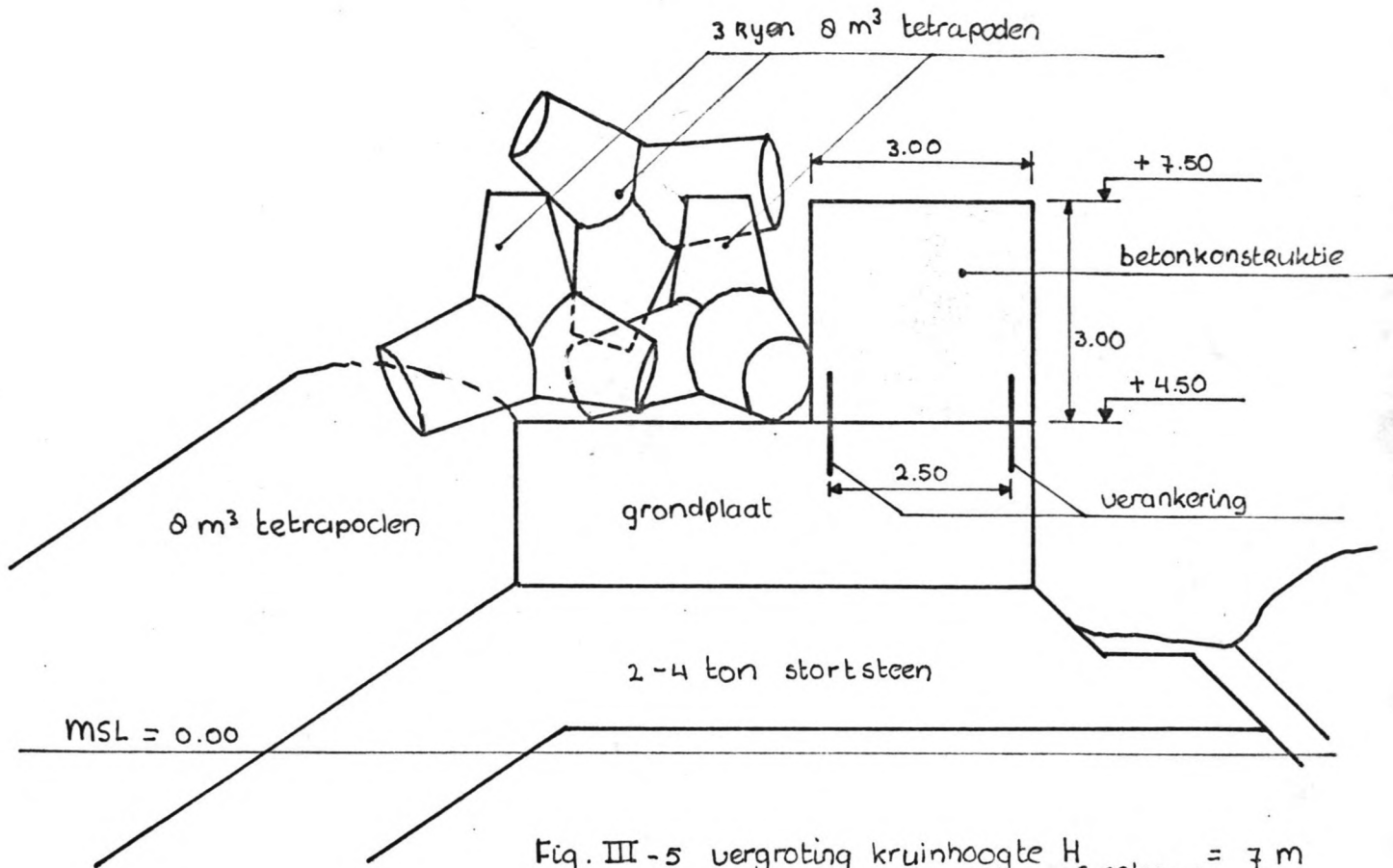


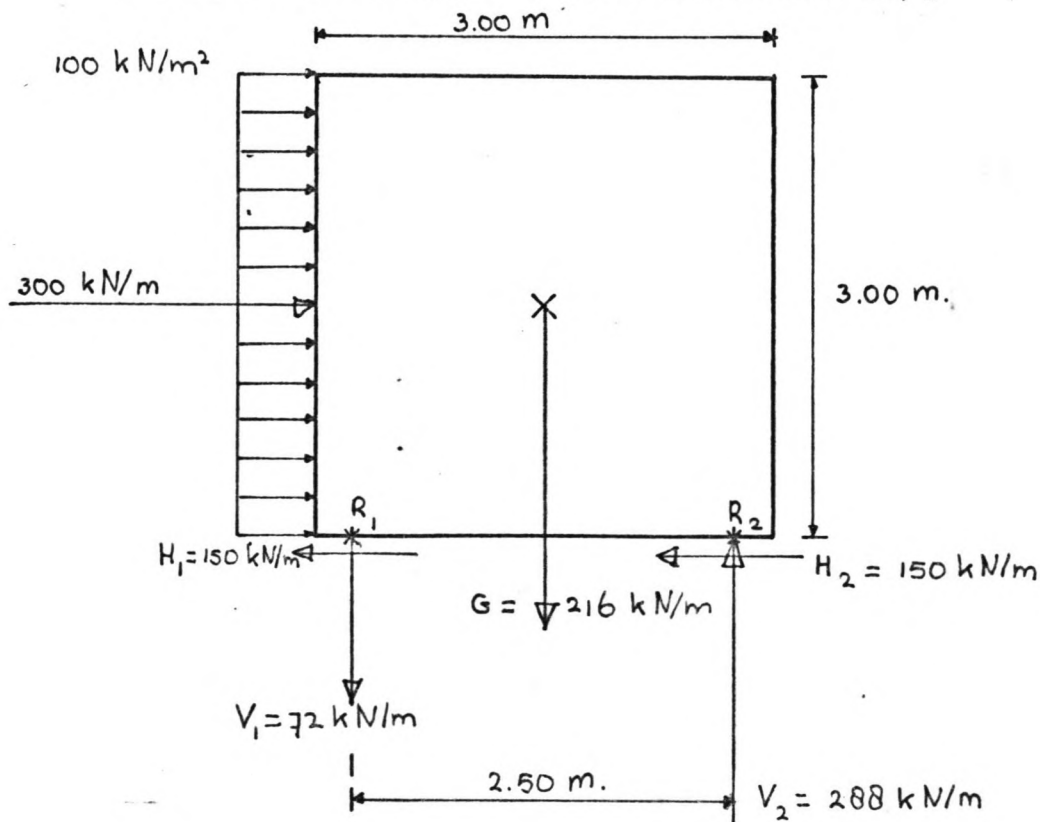
Fig. III - 5 vergroting kruinhoogte H_s ontwerp = 7 m

schaal 1 : 100
maten in m peilen, t.o.v. MSL

Berekening van de verankering:

waterdruk: $300 \times 100 = 300 \text{ kN/m}$

eigen gewicht: $3.00 \times 3.00 \times 24 = 216 \text{ kN/m}$



$$\Sigma H: 300 \text{ kN/m} = H_1 + H_2 \quad \text{neem aan } H_1 = H_2$$

$$\Sigma V: 216 \text{ kN/m} = -V_1 + V_2$$

$$\Sigma M \neq 0 \text{ om } R_1: 300 \times 1.50 + 216 \times 1.25 - V_2 \times 2.50 = 0$$

$$\Rightarrow H_1 = H_2 = 150 \text{ kN/m}$$

$$V_1 = 72 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = 288 \text{ kN/m}$$

Verankering aan zeezijde: $T = 72 \text{ kN/m}$

$$D = 150 \text{ kN/m}$$

$$A_{\text{ben}} = \frac{\sqrt{(72 \times 10^3)^2 + 3 \times (150 \times 10^3)^2}}{240} = 1123 \text{ mm}^2/\text{m}$$

zes staven $\emptyset 16$ per m $\Rightarrow A = 1206 \text{ mm}^2/\text{m}$ zijn voldoende

Kostprijs H_s ontw = 7 m

beton $9 \text{ m}^3/\text{m}$	$9 \times f 170,- = f 1530,- /\text{m}$
bekisting $6 \text{ m}^2/\text{m}$	$6 \times f 50,- = f 300,- /\text{m}$
verankering $2 \times 6 \emptyset 16$	$12 \times f 100,- = f 1200,- /\text{m} +$
	$f 3030,- /\text{m}$

betonconstructie over 500 m

$$\Rightarrow 500 \times f 3030,- = f 1\,515\,000,-$$

3 rijen tetrapoden:

$$3 \times \frac{400}{2.40} = 501 \text{ st. } \hat{a} f 1800,-$$

$$f 901\,800,- +$$

$$f 2\,416\,800,-$$

$$\text{overhead } 10\% \quad f 241\,680,- +$$

$$\text{totaal} \quad f 2\,658\,480,-$$

Samengevat bedragen de aanlegkosten bij vergroting van de kruinhoogte afhankelijk van het ontwerpcriterium:

H_s ontw	aanlegkosten
5 m	$f 1\,343\,320,-$
6 m	$f 1\,678\,820,-$
7 m	$f 2\,658\,480,-$

De berekende aanlegkosten en de kosten van de verwachte schade maken een economische optimalisatie berekening mogelijk, dit wordt verder uitgewerkt in hoofdstuk IV. Daar wordt deze oplossing vergeleken met de oplossing met de damwand (par.III-3-3) Daarbij zullen ook andere overwegingen die een rol spelen aan de orde komen

III-3-3 Plaatsen van een damwand.

Tussen de golfbreker en de loodsen wordt een damwand geplaatst, die het water dat over de golfbreker slaat moet keren. (zie par III-2-4 en fig. III-2).

De benodigde damwandhoogte wordt bepaald door de waterstand voor de damwand en de golfhoogte die ontstaat in het waterbassin tussen de golfbreker en de damwand.

De waterstand voor de damwand.

Deze waterstand wordt bepaald door de hoeveelheid instroming als gevolg van golfoverslag en de waterhoogte die nodig is om deze hoeveelheid af te doen stromen. De hoeveelheid golfoverslag is berekend volgens een methode gegeven in de Shore Protection Manual (ref. IV) in bijl. III-2. De berekende hoeveelheden stemmen echter slecht overeen met recente proeven uitgevoerd door het Waterloopkundig Laboratorium Delft. Ter vergelijking worden ook waarden voor hoeveelheid golfoverslag gegeven van Jensen en Sorensen (ref. V). De verschillende waarden zijn verzameld onderstaande tabel:

H_s (m)	hoeveelheden golfoverslag (m^3/s per m)		
	berekening bijl. III-2	W.L.	Jensen/Sorensen
4	0	0	0
5	0.05	0.55	0.55
5.35		0.70	0.70
6	0.17	0.60	1.00
7	0.36	0.40	

Het verschil tussen de gegevens van W.L. en Jensen en Sorensen, bij H_s groter dan 5.35 m, wordt veroorzaakt door het breken van de golven op de vooroever. Dit effect is door Jensen en Sorensen niet in rekening gebracht. Bij verdere berekeningen zullen de waarden van het W.L. gebruikt worden.

Het water zal terug stromen door de poreuze golfbreker, voornamelijk door de 2-4 tons steenlaag onder de grondplaat, en, als de waterstand voldoende hoog wordt, zal het water over de kruin afstromen. De stroming door de golfbreker is sterk afhankelijk van de geometrie van de 2-4 tons steenlaag; het poriëngelhalte van deze laag hangt af van de manier waarop de stenen gestapeld zijn en dit poriëngelhalte bepaalt in hoge mate de stroming door de steenlaag. Dit maakt een berekening zonder nader onderzoek naar de situatie ter plaatse, vrij onbetrouwbaar. Afstromen van water door de golfbreker wordt daarom niet meegerekend, zodat de berekening aan de veilige kant blijft.

Voor dimensionering van de damwand wordt aangenomen dat terugstroming alleen plaats vindt over de kruin van de golfbreker, waarbij de kruin als volkomen overlaat beschouwd wordt. Gebruikt wordt de afvoerformule voor een volkomen overlaat:

$$q = m \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g} h^{3/2}$$

waarin: q is het debiet per eenheid van breedte

m is een overlaatcoëfficiënt: stel m = 1

h is de energie hoogte boven de kruin:

dit komt overeen met de waterhoogte voor de damwand boven kruinniveau

g is de gravitatie versnelling = 9.81 m/s²

substitutie van m en g $\Rightarrow q = 1.70 h^{3/2}$

Terugstroming over de kruin kan alleen gebeuren als er geen instroming is. Als de golfhoogten Rayleigh-verdeeld zijn geeft bij $H_s = 5 \text{ m} \pm 20\%$ van de golven overslag. Als instroming gedurende een halve periode van de overslaande golven plaats vindt en de golfperioden ongeveer even lang zijn dan is er 10% van de tijd instroming. Terugstroming kan dan 90% van de tijd plaats vinden. Onder dezelfde voorwaarden geldt:

$H_s = 6 \text{ m} \Rightarrow \pm 40\%$ van de golven geeft overslag

$\Rightarrow \pm 80\%$ van de tijd terugstroming

$H_s = 7 \text{ m} \Rightarrow \pm 50\%$ van de golven geeft overslag

$\Rightarrow \pm 75\%$ van de tijd terugstroming

De waterstand voor de damwand is nu te berekenen; h is de waterstand boven kruinniveau

H_s	$q_{\text{afstroming}}$	$h = \left(\frac{q}{1.70}\right)^{2/3}$
5.00 m	$\frac{0.55}{0.90} = 0.61 \text{ m}^3/\text{s per m}$	0.50 m
5.35 m	$\frac{0.70}{0.85} = 0.82 \text{ m}^3/\text{s per m}$	0.62 m
6.00 m	$\frac{0.60}{0.80} = 0.75 \text{ m}^3/\text{s per m}$	0.58 m
7.00 m	$\frac{0.40}{0.75} = 0.53 \text{ m}^3/\text{s per m}$	0.46 m

Golfhoogte in het bassin.

De overslaande golven zullen in het ontstane waterbassin golven opwekken. Een berekeningswijze hiervoor wordt gegeven door W.N. Seelig (ref. VI). Deze schrijft de golfopwekking door golfoverslag achter een golfbreker, waarbij de waterstand voor en achter de golfbreker gelijk zijn. Dit laatste is hier niet het geval; aangenomen wordt dat hierdoor het verschil in de ontstane golfhoogte niet erg groot is. Seelig geeft de volgende formule:

$$\frac{H_t}{H_i} = C \times \left(1 - \frac{F}{R}\right)$$

waarin: H_t is de golfhoogte opgewekt achter de golfbreker

H_i is de aankomende golfhoogte

F is het verschil tussen kruinhoogte en waterstand

R is de run up die zou optreden bij voldoende kruinhoogte

C is een empirische coëfficiënt:

$$C = 0.51 - 0.11 \frac{B}{h}$$

waarin B is de breedte van de kruin

h is de afstand bodem - kruin

Bij onregelmatige golven moet voor H_i , H_{gem} worden genomen;

$$H_{\text{gem}} \approx 0.63 H_{\text{sig}} \text{ (Rayleighverdeling)}$$

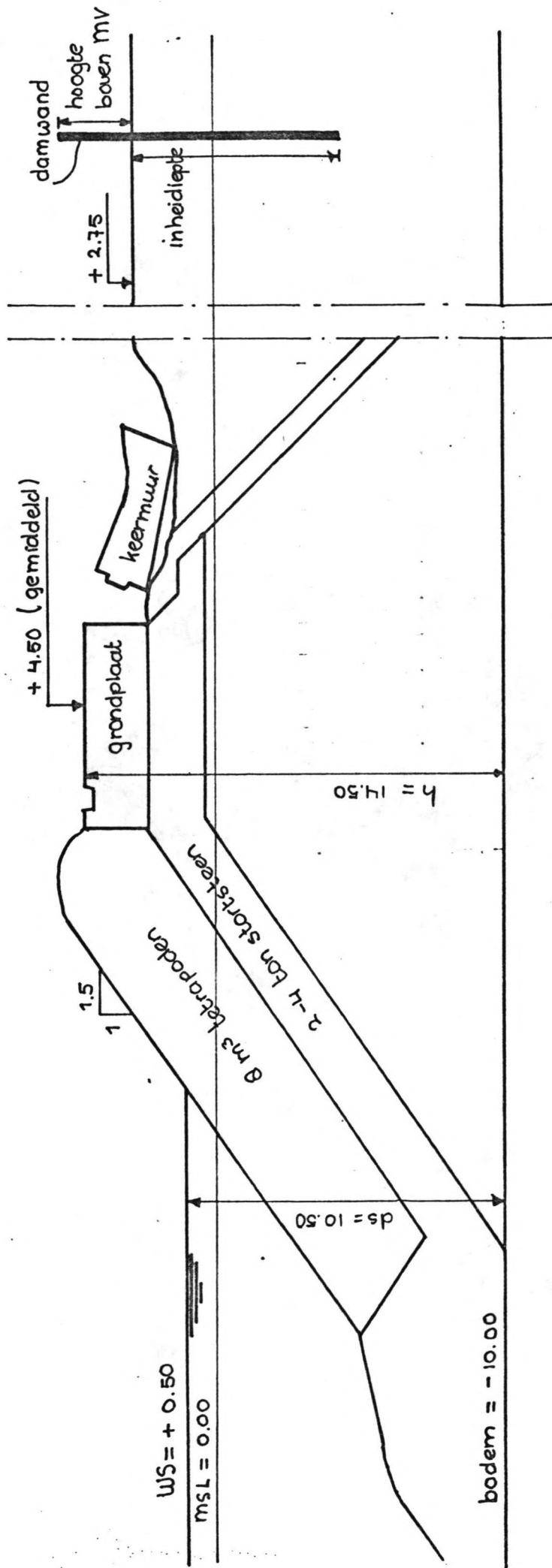


Fig. III -2 damwand achter de -golfbaker

schaal 1: 200

De afmetingen van de golfbreker zijn gegeven in fig III-2:

$$h = 14.50 \text{ m}$$

$$F = 4.00 \text{ m}$$

$$B \approx 10.00 \text{ m}$$

Neem aan dat $R \approx H$ dan wordt

$$H_t = \left(0.51 - 0.11 \frac{10}{14.50}\right) \times \left(1 - \frac{4}{H_{gem}}\right) \times H_{gem}$$

$$= 0.434 \times \left(1 - \frac{4}{H_{gem}}\right) \times H_{gem}$$

$H_s = 5 \text{ m}$ $H_{gem} = 0.63 \times 5 = 3.15 \text{ m}$. Omdat $H_{gem} < 4 \text{ m}$ zullen volgens de formule geen golven opgewekt worden

$$H_s = 6 \text{ m} \Rightarrow H_{gem} = 3.78 \text{ m} \Rightarrow \text{geen golven}$$

$$H_s = 7 \text{ m} \Rightarrow H_{gem} = 4.41 \text{ m} \Rightarrow H_t = 0.18 \text{ m}$$

voor de berekening van de damwand wordt voor de golfhoogten aangehouden als schatting:

$$H_s = 5 \text{ m} \quad H_t = 0.25 \text{ m}$$

$$H_s = 7 \text{ m} \quad H_t = 0.50 \text{ m}$$

Tussen liggende waarden worden geïnterpoleerd.

De benodigde damwandhoogte is nu te berekenen: de kruinhoogte is gemiddeld MSL +4.50 m, maaiveld op MSL +2.75 m

H_s ontw	hoogte boven kruin= waterstand+ golfhoogte	hoogte boven maaiveld
5.00 m	0.50 + 0.25 = 0.75 m	2.50 m
5.35 m	0.62 + 0.30 = 0.87 m	2.62 → 2.65 m
6.00 m	0.58 + 0.40 = 0.98 m	2.73 → 2.75 m
7.00 m	0.46 + 0.50 = 0.96 m	2.71 → 2.75 m

Opm.: Omdat de golfoverslag na breken van de golven iets afneemt bij toenemende golfhoogte neemt mogelijk ook de benodigde damwandhoogte af bij toenemende golfhoogte. De damwand moet echter ook bij lagere golfhoogten dan de ontwerp golfhoogte voldoen.

Bij berekening van de verwachte schade is verondersteld dat de damwand bij overschrijden van het ontwerpcriterium niet

zal bezwijken; de damwand moet een waterstand even hoog als de damwand kunnen weerstaan. De damwand is berekend in bijl. III-3; afhankelijk van het ontwerpcriterium is nodig:

$$H_{s \text{ ontw}} = 5 \text{ m: inheidiepte MV } -7.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{lengte} = 2.50 + 7.00 = 9.50 \text{ m}$$

profiel Larssen III gewicht 155 kg/m^2

$$H_{s \text{ ontw}} = 6 \text{ m en } 7 \text{ m: inheidiepte MV } -7.70 \text{ m}$$

$$\text{lengte} = 2.75 + 7.70 = 10.45 \text{ m}$$

profiel Larssen IV gewicht 185 kg/m^2

Nu de damwand gedimensioneerd is kan een kostprijsberekening worden gemaakt. Gerekend wordt met de volgende eenheidsprijzen:

damwandplanken : f 970,- per ton
 transport op het werk: : f 50,- per ton +
 f 1020,- per ton
 heikosten: f 325,- per m ($\pm 7.50 \text{ m}$ diep)

Voor overheadkosten wordt 10% in rekening gebracht.

De damwand is nodig van ch 50 - ch 200 150 m
 van ch 750 - ch 1340 590 m

4 aansluitingen op de golfbreker

$$\Rightarrow 4 \times 50 \text{ m} = \underline{200 \text{ m}}$$

totaal 940 m

- Kostprijs $H_{s \text{ ontw}} = 5 \text{ m}$

damwandplanken: $9.50 \text{ m} \times 0.155 \text{ ton/m}^2 = 1.4725 \text{ ton/m}$
 á f 1020,- /ton $\Rightarrow 1.4725 \times 1020 = f 1501,95 /m$
 heikosten f 325,- /m +
 f 1826,95 /m
 over 940 m $\Rightarrow 940 \times f 1826,95 = f 1717333,-$
 overhead 10% f 171733,- +
 totaal f 1889066,-

- Kostprijs H_s ontwerp = 6-7 m

damwandplanken: $10.45 \text{ m} \times 0.185 \text{ t/m}^2 = 1.9333 \text{ ton/m}$

á f 1020,- /ton $\Rightarrow 1.9333 \times 1020 = f 1972,- /m$

heikosten f 325,- /m +
f 2297,- /m

over 940 m $\Rightarrow 940 \times f 2297,- = f 2159180,-$

overhead 10% f 215918,- +

totaal f 2375098,-

Met gebruikmaking van de kosten van de te verwachten schade is een optimalisatieberekening mogelijk. Dit komt in hoofdstuk IV aan de orde; daar wordt deze oplossing vergeleken met de oplossing waarbij de kruinhoogte vergroot wordt. Daarbij zullen ook andere overwegingen dan kosten aan de orde komen.

IV Keuze van de beste oplossing.

De meest economische oplossing is die, waarvoor de gesommeerde kosten van de gekapitaliseerde schade, die verwacht wordt gedurende de levensduur en de aanlegkosten, minimaal zijn. Deze kosten zijn berekend in hoofdstuk III en zijn verzameld in onderstaande tabel. De gesommeerde kosten zijn grafisch weergegeven in figuur IV-1.

H_s ontw	kosten ($\times 10^3$ gulden)				
	gekap. schade	Opl.1 verhoging kruin aanleg- totaal kosten		Opl.2 damwand aanleg- totaal kosten	
4 m (geen maat- regelen)	5868	0	5868	0	5868
5 m	1435	1343	2778	1889	3324
6 m	329	1679	2008	2375	2704
7 m	79	2658	2737	2375	2454

Bij de oplossing waarbij de kruinhoogte van de golfbreker vergroot wordt, wordt een optimum bereikt bij H_s ontw = 6 m; de gesommeerde kosten zijn minimaal. Deze oplossing wordt in het vervolg opl.1 genoemd. Bij de oplossing met de damwand (in het verdere betoog opl.2 genoemd) nemen de gesommeerde kosten steeds verder af bij toenemende H_s ontw. Bij de berekening is gebleken dat de hoeveelheid golfoverslag niet meer toeneemt al H_s groter wordt dan ± 5.50 m, omdat dan steeds meer golven gaan breken op de vooroever. Een gevolg is dat de damwand boven H_s ontw = 5.50 m niet zwaarder en hoger hoeft te worden en dus ook niet duurder. Bij de berekening van de schade is aangenomen dat deze steeds verder afneemt met toenemende H_s ontw; zodat de som van de aanlegkosten en schade afneemt als H_s ontw groter wordt dan 5,50 m.

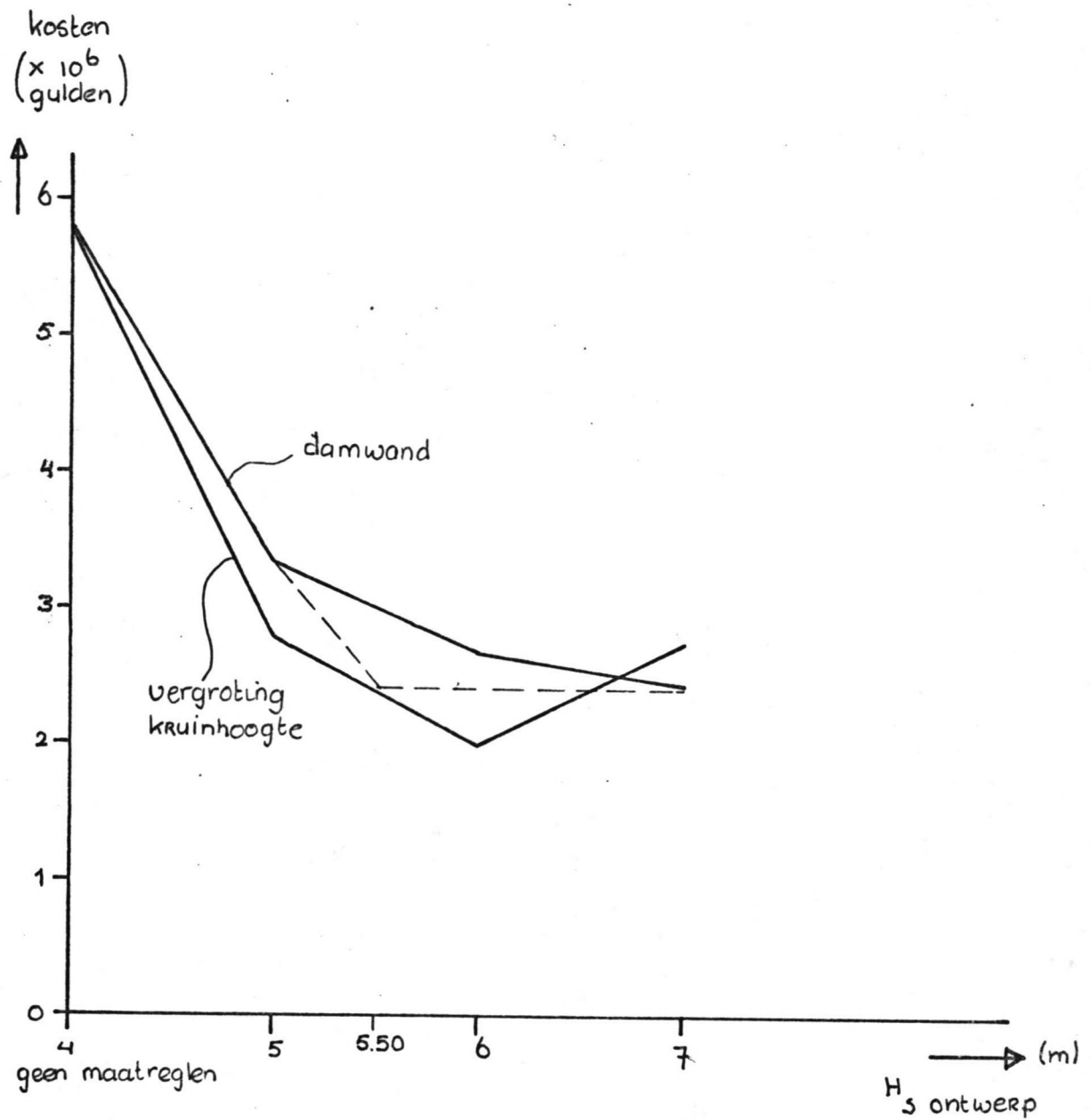


Fig.IV-1 gesommeerde kosten
(gekapitaliseerde schade en aanlegkosten.)

Dat de hoeveelheid golfoverslag niet meer toeneemt boven $H_s = \pm 5.50$ m blijkt uit recente modelproeven in het W.L. Delft, waarvan de resultaten beschikbaar kwamen toen dit rapport al grotendeels voltooid was. Dat is de reden, dat hiermee niet in een vroeg stadium rekening is gehouden. Gesteld kan worden: als de damwand ontworpen is op $H_{s\text{ ontw}} = 5.50$ m, dan voldoet hij ook aan hogere H_s ontw en derhalve zal ook bij H_s groter dan 5.50 m geen schade door golfoverslag ontstaan. Als deze correctie wordt toegepast op de gekapitaliseerde schade die verwacht mag worden, dan volgt voor de kosten:

$H_{s\text{ ontw}}$	Oplossing 2, kosten (x 10^3 gulden)		
	schade	aanlegkosten	totaal
4 m	5868	0	5868
5 m	1435	1889	3324
6 m	~ 0	2375	2375
7 m	~ 0	2375	2375

In fig. 1V-1 zijn de gesommeerde kosten aangegeven met een onderbroken lijn. Een optimum wordt voor opl.2 bereikt als deze wordt ontworpen op $H_{s\text{ ontw}} = 5.50$ m.

Vergelijken van beide oplossingen laat zien dat opl.1 met $H_{s\text{ ontw}} = 6$ m de goedkoopste is, het verschil met opl.2 is echter vrij klein, gezien de onzekerheid in de berekening van de verwachte schade.

enkele andere overwegingen spelen echter ook een rol, zoals:

- De uitvoeringstijd.

Uitvoeren van oplossing 1, de betonconstructie op de kruin, kost veel tijd, terwijl oplossing 2, de damwand, snel is uit te voeren.

- Sloopkosten en restwaarde.

Wanneer definitieve maatregelen getroffen worden zullen de noodmaatregelen opgeruimd moeten worden; bij opl.1 gaat dat vrij veel tijd en geld kosten. De damwand bij opl.2 is snel op te ruimen en omdat de damwandplanken nog rest-

waarde hebben levert dit mogelijk zelfs geld op.
- Venting.

Ook het water dat door venting op het haventerrein komt wordt door de damwand bij opl.2 gekeerd. Bij opl.1 blijft deze overlast bestaan.

samengevat:

	opl.1, beton- konstruktie	opl.2 damwand
	$H_s \text{ ontw} = 6 \text{ m}$	$H_s \text{ ontw} = 5.50 \text{ m}$
Gesommeerde kosten	ongeveer gelijk	
Uitvoeringstijd	-	+
Sloopkosten	-	+
Venting	-	+

Conclusie:

De oplossing met de damwand verdient de voorkeur boven de oplossing met de betonkonstruktie op de kruin. De damwand moet tot 2.75 m boven maaiveld hoog worden. De damwand is gedimensioneerd in par.III-2-3 en bijl.III-3. Tevens verdient het de aanbeveling de tetrapodbekleding plaatselijk provisorisch te repareren en de gebroken tetrapoden uit het talud te verwijderen; zoals voorgesteld in par.III-2.

Referenties.

De titels van de aangehaalde literatuur zijn niet altijd even volledig, omdat voor dit rapport in enkele gevallen concept uitgaven zijn gebruikt.

Ref.I Wave analysis at Tripoly Harbour, Libya
April 1977 - March 1979
Sir Bruce White, Wolfe Barry and partners.

Ref.II Report (voorlopig rapport werkgroep THD)
Appendix 6 refractie studie.

Ref.III Hydrolic Model Investigation
June 1972
idem September 1972
Laboratry Whimpey.

Ref.IV Shore Protection Manual (1973)
C.E.R.C.

Ref.V Jensen - Sorensen
Coastal Engineering 3 - 1979

Ref.VI W.N. Seelig, CETA 80 - 7

Ref.VII Tripoli breakwater design optimization preliminary
report Feb. 1982, M 1831
W.L. Delft.

Bijlage II-1

Berekening van het golfklimaat.

Van april 1977 tot en met maart 1979 zijn met een golfmeetboei in 23 m diep water voor de golfbreker golfhoogten geregistreerd (ref I). De meetboei was ingesteld om elke drie uur tien minuten te registreren, deze registratie van tien minuten wordt geacht representatief te zijn voor een periode van drie uur.

De bedoeling is de overschrijdingskans van de significante golfhoogte, $P(\underline{H}_s > H_s)$ te berekenen uit de waarnemingen.

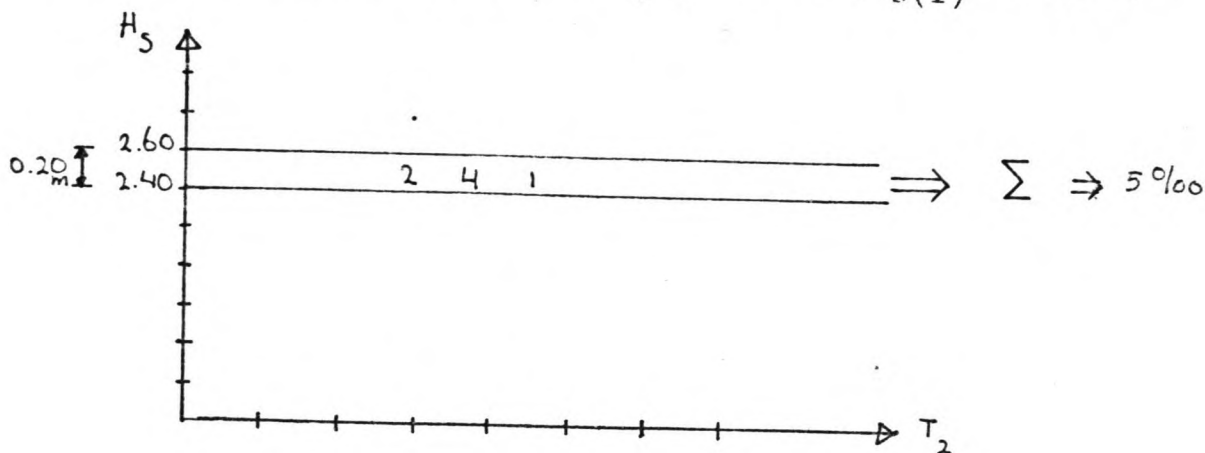
Omdat de waarnemingen met intervallen van drie uur verricht zijn wordt de overschrijdingskans $P(\underline{H}_s > H_s)$ uitgedrukt in de fractie van het aantal perioden van drie uur.

De overschrijdingskans $P(\underline{H}_s > H_s)$ is niet berekend in ref.I: deze wordt als volgt uit het waarnemingsmateriaal berekend.

Van de waarneming wordt per seizoen van drie maanden een overzichtsfiguur gegeven, waarvan H_s is uitgezet tegen de gemiddelde nul doorgangs periode T_z .

H_s is in figuren verdeeld in klassen met $\Delta H_s = 0.20$ m; sommeren over de waarde van T_z geeft het aantal waarnemingen dat tussen $H_s(i) - \frac{1}{2}\Delta H_s$ en $H_s(i) + \frac{1}{2}\Delta H_s$ ligt. Dit aantal is uitgedrukt in het promillage van het aantal succesvolle waarnemingen.

Hieronder is een voorbeeld van zo'n overzichtsfiguur gegeven: 5 ‰ van de geslaagde waarneming valt hier bijvoorbeeld in de klassen $2.40 \text{ m} < H_s \leq 2.60 \text{ m}$. ($H_s(i) = 2.50 \text{ m}$)



Voorbeeld overzichtsfplot.

Nodig zijn nu de aantallen geslaagde metingen per seizoen, om de promillages te herleiden tot aantallen waarnemingen. Deze aantallen zijn gegeven in ref. I en verzameld in de volgende tabel:

seizoen	meetperiode	aantal succesvolle metingen
spring	april t/m juni 1977	520
	" " " 1978	<u>526</u>
	totaal	1046
summer	juli t/m sept. 1977	349
	" " " 1978	<u>611</u>
	totaal	960
autumn	okt. t/m dec. 1977	199
	" " " 1978	<u>628</u>
	totaal	827
winter	jan. t/m mrt. 1978	441
	" " " 1979	<u>656</u>
		1097

Totaal aantal succesvolle waarnemingen van april 1977 t/m maart 1979 is 3930.

De op bovenstaande wijze berekende aantallen waarnemingen per klasse ΔH_s waarbij, $H_s(i) - \frac{1}{2} \Delta H_s < \underline{H}_s \leq H_s(i) + \frac{1}{2} \Delta H_s$,

zijn in de volgende tabel verzameld per seizoen (kolom 2 t/m 5) en gesommeerd over de vier seizoenen (kolom 6). De fractie van het totaal aantal waarnemingen is dan kolom 7.

$$P(H_s(i)) = \frac{\text{totaal aantal: } H_s(i) - \frac{1}{2} \Delta H_s < \underline{H}_s \leq H_s(i) + \frac{1}{2} \Delta H_s}{\text{totaal aantal waarnemingen (= 3930)}}$$

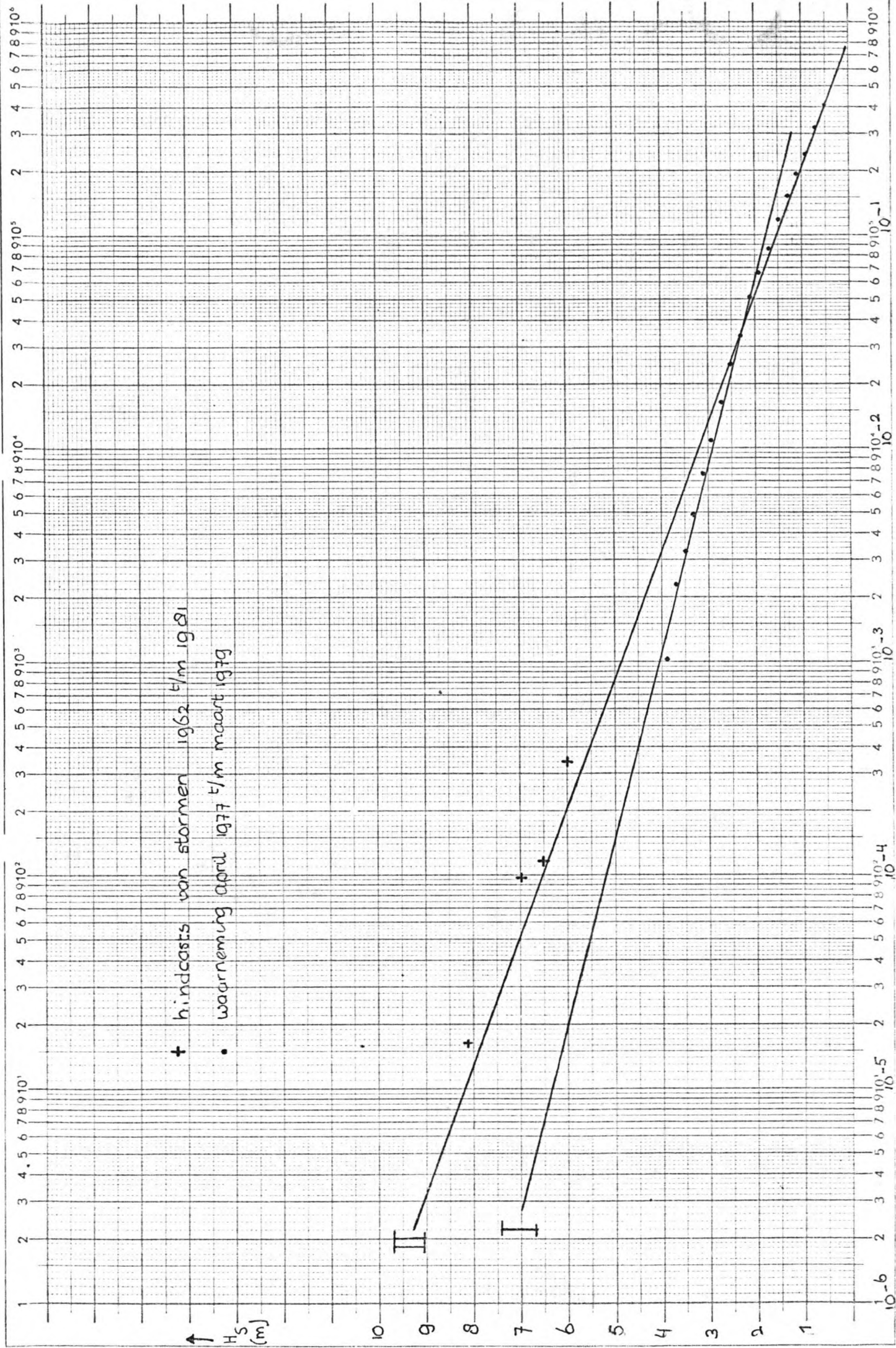
De overschrijdingskans, $P(\underline{H}_s > H_s)$ is dan te berekenen als:

$$P(\underline{H}_s > H_s) = \sum_{H_s}^{\infty} \Delta P(H_s(i)) \quad (\text{kolom 8})$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
$H_s(i)$	aantal waarnemingen					ΔP	$P(H_s > H_s(i))$
(m)	spring	summer	autumn	winter	totaal	$= \frac{\text{totaal}}{3930}$	
3.90				4	4	1.02×10^{-3}	1.02×10^{-3}
3.70	1		1	3	5	1.27 "	2.29 "
3.50	1		3	0	4	1.02 "	3.31 "
3.30	3		2	1	6	1.53 "	4.83 "
3.10	4		2	5	11	2.80 "	7.63 "
2.90	2		6	5	13	3.31 "	10.94 "
2.70	2		7	12	21	5.34 "	16.28 "
2.50	6		8	18	33	8.40 "	24.68 "
2.30	8	2	15	12	37	9.41 "	34.10 "
2.10	10	4	16	36	66	16.79 "	50.89 "
1.90	6	3	12	38	59	15.01 "	65.90 "
1.70	14	5	26	38	83	21.12 "	87.02 "
1.50	16	9	41	61	127	32.32 "	119.34 "
1.30	24	13	26	64	127	32.32 "	151.65 "
1.10	37	24	41	65	167	42.49 "	194.15 "
0.90	46	23	51	65	185	47.07 "	241.22 "
0.70	80	48	77	105	310	78.88 "	320.10 "
0.50	124	55	66	104	349	88.80 "	408.91 "

De waargenomen overschrijdingskansen zijn uitgezet op half logaritmischpapier in de figuur (bijl. II-1-1) lijn I. Extrapolatie van een rechte lijn door de waarnemingen geeft dan als schatting voor het golfklimaat:

Overschrijdingskansen $P(H_s > H_s)$ (fractie van het aantal 3 uurs perioden)	Significante golfhoogte H_s (m)
6.85×10^{-4}	4.25
3.42×10^{-4}	4.60
6.85×10^{-5}	5.40
3.42×10^{-5}	5.75
1.37×10^{-5}	6.20
6.85×10^{-6}	6.60
3.42×10^{-6}	6.90



meerpapier - wormer Fig. bijl. II - 1-1
 Overschrijningskans: fractie van het aantal perioden van 3 uur met $H_3 > H_s$
 X -as logar. verdeeld $1 \cdot 10^6$ Eenheid 45 mm. Y -as verdeeld in mm

In paragraaf II -3 blijkt dat de hierboven berekende schatting van het golfklimaat leidt tot te lage overschrijdingskansen voor grotere waarden van H_s .

Om tot een betere schatting te komen worden aan de waarnemingen van april 1977 tot en met maart 1979 een aantal waarnemingen met kleine overschrijdingskans toegevoegd. De waarnemingen worden verkregen uit hindcasts van de golfhoogten in waargenomen stormen van de afgelopen 20 jaar; 1962 tot en met 1981. (ref VII)

Resultaat van hindcasts zijn de maximale significante golfhoogten $H_{s \max}$, tijdens de stormen.

Nu is het golfklimaat gedefinieerd als de overschrijdingskans van H_s als fractie van het aantal perioden van drie uur. Om de waarnemingen van $H_{s \max}$ te kunnen gebruiken zijn de volgende aannamen gedaan:

- Alle extremen van H_s zijn bepaald; er zijn geen stormen overgeslagen.
- Aangenomen is het volgende verloop van H_s in de tijd gedurende de storm:

$$H_s = H_{s \max} \quad \text{gedurende 3 uur.}$$

$$H_s = (H_{s \max} - 1\text{m}) \quad \text{gedurende 9 uur.}$$

$$H_s = (H_{s \max} - 2\text{m}) \quad \text{gedurende 15 uur.}$$

De waarnemingen van $H_{s \max}$ kunnen nu omgerekend worden tot waarnemingen van het golfklimaat, daarbij worden de stormen met $H_{s \max} \geq 6\text{m}$ meegerekend.

De laatst opgetreden storm met $H_{s \max} = 9.32 \text{ m}$ op 21 jan. '81 wordt niet meegerekend, omdat deze t.g.v de aanname voor het verloop van H_s tijdens de storm, sterk gaat domineren t.o.v. de overige waarnemingen met lagere H_s . De volgende afweging moet gemaakt worden: of het beeld wordt bepaald door één waarneming met grote $H_{s \max}$, of het beeld wordt bepaald door een groter aantal waarnemingen met lagere $H_{s \max}$. De aanname dat de individuele waarnemingen ieder een even betrouwbare schatting van de werkelijke kansverdeling geven, leidt dan tot uitsluiten van de waarneming

van 21 jan. '81.

Waarnemingen met $H_s \max \geq 6m$

datum	$H_s \max$ (1x3 uur)	$H_s \max -1m$ (3x3 uur)	$H_s \max -2m$ (5x3 uur)
21 dec. 1962	6.37		
22 apr. 1966	7.19	6.19	
12 jan. 1968	7.06	6.06	
13 dec. 1974	6.03		
28 feb. 1975	6.15		
9 jan. 1981	8.11	7.11	6.11

Eén periode van 3 uur in 20 jaar met $\underline{H}_s > H_s$

$$\Rightarrow P(\underline{H}_s > H_s) = \frac{1}{20 \times \frac{24}{3} \times 365} = 1.631 \times 10^{-5}$$

Gemeten overschrijdingskansen

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$H_s(i)$	$H_s \text{ gem}$	aantal perioden per klasse	$\Sigma(3)$	$(4) \times 1.631 \times 10^{-5}$
8.25				
7.75	8.0	1	1	1.631×10^{-5}
7.25	7.5	0	1	-
6.75	7.0	5	6	9.78×10^{-5}
6.25	6.5	1	7	1.142×10^{-4}
5.75	6.0	13	20	3.425×10^{-4}

De waargenomen overschrijdingskansen zijn uitgezet op half logaritmisch papier samen met de waarneming van april 1977 tot en met maart 1979. Een rechte lijn door de punten levert een definitieve schatting voor het golfklimaat; lijn II in figuur bijl. II-1-1.

H_s (m)	$P(\underline{H}_s > H_s)$ (fractie van het aantal 3 uurs perioden)
2	5.2×10^{-2}
3	1.32×10^{-2}
4	3.3×10^{-3}
5	8.3×10^{-4}
6	2.05×10^{-4}
6.5	1.05×10^{-4}
7	5.1×10^{-5}
7.5	2.6×10^{-5}
8	1.30×10^{-5}
8.5	6.4×10^{-6}
9	3.3×10^{-6}
9.5	1.60×10^{-6}
10	~ 0

Figuur bijl. II-1-1 lijn II.

Bijlage III-1.

De schadeverwachting.

De gemiddelde jaarlijkse schade wordt berekend met het in par. II-3 bepaalde golfklimaat en de in par. III-3-1 bepaalde relatie tussen golfhoogte en schade.

Het golfklimaat geeft de overschrijdingskans voor \underline{H}_s , $P(\underline{H}_s > H_s)$ als fractie van het aantal perioden van 3 uur. Het totaal aantal perioden per jaar is M;
 $M = 365 \cdot \frac{24}{3} = 2920$.

De schade, $S(H_s)$, die in een periode van 3 uur met significante golfhoogte H_s optreedt is:

$$S(H_s) = 0 \quad ; H_s \leq H_s \text{ ontw}$$

$$S(H_s) = 294 \times 10^3 \times (H_s - H_s \text{ ontw}); H_s > H_s \text{ ontw}$$

Voor de berekening wordt H_s in intervallen verdeeld en H_s gemiddeld wordt gedefinieerd als:

$$H_{s \text{ gem}} = \frac{H_{s,i} + H_{s,i+1}}{2}$$

De kans dat een periode van drie uur met H_s gemiddeld optreedt is:

$$\begin{aligned} P(H_{s \text{ gem}}) &= P(H_{s,i} < \underline{H}_s \leq H_{s,i+1}) \\ &= P(\underline{H}_s > H_{s,i}) - P(\underline{H}_s > H_{s,i+1}) \end{aligned}$$

Het gemiddeld aantal malen per jaar dat een periode van 3 uur met H_s gemiddeld optreedt is:

$$\begin{aligned} n(H_{s \text{ gem}}) &= P(H_{s \text{ gem}}) \times M \\ &= P(H_{s \text{ gem}}) \times 2920 \end{aligned}$$

Aangenomen wordt, dat elke optredende periode van 3 uur met $H_{s, \text{gem}}$ dezelfde schade geeft, en wel $S(H_{s, \text{gem}})$. De gemiddelde jaarlijkse schade wordt berekend door te sommeren over alle mogelijke waarden van $H_{s, \text{gem}}$ gemiddeld:

$$S_{\text{totaal}} = \sum_{H_{s, \text{gem}}=0}^{H_{s, \text{gem}}=\infty} S(H_{s, \text{gem}}) \times n(H_{s, \text{gem}})$$

Deze berekening is uitgevoerd in de volgende tabel, met in de kolommen:

kolom (1) significante golfhoogte, $H_{\text{sig}, i}$

kolom (2) de overschrijdingskans $P(H_s > H_{\text{sig}, i})$ als bepaald in par. II-3.

kolom (3) $H_{s, \text{gem}} = \frac{1}{2}(H_{s, i} + H_{s, i+1})$

kolom (4) de kans $P(H_{s, \text{gem}}) = P(H_{s, i} < H_s \leq H_{s, i+1})$

kolom (5) het gemiddeld aantal perioden van 3uur, $n(H_{s, \text{gem}})$, dat $H_{s, \text{gem}}$ in een jaar optreedt.

kolom (6) de gemiddelde schade als gevolg van het één periode van 3 uur optreden van $H_{s, \text{gem}}$ als geen maatregelen worden getroffen.

kolom (7) gemiddelde schade per jaar als gevolg van $H_{s, \text{gem}}$

(deze is $S(H_{s, \text{gem}}) \times n(H_{s, \text{gem}})$) als geen maat-

regelen worden getroffen.

Sommeren van alle waarden in kolom (7) geeft de totale gemiddelde schade in een jaar bij geen maatregelen.

kolom (8): als kolom (6) met H_s ontwerp = 5 m.

kolom (9): als kolom (7) met H_s ontwerp = 5 m.

kolom (10): als kolom (6) met H_s ontwerp = 6 m.

kolom (11): als kolom (7) met H_s ontwerp = 6 m.

kolom (12): als kolom (6) met H_s ontwerp = 7 m.

kolom (13): als kolom (7) met H_s ontwerp = 7 m.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
$H_{s,i}$ (m)	$P(H_s)$ (-)	H_s (m)	$P(H_s \text{ gem})$ (-)	$n(H_s \text{ gem})$ (-)	$S(H_s \text{ gem})$ (f)	geen maatregelen $xn(H_s \text{ gem})$ (f)	H_s ontwerp = 5m $S(H_s \text{ gem})$ (f)	$x n(H_s \text{ gem})$ (f)
4	3.3×10^{-3}	4.5	2.47×10^{-3}	7.212	147000	1060×10^3	0	0
5	8.3×10^{-4}	5.5	6.25×10^{-4}	1.825	441000	805×10^3	147000	268×10^3
6	2.05×10^{-4}	6.25	1.00×10^{-4}	0.292	661500	193×10^3	367500	107×10^3
6.5	1.05×10^{-4}	6.75	5.4×10^{-5}	0.157	808500	127×10^3	514500	81×10^3
7	5.1×10^{-5}	7.25	2.5×10^{-5}	7.30×10^{-2}	955500	70×10^3	661500	48×10^3
7.5	2.6×10^{-5}	7.75	1.3×10^{-5}	3.80×10^{-2}	1102500	42×10^3	808500	31×10^3
8	1.30×10^{-5}	8.25	5.6×10^{-6}	1.64×10^{-2}	1249500	21×10^3	955500	16×10^3
8.5	6.4×10^{-6}	8.75	3.1×10^{-6}	9.05×10^{-3}	1396500	13×10^3	1102500	10×10^3
9	3.3×10^{-6}	9.25	1.7×10^{-6}	4.96×10^{-3}	1543500	8×10^3	1249500	6×10^3
9.5	1.60×10^{-6}	9.75	1.6×10^{-6}	4.67×10^{-3}	1690500	8×10^3	1396500	7×10^3
10	~ 0							
				Σ		2347×10^3		574×10^3
				$x p.w.f. = x 2.5$		5868×10^3		1435×10^3

(3)	(10)	(11)	(12)	(13)
$H_s \text{ gem}$ (m)	$H_s \text{ ontwerp=6m}$ $S(H_s \text{ gem}) \times n(H_s \text{ gem})$ (f)	$H_s \text{ ontwerp=7m}$ $S(H_s \text{ gem}) \times n(H_s \text{ gem})$ (f)	$H_s \text{ ontwerp=7m}$ $S(H_s \text{ gem}) \times n(H_s \text{ gem})$ (f)	
4.5	0	0	0	0
5.5	0	0	0	0
6.25	77500	22.6×10^3	0	0
6.75	220500	34.6×10^3	0	0
7.25	367500	26.8×10^3	77500	5658
7.75	514500	19.6×10^3	220500	8379
8.25	661500	10.9×10^3	367500	6027
8.75	808500	7.3×10^3	514500	4656
9.25	955500	4.7×10^3	661500	3281
9.75	1102500	5.2×10^3	808500	3776
Σ		<u>131.7×10^3</u>		<u>31773</u>
x p.w.f. = x2.5		329 x10 ³		79x10 ³

Bijlage III-2

Berekening van de hoeveelheid golfoverslag.

De hoeveelheid golfoverslag kan berekend worden met behulp van een formule uit de Shore Protection Manual (vol II 7.6):

$$Q = (g Q_0 H_0^3)^{\frac{1}{2}} \exp - \left(\frac{0.217}{\alpha} \operatorname{arctanh} \left(\frac{h-ds}{R} \right) \right)$$

waarin: Q is de hoeveelheid golfoverslag per eenheid van lengte.

H_0 is de diepwatergolfhoogte.

h is de waterdiepte aan de teen van de golfbreker.

ds is de afstand van de kruin tot de bodem.

R is de run up die zou optreden als de kruinhoogte voldoende zou zijn om overslag te voorkomen.

Q_0 en α zijn coëfficiënten afhankelijk van

$$\frac{H_0}{gT^2} \text{ en } \frac{ds}{H_0} \quad (T \text{ is de golfperiode})$$

De aldus berekende hoeveelheid golfoverslag moet vermenigvuldigd worden met een windfactor, k' , als sprake is van aanlandige wind. De grote van k' hangt af van de windsnelheid en de golfigeometrie.

De formule geldt als $0 \leq \frac{h-ds}{R} < 1.0$

In de werkelijke situatie is er geen constante golfhoogte H_0 maar is er sprake van onregelmatige golven. Aangenomen wordt dat de golfhoogte van H , een stochastische variabele is, die Rayleigh verdeeld is met als kenmerkende parameter H_s .

De hoeveelheid overslag is dan te berekenen als een soort gewogen gemiddelde van de overslag bij de mogelijke golfhoogten, $Q(H)$, met als gewicht de kans van optreden van die golfhoogte, $P(H)$:

$$Q = \int_0^{\infty} Q(H) \times P(H).$$

De afmetingen van de golfbreker zijn aangegeven in
 figuur III-2: $h = 14.50\text{m}$

$$ds = 10.50\text{m}$$

Aangenomen wordt dat de run up $R \approx H$, de golfhoogte.
 De coëfficiënten α en q_0^* zijn afhankelijk van

$$\frac{H_0}{gT^2} \text{ en } \frac{ds}{H_0}$$

Bij benadering geldt $\bar{H}_s \approx 0.135 \bar{T}^2$

Aangenomen wordt dat in het algemeen geldt $H \approx 0.135T^2$.

Als voor H_0 de waarde van H wordt ingevuld geldt:

$$\frac{H}{gT^2} \approx 0.014$$

Voor α en q_0^* worden waarden gebruikt uit fig. 7.2.7 (Shore Protection Manual). Deze figuur geeft waarden voor een talud met stortsteen onder een helling van 1 op 1.5.

Dit benadert de werkelijke situatie het meest.

Uit de figuur volgen de waarden::

H	$\frac{H}{gT^2}$	$\frac{ds}{H} = \frac{10.5}{H}$	q_0^*	α
5 m	0.14	2.10	0.017	0.050
6 m	0.14	1.75	0.017	0.050
7 m	0.14	1.50	0.017	0.050
8 m	0.14	1.31	0.015	0.055
9 m	0.14	1.17	0.011	0.060
10 m	0.14	1.05	0.009	0.063

Bij windsnelheden van 40 m.ph. worden voor k' waarden gegeven van 1.25 tot 1.75 afhankelijk van de golfeigenschappen. Omdat hier de belangstelling vooral uitgaat naar de extreme gevallen zal voor k' een vaste waarde worden aangehouden van $k' = 1.75$.

Substitutie van deze waarden in de formule geeft de golf-overslag, afhankelijk van de golfhoogte, H .

H _s (m)	(Q) (m ³ /s per m ¹)	x k' = 1.75 (m ³ /s per m ¹)
4.5	0.008	0.014
5.0	0.039	0.068
5.5	0.096	0.168
6.0	0.183	0.320
6.5	0.301	0.527
7.0	0.451	0.789
7.5	0.713	1.248
8.0	0.994	1.739
8.5	1.309	2.291
9.0	1.576	2.758
9.5	1.905	3.334
10.0	2.184	3.822
10.5	2.539	4.443

De berekening van de golfoverslag als functie van H_s gaat als volgt:

$$Q(H_s) = \int_0^{\infty} Q(H) \times P(H)$$

- De integraal wordt benaderd door:

$$Q(H_s) = \sum_{H_i=0}^{H_i=\infty} Q(H_{gem}) \times P(H_{gem})$$

waarin $H_{gem} = \frac{1}{2} \times (H_i + H_{i+1})$

en $P(H_{gem}) = P(H_i < H \leq H_{i+1})$

Waarbij de golflengte H Rayleigh verdeeld is met als kenmerkende parameter H_s.

De berekening van Q(H_s) wordt uitgevoerd in tabelvorm voor H_s is respectievelijk 5m, 6m en 7m, met in de kolommen: (1) H_i, golfhoogte
(2) P(H > H_i), de overschrijdingskans uit de Rayleigh verdeling

$$(3) H_{gem} = \frac{1}{2}(H_i + H_{i+1})$$

$$(4) P(H_{gem}) = P(H_i < \underline{H} < H_{i+1}) \\ = P(\underline{H} > H_i) - P(\underline{H} > H_{i+1})$$

$$(5) H_{gem} \text{ voor } H_s = 5m.$$

(6) $Q(H_{gem})$ berekend met de formule uit de Shore Protection Manual inclusief windfactor $k' = 1.75$

(7) $Q(H_{gem}) \times P(H_{gem})$
Sommeren over alle mogelijke waarden van H_{gem}
levert de hoeveelheid golfoverslag voor
 $H_s = 5m; Q(5m)$

(8), (9) en (10) als (5), (6) en (7) met $H_s = 6m$

(11), (12) en (13) als (5), (6) en (7) met $H_s = 7m$

De berekende hoeveelheden golfoverslag afhankelijk van

H_s zijn: $H_s = 5m \quad Q = 0.054 \text{ m}^3/\text{s per m}^1$
 $H_s = 6m \quad Q = 0.168 \text{ m}^3/\text{s per m}^1$
 $H_s = 7m \quad Q = 0.363 \text{ m}^3/\text{s per m}^1$

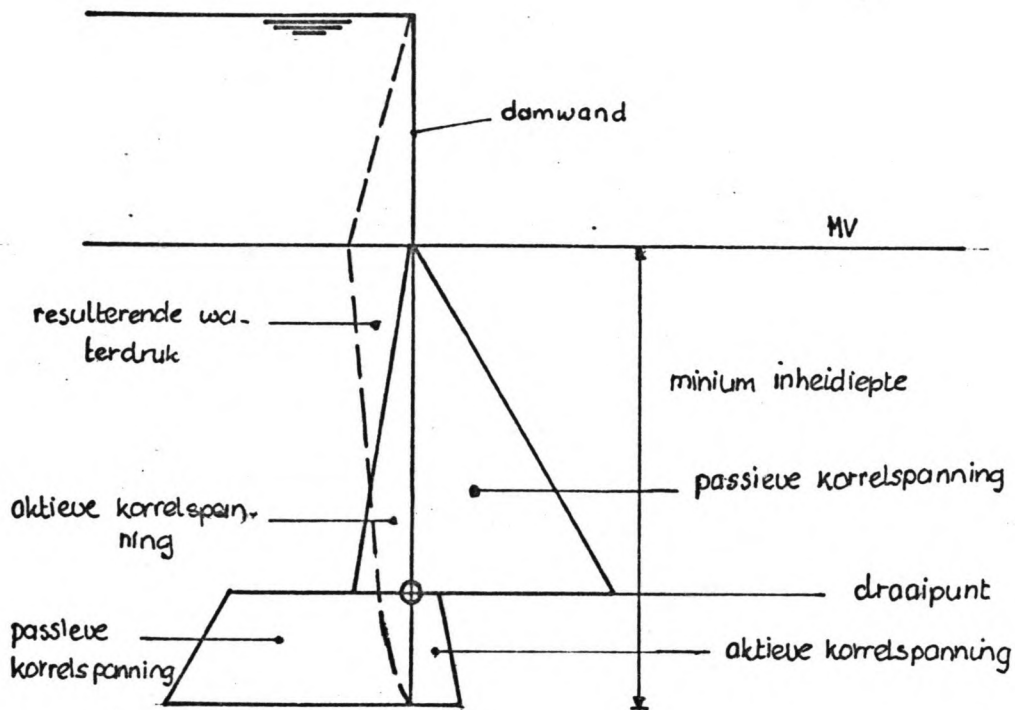
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
$H_i =$ (-)	$P(H > H_i)$ (-)	H_{gem} (-)	$P(H_{gem})$ (-)	H_{gem} (m)	$H_s = 5 \text{ m}$ $Q(H_{gem})$ (m ³ /sm)	$x P(H_{gem})$ (m ³ /sm)
0.585 H_s	0.50	0.740 H_s	0.30	3.70	0	0
0.894 H_s	0.20	0.982 H_s	0.10	4.91	0.068	0.0068
1.070 H_s	0.10	1.144 H_s	0.05	5.72	0.245	0.0123
1.218 H_s	0.05	1.309 H_s	0.03	6.55	0.527	0.0158
1.40 H_s	0.02	1.455 H_s	0.01	7.28	0.665	0.0067
1.51 H_s	0.01	1.51 H_s	0.01	7.55	1.26	0.0126
+ $\sum_0^{\infty} Q(H_{gem}) \times P(H_{gem}) =$						0.0542

(5)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	
H_{gem} (m)	H_{gem} (m)	$H_s = 6 \text{ m}$ $Q(H_{gem})$ (m ³ /sm)	$x P(H_{gem})$ (m ³ /sm)	H_{gem} (m)	$H_s = 7 \text{ m}$ $Q(H_{gem})$ (m ³ /sm)	$x P(H_{gem})$ (m ³ /sm)	
3.70	4.44	0.014	0.0042	5.18	0.105	0.0315	
4.91	5.89	0.280	0.028	6.87	0.70	0.070	
5.72	6.86	0.70	0.035	8.01	1.75	0.0875	
6.55	7.85	1.59	0.0477	9.16	2.94	0.0882	
7.28	8.73	2.50	0.025	10.19	4.03	0.0403	
7.55	9.06	2.80	0.028	10.57	4.55	0.0455	
+ \sum			0.1679	+ \sum			0.3630

Berekening van de hoeveelheid golfoverslag afhankelijk van H_s .

Bijlage III-3

Damwandberekening.



Voor de berekening is verondersteld, dat de damwand een draaipunt in de grond heeft. De belasting bestaande uit resulterende waterdrukken, wordt opgenomen door; boven het draaipunt, in de figuur links actieve korrelspanning, rechts passieve korrelspanning. Onder het draaipunt werken links passieve -en rechts actieve korrelspanning. Het draaipunt en de minimum inheidiepte moeten zo gekozen worden dat er evenwicht van horizontale krachten en van momenten is. Omdat aan weerszijden van de damwand een verschil in waterdruk is zal een grondwaterstroming ontstaan. Door de stromingsdrukken zal de waterspanning afwijken van een hydrostatische situatie. Omdat de korrelspanningen beïnvloed worden door de waterspanning, korrelspanning = grondspanning - waterspanning, zal het verloop van de waterspanning berekend moeten worden; dit gebeurt met een vierkantennet. De inheidiepte moet daarvoor aangenomen worden, als deze

te veel afwijkt van de benodigde inheidiepte moet een nieuwe berekening volgen. Tenslotte moet de stabiliteit van het zandpakket gecontroleerd worden.

(literatuur: Soil Mechanics van R.F. Craig).

De bodem bestaat uit zand, aangenomen wordt dat dit de volgende eigenschappen heeft:

soortelijk gewicht nat: $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$

inwendige wrijvinghoek: $\phi = 33^\circ$

wrijvinghoek met de damwand: $\delta = 5^\circ$

cohesie: $c = 0$

Met de Coulomb theorie (rechte glijvlakken) zijn de coëfficiënten voor actieve gronddruk: $K_a = 0.28$

voor passieve gronddruk: $K_p = 4.0$ (R.F. Craig).

Voor de passieve gronddruk wordt een veiligheidsfactor = 2 genomen.

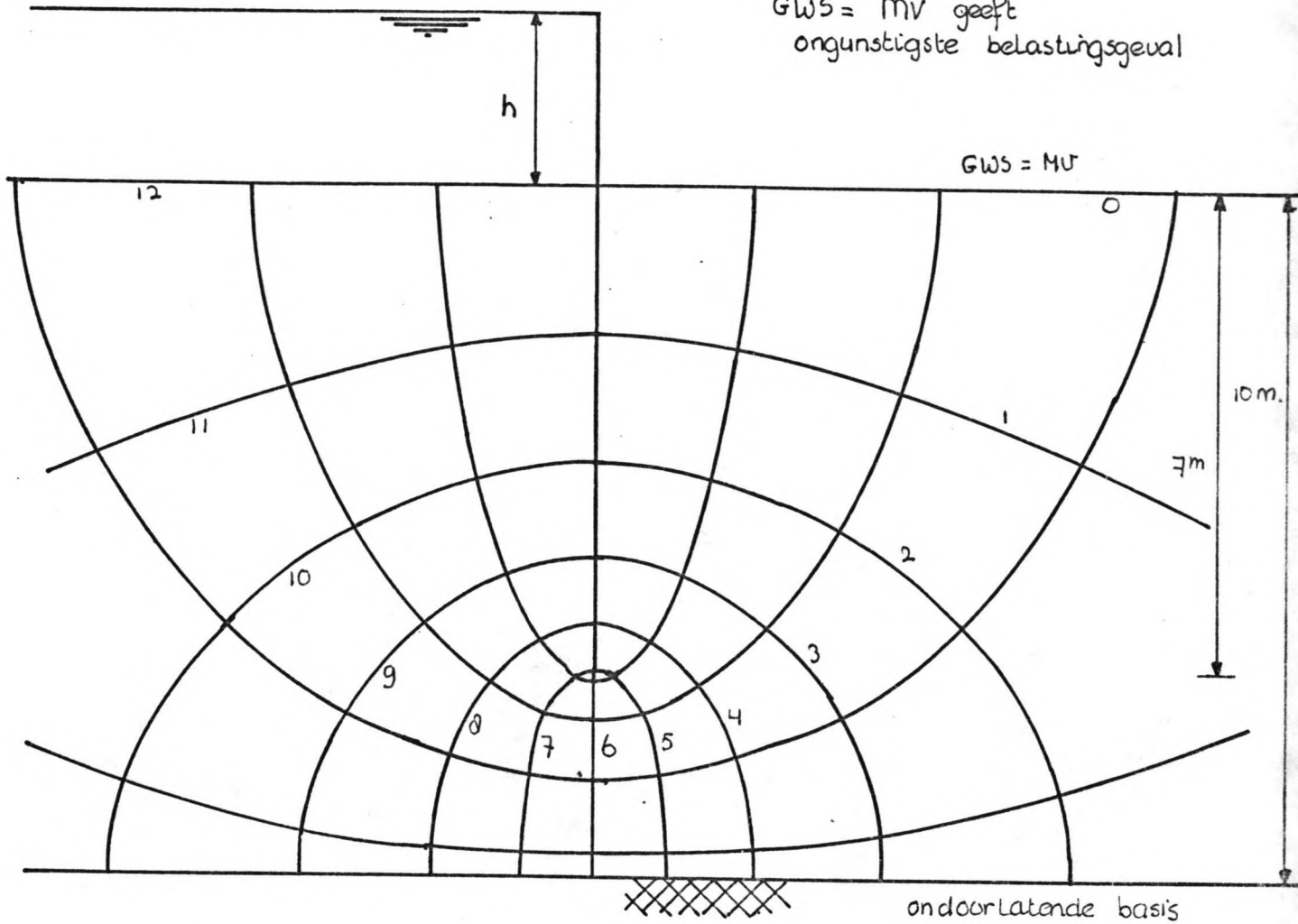
De berekening wordt uitgevoerd voor waterstanden van MV +2.50m en MV +2.75m, de inheidiepte wordt aangenomen op MV -7.00m.

Voor deze inheidiepte is een vierkantennet getekend. vervolgens zijn in tabelvorm de actieve en de passieve korrelspanning berekend in horizontale richting voor de beide belastingsgevallen. Voor beide gevallen is achtereenvolgens het horizontaal evenwicht van een strook van de damwand van 1 m breed gecontroleerd, het maximum moment is bepaald met poolfiguur en stangenveelhoek.

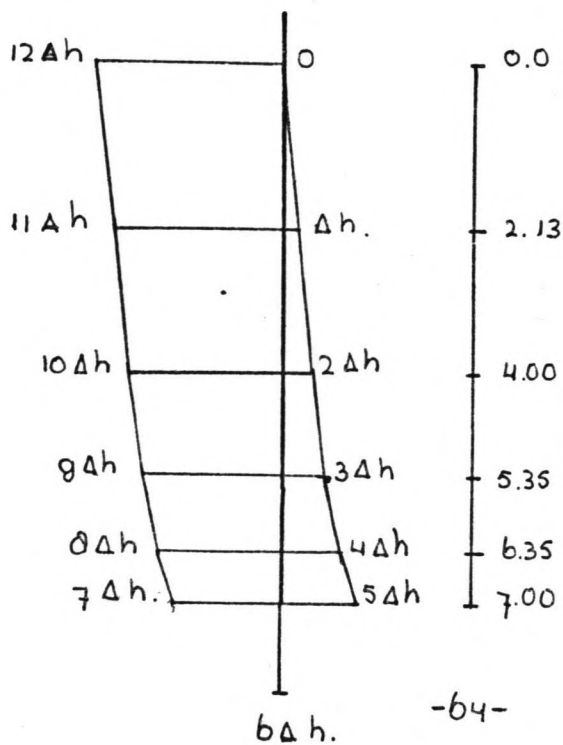
Vierkantennet en Stromingsdrukken.

inheidiepte 7 m

GWS = MV geeft
ongunstigste belastingsgeval



$$\Delta h = \frac{h}{12}$$



Inneicliepte 7 m waterstand h = 2.75 m

Peil beneden MV	Zeezijde					Landzijde					$K_q = 0.20$ $K_p = 4.0$		result. waters		
	watersp. hydrostat. -Essch	gewicht grond	6 grond vert.	steyghoog -te x γ_w	6 water	korrel vert.	6 korrel hor. Aktief	6 korrel hor. Passief	6 grond vert.	stromings -druk	6 water	6 korrel vert.		6 korrel hor. Aktief	6 korrel hor. Passief
0.0	0.0	0.0	27.5	27.5	27.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.5
2.13	2.13	42.6	70.1	25.2	46.5	23.6	6.6	94.4	42.6	2.3	23.6	19.0	5.3	76.0	27.9
4.00	4.00	80.0	107.5	22.9	62.9	44.6	12.5	178.8	80.0	4.6	44.6	35.4	9.9	141.6	18.3
5.35	5.35	107.0	134.5	20.6	74.1	60.4	16.9	241.6	107.0	6.9	60.4	46.6	13.0	186.4	13.7
6.35	6.35	127.0	154.5	18.3	81.8	72.7	20.4	290.8	127.0	9.2	72.7	54.3	15.2	217.2	9.1
7.00	7.00	140.0	167.5	16.0	86.0	81.5	22.8	326.0	140.0	11.5	81.5	58.5	16.4	234.0	4.5
		140.0	167.5	13.8	83.8	83.7	23.4	334.8	140.0	13.8	83.8	56.2	15.7	224.8	0.0

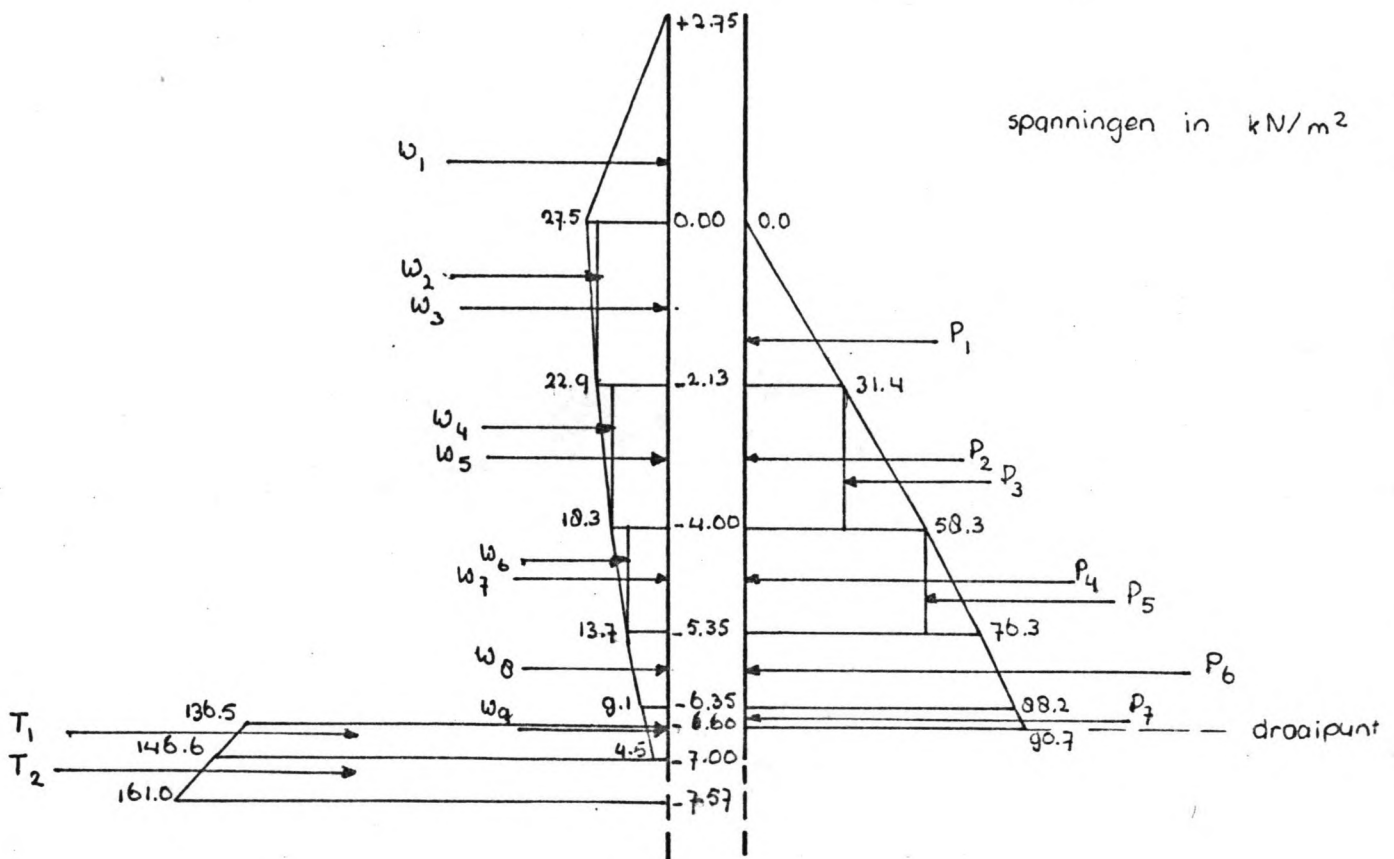
Waterstand h = 2.50 m

0.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0
2.13	67.6	22.9	44.2	23.4	93.6	23.6	6.6	93.6	42.6	2.1	23.4	19.2	5.4	76.8	20.8
4.00	105.0	20.8	60.8	44.2	176.8	44.2	12.4	176.8	80.0	4.2	44.2	35.8	10.0	143.2	16.6
5.35	132.0	18.8	72.3	59.7	238.8	59.7	16.7	238.8	107.0	6.3	59.8	47.2	13.2	188.8	12.5
6.35	152.0	16.9	80.2	71.8	287.2	71.8	20.1	287.2	127.0	8.3	71.8	55.2	15.5	220.8	8.4
7.00	165.0	14.6	84.6	80.4	321.6	80.4	22.5	321.6	140.0	10.4	80.4	59.6	16.7	238.4	4.2
	165.0	12.5	82.5	82.5	330.0	82.5	23.1	330.0	140.0	12.5	82.5	57.5	16.1	230.0	0.0

Waterstand $h = 2.75$ m +MV.

De aangenomen inheidiepte van MV -7m blijkt niet te vol-
doen; het draaipunt in de grond ligt op MV -6.60m en even-
wicht van krachten en momenten wordt bereikt op MV -7.57m.
Door de iets grotere inheidiepte zal de grondwaterstroming
wat beïnvloed worden, echter in gunstige zin.

De berekening is als volgt:



W_1 t/m W_9 zijn krachten per m^1 veroorzaakt door de resul-
terende waterspanningen.

P_1 t/m P_7 zijn krachten per m^1 ten gevolge van links ak-
tieve korrelspanning, rechts passieve korrelspan-
ning, (veiligheid passieve korrelspanning = 2)

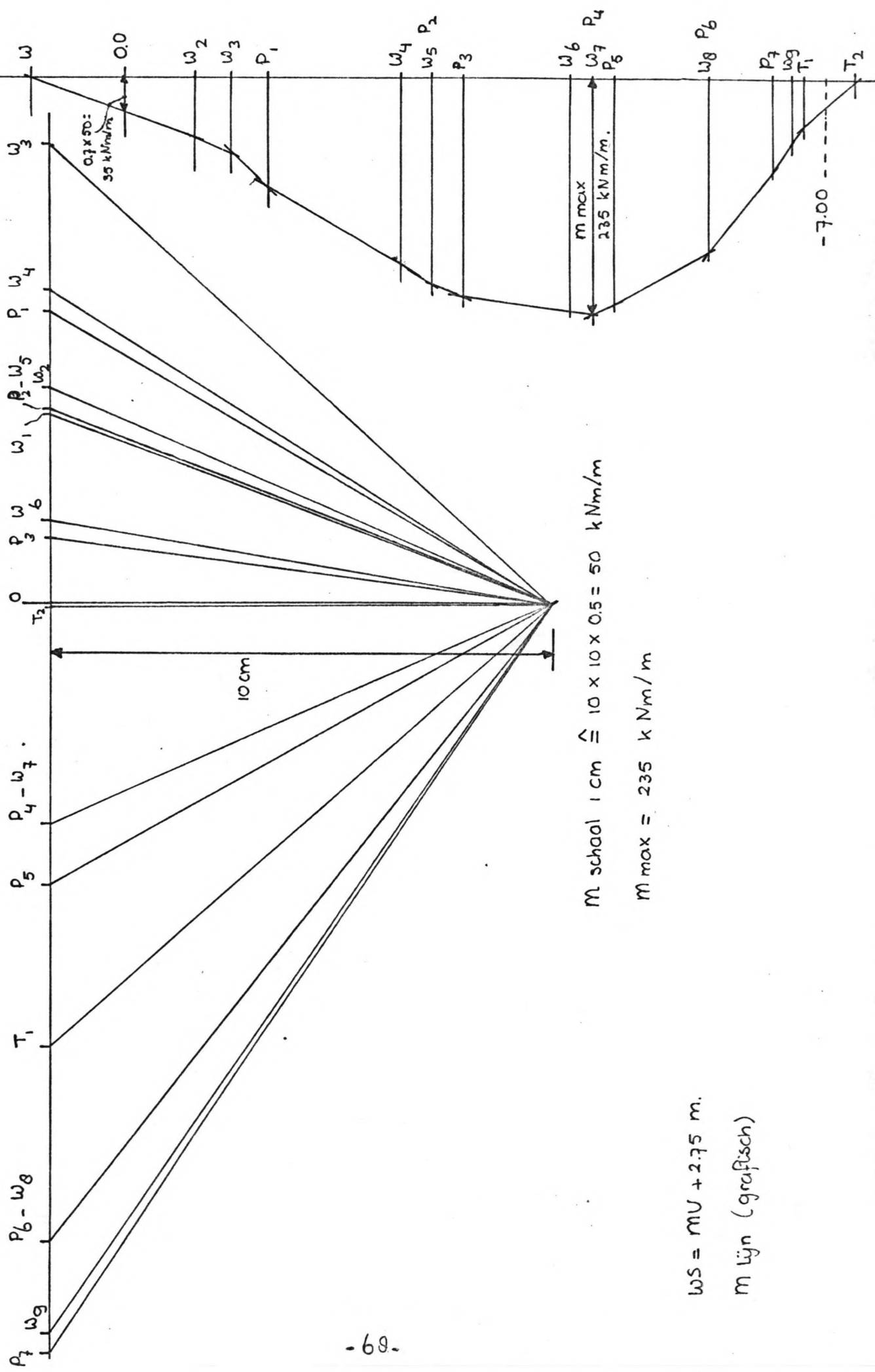
T_1 en T_2 zijn krachten per m^1 als gevolg van links passieve
korrelspanning (veiligheid = 2) rechts aktieve.

Evenwicht horizontale krachten en momenten:

	Hor. kr. $\xrightarrow{\text{pos}}$	Moment om MV -7.00m \curvearrowright pos
W_1 :	$\frac{1}{2} \times 2.75 \times 27.5 = 37.8$ kN/m	$37.8 \times 7.92 = 299.3$ kNm/m
W_2 :	$\frac{1}{2} \times 2.13 \times 4.6 = 4.9$ "	$4.9 \times 6.26 = 30.8$ "
W_3 :	$2.13 \times 22.9 = 48.8$ "	$48.8 \times 5.94 = 289.7$ "
W_4 :	$\frac{1}{2} \times 1.87 \times 4.6 = 4.3$ "	$4.3 \times 4.25 = 18.3$ "
W_5 :	$1.87 \times 18.3 = 34.2$ "	$34.2 \times 3.94 = 134.8$ "
W_6 :	$\frac{1}{2} \times 1.35 \times 4.6 = 3.1$ "	$3.1 \times 2.55 = 7.9$ "
W_7 :	$1.35 \times 13.7 = 18.5$ "	$18.5 \times 2.33 = 43.1$ "
W_8 :	$1.00 \times 11.4 = 11.4$ "	$11.4 \times 1.15 = 13.1$ "
W_9 :	$0.65 \times 6.8 = 4.4$ "	$4.4 \times 0.33 = 1.5$ "
subtotaal	167.4 "	838.5 "
P_1 :	$-\frac{1}{8} \times 2.13 \times 31.4 = -33.4$ "	$-33.4 \times 5.58 = -186.6$ "
P_2 :	$-1.87 \times 31.4 = -58.7$ "	$-58.7 \times 3.94 = -231.3$ "
P_3 :	$-\frac{1}{2} \times 1.87 \times 26.9 = -25.2$ "	$-25.2 \times 3.62 = -91.0$ "
P_4 :	$-1.35 \times 58.3 = -78.7$ "	$-78.7 \times 2.33 = -183.4$ "
P_5 :	$-\frac{1}{2} \times 1.35 \times 18.0 = -12.2$ "	$-12.2 \times 2.10 = -25.5$ "
P_6 :	$-1.00 \times 82.3 = -82.3$ "	$-82.3 \times 1.15 = -94.6$ "
P_7 :	$-0.25 \times 89.5 = -22.4$ "	$-22.4 \times 0.53 = -11.7$ "
subtotaal	-144.5 "	+14.4 "
T_1 :	$0.40 \times 141.6 = 56.6$ "	$56.6 \times 0.20 = 11.3$ "
T_2 :	$0.57 \times 153.9 = 87.7$ "	$-87.7 \times 0.29 = -25.0$ "
<u>Totaal</u>	-0.2 "	0.7 "
	~ 0 kN/m	~ 0 kNm/m

$1 \text{ cm} \hat{=} 10 \text{ kNm/m}^2$

$1 \text{ cm} \hat{=} 0.5 \text{ m}$



$0.7 \times 50 = 35 \text{ kNm/m}$

$m \text{ school } 1 \text{ cm} \hat{=} 10 \times 10 \times 0.5 = 50 \text{ kNm/m}$

$m \text{ max} = 235 \text{ kNm/m}$

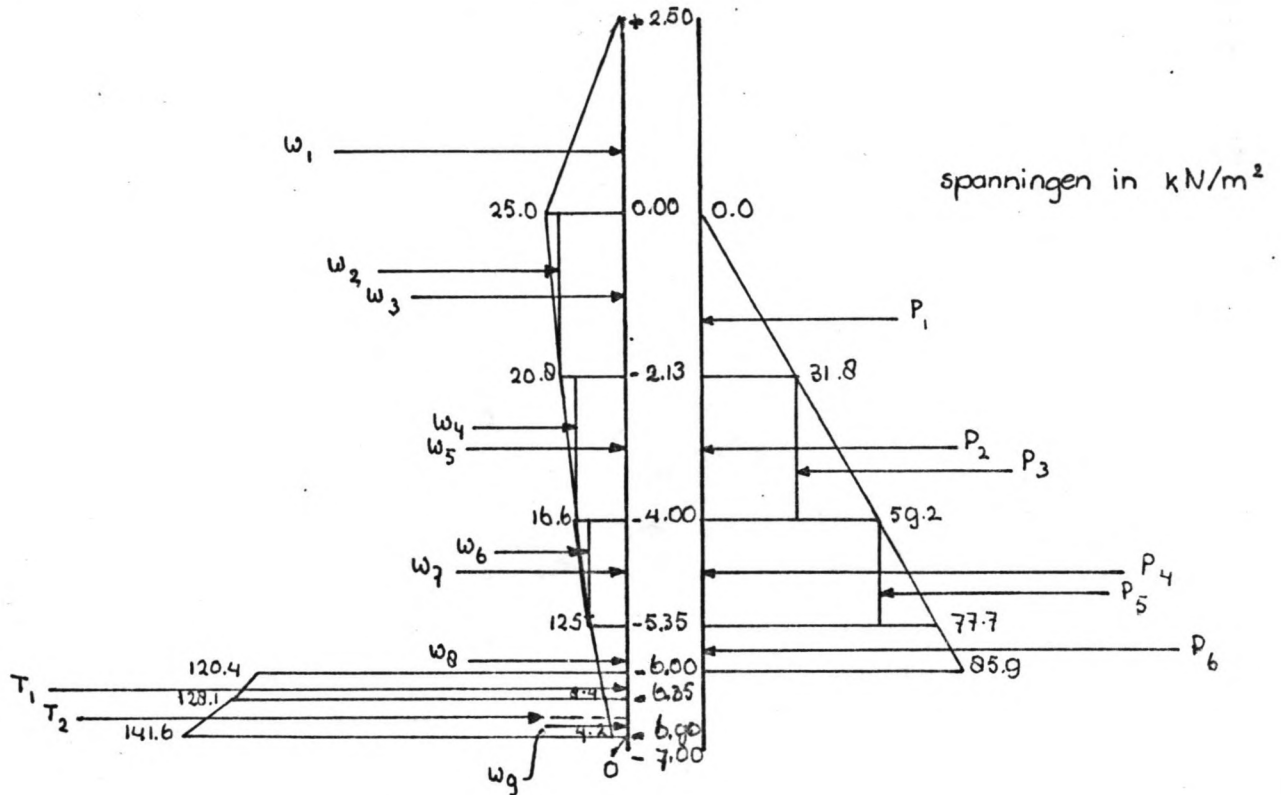
$WS = mV + 2.75 \text{ m}$

$m \text{ lijn (grafisch)}$

Waterstand h= MV +2.50m .

De aangenomen inheiddiepte van MV -7.00m voldoet. Het draaipunt in de bodem ligt op MV -6.90m, evenwicht van krachten en momenten worden bereikt op \pm MV -6.90m.

De berekening is als volgt:



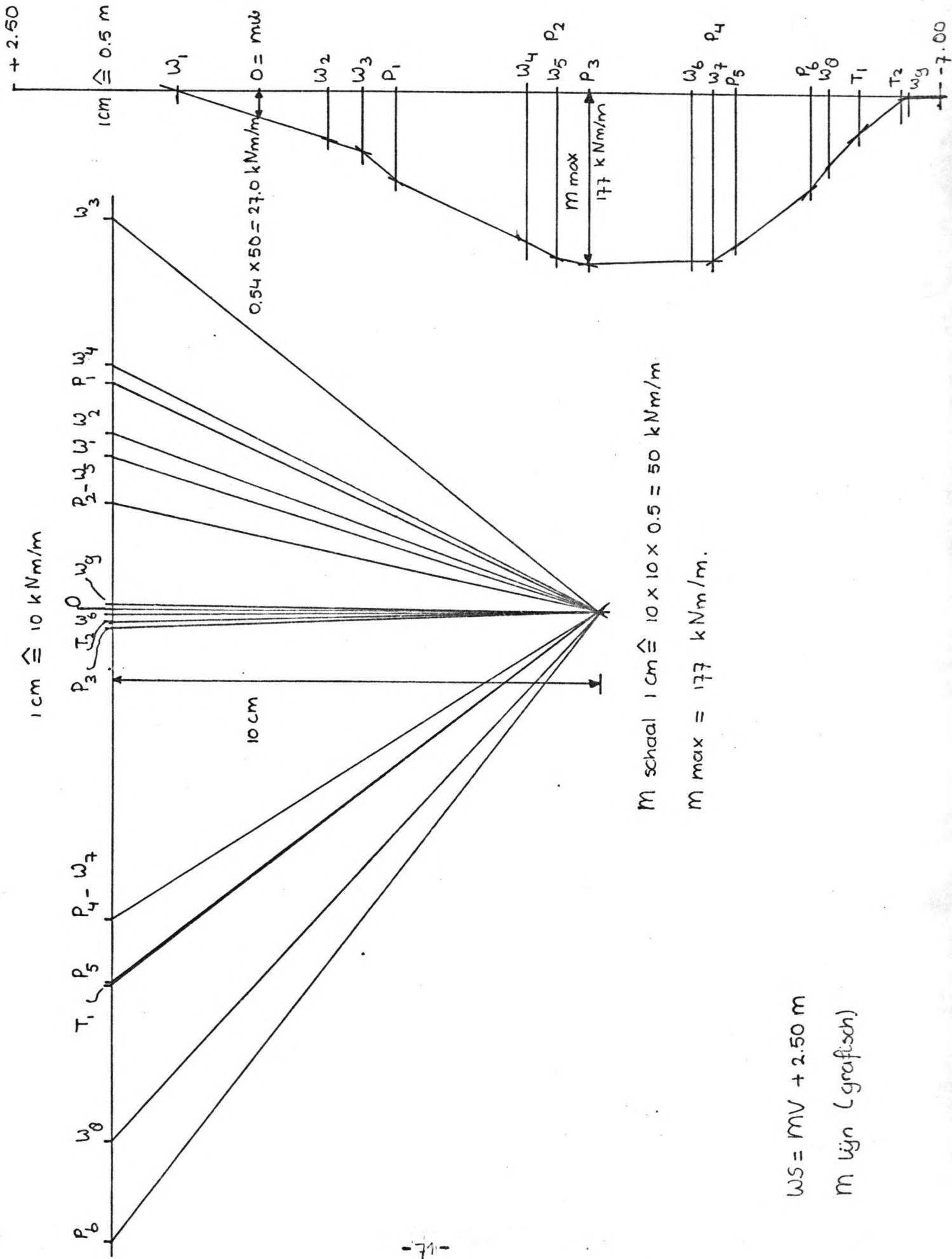
W_1 , t/m W_9 zijn krachten per m^1 veroorzaakt door de resulterende waterspanningen.

P_1 , t/m P_6 zijn krachten per m^1 veroorzaakt door links actieve korrelspanning, rechts passieve. (veiligheid passieve korrelspanning= 2)

T_1 en T_2 zijn krachten per m^1 veroorzaakt door links passieve korrelspanningen (veiligheid= 2) en rechts actieve korrelspanningen.

Evenwicht horizontale krachten en momenten:

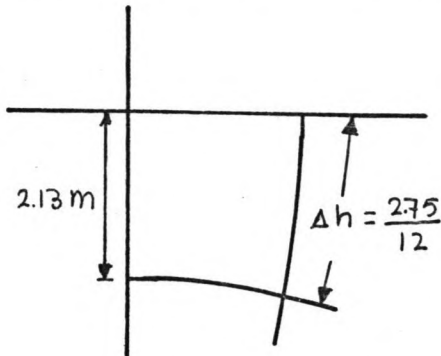
	Hor. kr.	$\xrightarrow{\text{pos}}$	Moment om MV -7.00	\curvearrowright pos
W_1 :	$\frac{1}{2} \times 2.50 \times 25.0 =$	31.3 kN/m	$31.3 \times 7.83 =$	244.8 kNm/m
W_2 :	$\frac{1}{2} \times 2.13 \times 4.2 =$	4.5 "	$4.5 \times 6.29 =$	28.1 "
W_3 :	$2.13 \times 20.8 =$	44.3 "	$44.3 \times 5.94 =$	263.1 "
W_4 :	$\frac{1}{2} \times 1.87 \times 4.2 =$	3.9 "	$3.9 \times 4.25 =$	16.7 "
W_5 :	$1.87 \times 16.6 =$	31.0 "	$31.0 \times 3.94 =$	122.3 "
W_6 :	$\frac{1}{2} \times 1.35 \times 4.1 =$	2.8 "	$2.8 \times 2.55 =$	7.1 "
W_7 :	$1.35 \times 12.5 =$	16.9 "	$16.9 \times 2.33 =$	39.3 "
W_8 :	$1.00 \times 10.5 =$	10.5 "	$10.5 \times 1.15 =$	12.0 "
W_9 :	$0.65 \times 6.3 =$	<u>4.1 "</u>	$4.1 \times 0.33 =$	<u>1.4 "</u>
subtotaal		149.3 "		734.8 "
P_1 :	$-\frac{1}{2} \times 2.13 \times 31.8 =$	-33.9 "	$-33.9 \times 5.58 =$	-189.0 "
P_2 :	$-1.87 \times 31.8 =$	-59.5 "	$-59.5 \times 3.94 =$	-234.3 "
P_3 :	$-\frac{1}{2} \times 1.87 \times 27.4 =$	-25.6 "	$-25.6 \times 3.62 =$	-92.7 "
P_4 :	$-1.35 \times 59.2 =$	-79.9 "	$-79.9 \times 2.33 =$	-186.2 "
P_5 :	$-\frac{1}{2} \times 1.35 \times 18.5 =$	-12.5 "	$-12.5 \times 2.10 =$	-26.2 "
P_6 :	$-0.65 \times 81.8 =$	<u>-53.2 "</u>	$-53.2 \times 1.33 =$	<u>-70.5 "</u>
subtotaal		-115.3 "		-64.1 "
T_1 :	$0.35 \times 124.3 =$	42.1 "	$42.1 \times 0.83 =$	34.7 "
T_2 :	$0.55 \times 134.9 =$	<u>74.2 "</u>	$74.2 \times 0.38 =$	<u>27.8 "</u>
<u><u>Totaal</u></u>		+1.0 kN/m		-1.6 kNm/m
		≈ 0		≈ 0



Stabiliteit grondpakket.

De stabiliteit van de grond wordt gecontroleerd voor het ongunstigste geval: inheidiepte MV -7.00m, waterstand MV +2.75m. In werkelijkheid moet de inheidiepte MV -7.70m worden, dat maakt de situatie nog iets gunstiger.

1^e Stabiliteit aan de oppervlakte:



Gewichtgrond - opwaartsekracht
 is per eenheid van volume:
 $= \gamma_n \text{ grond} - \gamma_{\text{water}}$
 $= 20 - 10$
 $= 10 \text{ kN/m}^3$

Stromingsdruk per eenheidsvolume is:

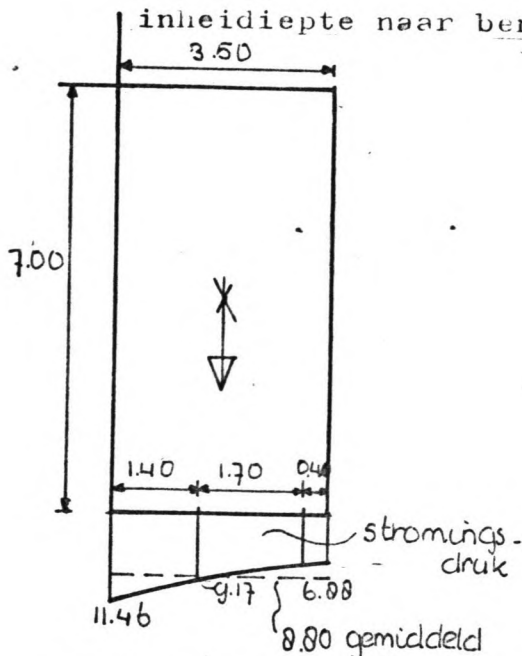
$$= \gamma_{\text{water}} \times \frac{\Delta h}{2.13} = 10 \times \frac{2.75}{2.13}$$

$$= 1.08 \text{ kN/m}^3$$

Veiligheid tegen opdrijven is :

$$= \frac{1.0}{1.08} = 9.3$$

2^e Stabiliteit van een zandpakket dat zich uitstrekt tot inheidiepte naar beneden en halve inheidiepte naar rechts;



Gewichtgrond - opwaartsekracht:
 $= 3.5 \times 7.0 \times (20-10)$
 $= 245 \text{ kN/m}$
 Stromingsdruk:
 $= 3.5 \times 8.80 = 30.8 \text{ kN/m}$
 Veiligheid tegen opdrijven:
 $= \frac{245}{30.8} = 8.0$
 dit is in orde

Dimensionering.

Waterstand $h = MV + 2.75m$

inheidiepte is $MV - 7.70m$

max. moment is $M_{max} = 235 \text{ kNm/m}$

Staal Fe 360 heeft een toelaatbare spanning

$$\bar{\sigma} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{M}{\bar{\sigma}} = \frac{235 \times 10^6}{140} = 1.68 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}$$

Larssen profiel IV voldoet:

$$W = 2.20 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$\text{gewicht } 185 \text{ kg/m}^2$$

Waterstand $h = MV + 2.50m$

inheidiepte is $MV - 7.00m$

max. moment $M_{max} = 177 \text{ kNm/m}$

$$W_{\text{benodigd}} = \frac{M}{\bar{\sigma}} = \frac{177 \times 10^6}{140} = 1.26 \times 10^6 \text{ mm}^3/\text{m}$$

Larssen profiel III voldoet:

$$W = 1.60 \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$\text{gewicht } 155 \text{ kg/m}^2$$

