



waterloopkundig laboratorium
delft hydraulics laboratory

stormvloedkering Oosterschelde

invloed spleethoogte op stabiliteit aanstoringen
en drempelkruin

AFGEHANDELD

verslag modelonderzoek

M 1833

juli 1982

stormvloedkering Oosterschelde

invloed spleethoogte op stabiliteit aanstortingen
en drempelkruin

verslag modelonderzoek

M 1833

juli 1982

INHOUD

| | blz. |
|---|------|
| 1. <u>Inleiding</u> | 1 |
| 1.1 Opdracht en doel van het onderzoek..... | 1 |
| 1.2 Conclusies..... | 2 |
| 2. <u>Opzet van het onderzoek</u> | 4 |
| 2.1 Geometrie..... | 4 |
| 2.2 Randvoorwaarden..... | 5 |
| 3. <u>Het model</u> | 6 |
| 3.1 Schaalkeuze..... | 6 |
| 3.2 Modelopstelling..... | 7 |
| 3.3 Meetmethoden en verwerking..... | 8 |
| 4. <u>Resultaten</u> | 10 |
| 4.1 Stabiliteit aanstortingen zeezijde..... | 10 |
| 4.2 Stabiliteit aanstortingen Oosterscheldezijde..... | 13 |
| 4.3 Stabiliteit van de toplaag van de drempelkruin..... | 14 |
| 4.4 Kans op het klem raken van de stenen..... | 15 |

REFERENTIES

TABELLEN

1. Overschrijdingsniveau's van golfhoogten en vervallen
2. Aantal verplaatste stenen van de aanstortingen aan de zeezijde

FIGUREN

1. Proefopstelling in de windgoot
2. Ontwerp aanstortingen en plaats drukaansluitingen
3. Golfspectrum Oosterschelde
4. T2, T3, T4, Potentiaalverdeling
5. T5, T6, T7, Potentiaalverdeling
6. Golfhoogteverdeling rondom de dorpel
7. Berekening vervalpercentages
8. Invloed spleethoogte op stabiliteit drempelkruin en aanstortingen Oosterscheldezijde.

FOTO'S

1. T1, Schade aan het eind van de proef (vooraanzicht)
2. T1, Schade aan het eind van de proef (zij-aanzicht)
3. T6, Schade aan het eind van de proef
4. T7, Schade aan het eind van de proef

STORMVLOEDKERING OOSTERSCHELDE

INVLOED SPLEETHOOGTE OP STABILITEIT AANSTORTINGEN EN DREMPELKRUIN

1. Inleiding

1.1 Opdracht en doel van het onderzoek

In het kader van de onderzoeken ten behoeve van de stormvloedkering in de Oosterschelde werd door de Hoofdafdeling Waterloopkunde van de Deltadienst van de Rijkswaterstaat aan het Waterloopkundig Laboratorium opdracht verleend onderzoek uit te voeren naar de invloed van de hoogte van de spleet tussen de onderkant van de dorpel en de toplaag van de drempelkruin op de stabiliteit van de steenbestortingen onder en aan weerszijden van de dorpel. Deze opdracht is omschreven in brief W.T. 11.321, d.d. 16 november 1981.

Het onderzoek is een vervolg op eerder verrichte onderzoeken naar

- de stabiliteit van de aanstortingen bij gesloten schuiven (M1637)
- de stabiliteit van de toplaag van de drempelkruin in de bouwfase (M1740).

Bij deze onderzoeken werd uitgegaan van een hoogte van de spleet tussen de dorpel en drempel van circa 1.0 m. Uit berekeningen uitgevoerd aan de hand van de resultaten van de onderzoeken M1637 en M1740, blijkt dat bij deze spleethoogte de stabiliteit van de toplaag van de drempelkruin niet volledig is verzekerd. In de notitie 311 DRO-M-81024 is afgeleid dat bij hoogten van de spleet kleiner dan circa 1,5 m per dorpelbalk één of meerdere stenen klem kunnen geraken. Het klem zitten van de stenen kan aanleiding geven tot ontoelaatbare puntspanningen in de dorpelbalk. In verband hiermee zal de hoogte van de spleet moeten worden vergroot tot minimaal circa 1,5 m. Ook zal bij de voorgestelde uitvoeringsmethodiek de hoogte van de spleet (plaatselijk) meer bedragen dan de onderzochte spleethoogte van 1,0 m. Tengevolge van de grotere hoogte van de spleet bestaat echter de kans dat de aanstortingen aan de zeezijde van de dorpel instabiel worden. Uit de klassieke filterregels voor een stroming loodrecht op het grensvlak volgt afhankelijk van de belastingsituatie een kritieke grens voor de spleethoogte van circa 1,5 m. De onzekerheid over de toepasbaarheid van de filterregels in verband met de extrapolatie naar niet gegradeerd grofkorrelig materiaal en de onzekerheid over de invloed van golven op de stabiliteitsberekeningen maakte modelonderzoek naar indringing van de aanstortingen in de spleet noodzakelijk.

Bij het hernieuwd onderzoek werd onderscheid gemaakt tussen drie gebieden:

1. De aanstortingen aan de zeezijde van de dorpel
2. De toplaag van de drempelkruin onder de dorpel
3. De aanstortingen aan de Oosterscheldezijde van de dorpel.

Ad 1. Het doel van de proevenserie is na te gaan of de stenen van de aanstortingen tengevolge van verval- en golfbelastingen in de (vergrote) spleet worden gedrukt. Hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen de stabiliteit van een enkele losliggende steen en de verstoring van een boog opgebouwd uit meerdere stenen.

Ad 2. De stabiliteit van de toplaag onder de dorpel is vooral van belang in verband met de kans op het klem raken van één of meerdere stenen tussen de drempelkruin en de dorpel.

Ad 3. De stabiliteit van de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde werd reeds eerder uitgebreid onderzocht (M1637). Met het onderhavige onderzoek (M1833) kon de stabiliteit van deze aanstortingen met het vigerend ontwerp worden geverifiëerd en tevens kon de invloed van golven op de stabiliteit van de aanstortingen worden nagegaan.

Het onderzoek, dat werd uitgevoerd in de windgoot van het Laboratorium De Voorst stond onder leiding van ir. J.L.M. Konter, die tevens dit verslag heeft samengesteld.

1.2 Conclusies

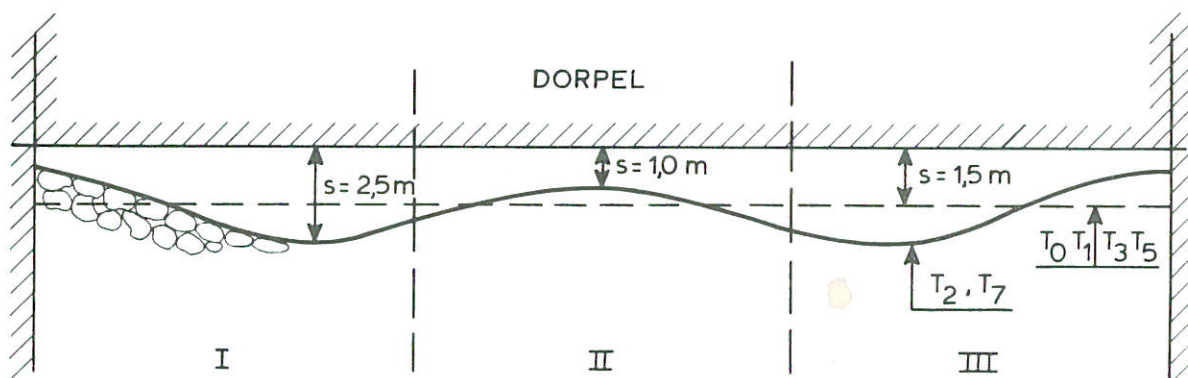
1. De stabiliteit van de aanstortingen aan de zeezijde wordt bepaald door de fysische grens van indringing van de aanstortingen in de spleet tussen de dorpel en de drempelkruin. Bij overschrijding van deze grens worden de stenen in de spleet gedrukt. Tengevolge van boogwerking kan tijdelijk een stabiele situatie optreden. Bij een verandering van de randvoorwaarden (zowel bij een groter als bij een kleiner verval en of golfhoogte) wordt de boogwerking echter verstoord, waardoor opnieuw stenen in de spleet verdwijnen.

2. De stabiliteit van de aanstortingen aan de zeezijde van de dorpel is volledig verzekerd indien de verhouding tussen spleethoogte en D_{50} gedefinieerd als $(6/\pi \cdot M_{50}/\rho_s)^{1/3}$ van de bestortingen, kleiner is dan 1,5. Dit betekent dat kubussen met een ribbe van 1 m stabiel zijn tot een spleethoogte van 1,9 m, stortsteen 1000-3000 kg stabiel is tot een spleethoogte van 1,5 m en stortsteen 300 - 1000 kg stabiel is tot een spleethoogte van 1,2 m.
3. Het niet vlak zijn van de drempeltoplaag is van geringe invloed op de stabiliteit van de aanstortingen.
4. Vanwege de regelmatige vorm is de kans om klem te geraken tussen de dorpel en de drempelkruin voor verplaatste kubussen kleiner dan voor verplaatste breukstenen.
5. Bij de twee onderzochte spleethoogten van 1,0 m en 1,5 m werd bij de ingestelde meest extreme, belastingcombinatie (verval = 11,1 m; golfhoogte = 8,3 m) geen verplaatsing van stenen uit de toplaag van de drempelkruin, bestaande uit basalt 1000-3000 kg ($\Delta D = 1,61$ m) geconstateerd. Wel werd enige beweging van enkele stenen waargenomen bij deze extreme randvoorwaarden. Uit berekeningen volgt een kritiek verval van circa 22 m voor begin van verplaatsing van stenen uit de drempelkruin.
6. De aanstortingen aan de Oosterscheldezijde bleken voor alle onderzochte geometrieën en randvoorwaarden volledig stabiel te zijn. Bij een ebverval van 5 m verrolden 3 stenen 1000-3000 kg bij een spleethoogte van 1,5 m.

2. Opzet van het onderzoek

2.1 Geometrie

Uitgangspunt bij het onderzoek was het vigerend ontwerp van de drempel en de aanstortingen. Dit betekent dat vorm en afmetingen van de aanstortingen niet gevarieerd behoeften te worden. De proevenserie werd begonnen met steensorteringen volgens het vigerend ontwerp. Alleen indien de stabiliteit niet voldoende zou zijn, zou worden overgegaan op een zwaardere steensortering. Begonnen werd derhalve met 2,5 m hoge aanstortingen aan de zeezijde, bestaande uit porfier 300-1000 kg ($\Delta D = 1,07$ m), 5 m hoge aanstortingen aan de Oosterscheldezijde, bestaande uit basalt 1000-3000 kg ($\Delta D = 1,61$ m) en basalt 6000-10.000 kg ($\Delta D = 2,84$ m). De toplaag van de drempelkruin bestond uit porfier 1000-3000 kg. Omdat bij de voorgestelde uitvoeringsmethodiek de toplaag van de drempelkruin afwijkt van het (theoretisch) vlakke profiel werden proeven uitgevoerd met een onregelmatige vorm van de drempelkruin (zie onderstaande figuur. Gegevens hierover werden ontleend aan het onderzoek naar het storten van de drempel (M 1768).



Doorsnede loodrecht op de stromingsrichting

Bij de schatting van het aantal verplaatste stenen tijdens de proeven (zie tabel 2) werd de spleet onderverdeeld in de gebieden I, II en III, volgens bovenstaande figuur.

2.2 Randvoorwaarden

Uit de oriënterende proeven T0 en T1 bleek dat de stabiliteit van de aanstortingen aan de zeezijde niet alleen afhankelijk is van de maximale grootte van het verval en de golfhoogte, maar ook van het belastingschema. Bij een bepaalde combinatie van verval en golfhoogte werden enkele losliggende stenen van de teen van de aanstortingen in de spleet gedrukt en ontstond er een boog tussen de dorpel en de drempelkruin. Of en in welke mate deze boog verstoord werd, was afhankelijk van de grootte van de statische component (verval) en van de cyclische component (golfhoogte). Een groot verval met een kleine golfhoogte kan aanleiding geven tot een geringere schade dan een klein verval met een grote golfhoogte. In verband hiermee werd een zo realistisch mogelijk belastingschema ingesteld. Uitgegaan werd van een combinatie van verval en golfhoogte ter plaatse van de onderkant van de dorpelbalk (respectievelijk 6,2 m en 5,6 m) die met een kans van 2.5×10^{-4} kan voorkomen. De vervallen met bijbehorende golfhoogten, werden in stappen opgevoerd tot de bovengenoemde combinatie met bijbehorende kans. Daarna werd de belasting weer met een tussenstap verminderd (zie tabel 2). Teneinde inzicht te verkrijgen in de grootte van de veiligheidscoëfficiënt werd na dit belastingschema de constructie onderworpen aan vervallen en golfhoogten van respectievelijk 1,25, 1,50 en 1,75 maal de vervallen in golfhoogten van het oorspronkelijk schema (zie tabel 2). Er werden uitsluitend onregelmatige golven ingesteld.

Om met een probabilistische benadering de kans dat een steen klem raakt tussen de dorpel en de drempelkruin te kunnen berekenen werden door Rijkswaterstaat de overschrijdingsniveau's van golfhoogten en vervallen bepaald met behulp van het rekenprogramma PROBER (zie ook nota DDWT-79.016). De resultaten van deze berekeningen zijn weergegeven in tabel 1.

3. Het model

3.1 Schaalkeuze

Voor een juiste reproductie van de stabiliteit van de bestortingen is het van belang dat de krachten op de afzonderlijke stenen op de juiste wijze worden weergegeven. De krachten die op de stenen worden uitgeoefend zijn afhankelijk van het stromingstype (turbulent, laminair of overgangsgebied) en van de optredende stroomsnelheden. Een representatief model moet derhalve niet alleen de stroomsnelheden op schaal weergeven, maar ook het stromingstype in het model en prototype moeten overeenkomen.

De stroming door de aanstorting en de drempel kan volgens Cohen de Lara worden beschreven met de relatie:

$$v^2 = \frac{\frac{\Delta h}{L} D_n^2 g \epsilon^5}{C_D} , \quad (1)$$

waarin:

| | | |
|------------|---|---------------------|
| v | = filtersnelheid | (m/s) |
| Δh | = verval over de constructie | (m) |
| L | = lengte van de constructie | (m) |
| D_n | = nominale steendiameter | (m) |
| g | = versnelling van de zwaartekracht | (m/s ²) |
| ϵ | = poriëngehalte | (-) |
| C_D | = weerstandscoefficient afhankelijk van het stromingstype | (-) |

Voor een turbulente stroming geldt $C_D = \text{constant} = 0,5$.

Aan de voorwaarde voor turbulente stroming wordt voldaan, indien:

$$Re = \frac{v \cdot D_n}{\nu} > 576 \quad (2)$$

waarin:

| | | |
|-------|--|---------------------|
| Re | = getal van Reynolds betrokken op de steendiameter | (-) |
| ν | = kinematische viscositeit | (m ² /s) |

Substitutie van vergelijking (2) in vergelijking (1) geeft als voorwaarde voor turbulente stroming:

$$\Delta h > \frac{576^2 \cdot C_D \cdot v^2 \cdot L}{D_n^3 \cdot 2g \cdot \epsilon^5} \quad (3)$$

Als voor L de som van de maximale aanstortingshoogten (3 m zeezijde en 5 m Oosterscheldezijde) wordt aangenomen, kan het minimale verval Δh als functie van de steendiameter D_n worden berekend.

Het verval over de spleet wordt hierbij verwaarloosd, aangezien dit klein is ten opzichte van het verval over de aanstortingen.

Uitgaande van een lengteschaal $n_L = 30$ treedt er voor de in model toegepaste sortering stortsteen 60-300 kg in model een turbulente stroming op, indien $\Delta h > 4,5$ m (prototype). Voor stortsteen 300-1000 kg en 1000-3000 kg dient Δh groter te zijn dan respectievelijk 1,1 m en 0,36 m.

De gewenste bezwijkervallen uit het oogpunt van stabiliteit van de aanstortingen zijn groter dan de hierboven berekende minimaal in te stellen vervallen zodat een schaalkeuze van 1:30 verantwoord is. Uit elders uitgevoerd foto-elastisch onderzoek is bovendien gebleken, dat tengevolge van een dergelijke weergave op schaal van de stenen de hoek van inwendige wrijving niet wordt beïnvloed.

3.2 Modelopstelling

De proeven werden uitgevoerd in een gedeelte van de windgoot van het Laboratorium De Voorst. De breedte van de proefsectie bedroeg 1,0 m. De goot was aan één zijde voorzien van een glazen wand. Ter plaatse van de proefsectie werd de andere zijde voorzien van een wand van perspex. In deze wand werden aansluitingen gemaakt voor statische stijgbuizen en elektrische drukopnemers. De dorpel werd vervaardigd van doorzichtig materiaal (perspex), waardoor de spleet onder de dorpel belicht kon worden en het mogelijk werd tijdens de proeven de toplaag van de drempel te zien.

Het debiet dat door de kern van de drempel stroomt is gering ten opzichte van het debiet dat door de toplaag van de drempel stroomt. Dit wordt veroorzaakt door de kleinere verhangen en steendiameters in de lagere drempelgedeelten. Weglating van het drempelgedeelte onder de toplaag zal dan ook geen invloed hebben op de potentiaalverdeling en dus op de stabiliteit van de drempeltoplaag en de aanstortingen. In het model werden daarom alleen de bovenste twee drempel-lagen, bestaande uit basalt 1000-3000 kg en porfier 60-300 kg ingebouwd.

Het aanbrengen van de aanstortingen en de twee drempellagen gebeurde in den droge, waarbij de stenen los werden gestort. Het afwerken van de taluds en dergelijke gebeurde op het oog. De gewenste profielen waren vooraf op de wanden van de goot uitgezet. Doordat beide wanden uit doorzichtig materiaal bestonden, werd een goede indruk van het aangebrachte profiel verkregen. De afwerking van de drempeltoplaag onder de dorpel werd nauwkeurig uitgevoerd vanwege de verwachte grote invloed van de spleethoogte op het bezwijkverval. Er werd voor gezorgd dat slechts zeer weinig stenen boven het theoretisch profiel van de top laag van de drempel uitstaken.

Om in het model bij een geringe hoogte van de goot een groot verval mogelijk te maken werd aan de zeezijde de maximaal haalbare waterdiepte ingesteld. Uitgaande van een dorpelniveau van NAP -4,5 m betekent dit een waterstand van NAP + 7,5 m. Uitgaande van een dorpelniveau van NAP + 10,5 m ligt de waterstand aan de zeezijde op NAP + 1,5 m. Afhankelijk van het in te stellen verval werd hierop de waterstand aan de Oosterscheldezijde aangepast. Om een goede uitstroming door de aanstortingen te verzekeren werd de waterstand aan de Oosterscheldezijde niet verder verlaagd dan tot aan de bovenzijde van de aanstortingen. Op deze wijze was een maximaal verval van 15,5 m instelbaar, hetgeen voldoende was om ook het verval van 10,9 m (6,2 m met een veiligheidsfactor van 1,75 m) in te stellen.

3.3. Meetmethoden en verwerking

Bij elke belastingsstap werden gemeten:

- het aantal verplaatste stenen (visueel en met een video-camera)
- de grootte van de waterdrukken

In het model werden de waterstanden gemeten met behulp van de statische stijgbuisaansluitingen. Het golfbeeld werd vastgelegd door middel van een golfhoogtemeter en elektrische drukopnemers. De signalen werden opgenomen op magneetband en achteraf geanalyseerd. De opgewekte golven werden gekarakteriseerd door een zogenaamd smal Oosterscheldespectrum, waarvan in figuur 3 een voorbeeld is gegeven. Als meetplaats voor de inkomende golven werd drukopnemer 1 geselecteerd. Met de golfhoogtemeter werd de golfbeweging vlak voor de schuif geregistreerd. Vanwege de beperkte waterdiepte, waarbij de proeven werden uitgevoerd, is de waarde van deze golfhoogtemeter niet representatief voor de inkomende golfhoogte in het prototype.

De stijgbuisjes werden afgelezen op een centraal geplaatst bord. De schade aan de aanstortingen en toplaag van de drempelkruin werd visueel vastgesteld, waarbij van kenmerkende situaties video-opnamen en dia's werden gemaakt.

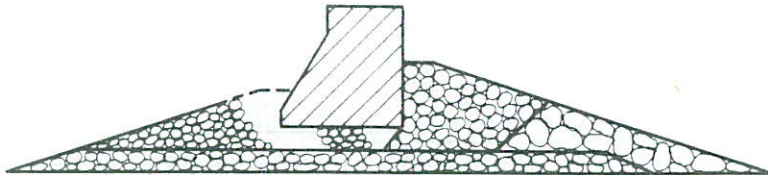
Uit de metingen werden het totale verval over de kering en de significante golfhoogte aan de bovenzijde van de dorpel bepaald. Ter verbetering van het inzicht in het bezwijkgedrag van de aanstortingen werden de metingen van de statische stijgbuizen en elektrische drukopnemers verwerkt tot potentiaal- en golfhoogteverdelingen rondom de dorpel.

4. Resultaten

4.1 Stabiliteit aanstortingen zeezijde

T0...T3; aanstortingen 300-1000 kg, spleethoogte = 1,5 m

Bij proef T0 werden reeds bij een verval van 6 m zonder golven over de gehele breedte van de goot de losliggende stenen verplaatst. Het begin van boogvorming was zichtbaar. Bij een verval van 6,0 m in combinatie met een golfhoogte van 3,2 m zakte de boog in waardoor er een doorbraak van de aanstortingen ontstond. Nadat de golfhoogte was verhoogd tot 4,0 m kwamen nog een aantal stenen in beweging en kwam er een steen klem te zitten tussen de dorpel en de drempelkruin. Verhoging van de golfhoogte tot 6,0 m (bij een gelijkblijvend verval van 6,0 m) gaf een afkalving van het talud te zien bij de doorbraak in de aanstortingen. De betrokken stenen werden tegengehouden door de klem zittende steen, waardoor er meerdere stenen beklemd raakten. Bij een verval van 6,9 m werd er door de stromingskracht een steen tegen de onderzijde van de dorpel gedrukt. De stromingskracht is dus bij dit verval groter dan het gewicht van de steen onder water.



Schade tijdens proef T1

Het verval werd daarna in stappen opgevoerd tot 15 m waarbij bij elke belastingstap de golfhoogte werd gevarieerd tussen 2,5 en 6 m. Elke verandering in randvoorwaarden had het verplaatsen van enkele stenen van de aanstortingen tot gevolg. Bij een verval van 15 m begonnen bovendien enkele stenen van de toplaag te klapperen. Aan het eind van de proef T0 werd een verval ingesteld van 2,0 m en een golfhoogte van 4,5 m. Dit had tot gevolg dat er opnieuw een gedeelte van de aanstorting inzakte. Bij de herhalingsproef T1 ontstond wederom een aanzienlijke schade bij het in stappen opvoeren van het verval van 0 m naar 12m en golfhoogten van maximaal circa 6 m (zie foto's). Een volledige doorbraak ontstond echter pas aan het eind van de proef bij geen verval en een golfhoogte van circa 5 m. Ook bij proef T3 met dezelfde geometrie als proef T0 en T1 vond een doorbraak van de aanstortingen aan de zeezijde plaats.

Aan het begin van de proef werden al relatief veel stenen verplaatst (zie tabel 2). De doorbraak vond echter plaats bij een groter verval (7,8 m) en golfhoogte (7,2 m). Bij proef T2, waarbij een golfvormige spleet werd ingebouwd met een gemiddelde hoogte van 1,5 m (zie figuur op blz. 4) werd geen doorbraak van de aanstortingen geconstateerd. Wel werd een relatief groot aantal stenen verplaatst (zie tabel 2), waardoor een aantal stenen klem kwam te zitten. Uit de proeven T0...T3 werd dan ook geconcludeerd dat aanstortingen 300-1000 kg bij een spleethoogte $s = 1,5$ m niet acceptabel waren.

T4; aanstortingen 300-1000 kg, spleethoogte = 1,0 m

In proef T4 werd een kleinere spleethoogte van 1,0 m onderzocht. Bij deze geometrie werd geen doorbraak van de aanstortingen geconstateerd. Wel werd een gering aantal stenen bij zeer extreme vervallen en golfhoogten verplaatst (zie tabel 2). Deze verplaatste stenen waren regelmatig verdeeld over de volle breedte van de dorpel, en kwamen niet klem te zitten tussen de dorpel en de drempelkruin.

T5; aanstortingen 1000-3000 kg, spleethoogte = 1,5 m

Ongeveer hetzelfde resultaat als T4 werd bereikt in proef T5 (aanstortingen 1000-3000 kg, spleethoogte = 1,5 m); geen doorbraak van de aanstortingen, en een gering aantal verplaatste stenen. Wel raakte één van de verplaatste stenen met een zeer extreme vorm ($2,25 \times 1,2 \times 0,4 \text{ m}^3$) klem tussen drempel en dorpel. In het prototype zullen deze platte stenen echter niet voorkomen.

T6, T7; aanstortingen kubussen 1 m^3 , spleethoogte = 1,5 m

In de proeven T6 en T7 werd de stabiliteit van betonnen kubussen met een ribbe van 1 m beproefd. Het voordeel van de kubussen ten opzichte van het harde stortsteen 1000-3000 kg is dat de kans op beschadiging van de pijler en dorpel door de zachtere betonnen kubussen aanzienlijk kleiner is en dat bovendien door de regelmatige vorm de kans op een klem zitten kleiner is (zie foto 3). Zowel bij een rechte (T6) als bij een golfvormige (T7) spleet met een gemiddelde hoogte van 1,5 m ontstond er vrijwel geen verplaatsing van de kubussen (zie tabel 2). De verplaatste kubussen lagen bij proef T6 op een vlakke kant (zie foto 3). Bij proef T7 met de onregelmatige drempelvorm lag een enkele kubus met een hoek in de ruimte tussen een aantal stenen van de drempelkruin (zie foto 4). De verticale afmeting van de kubus varieert van 1 m (kubus ligt vlak) tot 1,7 m (kubus staat op een hoekpunt). De kubus kan alleen op een hoekpunt staan,

indien dit hoekpunt in de drempelkruin is gedrongen. Het is derhalve vrijwel uitgesloten dat kubussen met een ribbe van 1 m klem raken bij een spleethoogte van 1,5 m.

Uit de proeven blijkt dat een optredende boogwerking door de wisselende opbouw van de belasting (bestaande uit het boogwerking opbouwende element verval en het boogwerking afbrekende element golf) grote kans heeft om weer te niet te worden gedaan.

Voor een stabiel ontwerp zou de situatie bij de aanstortingen vergeleken kunnen worden met de situatie die zich voordoet bij het ontwerp van stabiele filters met een stroming loodrecht op het grensvlak. De hierna volgende filterregel is afgeleid uit proeven met gegradeerde fijn korrelige materialen, zodat extrapolatie met de nodige voorzichtigheid moet gebeuren.

$$\frac{n_f \cdot D_{20f}}{D_{50b}} \leq A \quad (1)$$

waarin:

n_f = holtepercentage

D_{20f} = D_{20} van het filtermateriaal

D_{50b} = D_{50} van het basismateriaal

Volgens [3] wordt de fysische grens voor indringing van het basismateriaal (aanstortingen) in het filtermateriaal (spleet) bereikt als $A = 1$.

Voor de situatie bij de aanstortingen kan $n_f \cdot D_{20f}$ vervangen worden door de spleethoogte. Voor D_{50} dient rekening te worden gehouden met de zeefmat, die benaderd kan worden door de steen te beschouwen als een bolvormig lichaam met massa M_{50} .

$$D_{50} = \left(\frac{6}{\pi} \frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \quad (2)$$

De verhouding tussen de aldus bepaalde diameter van toegepaste materialen en de ingestelde spleethoogten wordt weergegeven in de volgende tabel.

| steensortering | D_{50} | s/D_{50} | |
|---------------------------|----------|---------------------|---------------------|
| | | $s = 1,0 \text{ m}$ | $s = 1,5 \text{ m}$ |
| 300 - 1000 kg | 0,79 | 1,3 | 1,9 |
| 1000 - 3000 kg | 1,04 | 1,0 | 1,5 |
| kubussen 1 m ³ | 1,24 | 0,8 | 1,2 |

Uit de proeven T0...T3 volgt dat bij $s/D_{50} = 1,9$ m indringing van stenen in de spleet optreedt, en uit de proeven T4 ($s/D_{50} = 1,3$) en T5 ($s/D_{50} = 1,5$), alsmede T6 en T7 ($s/D_{50} = 1,2$) volgde geen of nauwelijks indringing. Op grond hiervan wordt A in (1) gesteld op $A = 1,5$. Met $A = 1,5$ volgt dat de kubussen met een ribbe van 1 m stabiel zijn tot een spleethoogte van $1,5 \times 1,24 = 1,9$ m. In proef T7 werden ter plaatse van de spleethoogte van 2,5 m (zie figuur 2.1) enkele kubussen verplaatst die diepere gedeelten van de spleet opvulden (zie foto 4). Daarna ontstond een stabiele situatie. Een onregelmatige drempelvorm, waar plaatselijk de spleethoogte groter is dan de gemiddelde waarde, heeft derhalve een geringe invloed op de stabiliteit van de aanstortingen.

4.2 Stabiliteit aanstortingen Oosterscheldezijde

De aanstortingen aan de Oosterscheldezijde bleken voor alle onderzochte geometrieën en randvoorwaarden volledig stabiel te zijn. Alleen bij proef T3 verrolden 3 stenen tijdens een ebverval van 5 m. De aanstortingen aan de Oosterscheldezijde werden gedimensioneerd met behulp van de resultaten van het onderzoek M1637. Bij dit onderzoek werd aangenomen dat de golfinvloed te vertalen is als een statische waterstandsverhoging aan de zeezijde. Een mogelijk reducerende werking van de drempel op de golfdoordringing werd hiermee verwaarloosd. Uit figuur 6 blijkt dat ter plaatse van de teen van de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde, de golfhoogte is verminderd tot 0,2 à 0,3 maal de golfhoogte aan de bovenzijde van de aanstortingen aan de zeezijde. Uit de figuren 4 en 5 volgt dat het percentage van het verval dat over de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde staat (0,4 à 0,5 maal het totale verval) groter is dan het percentage van de golfhoogte ter plaatse. Uit de figuren 4, 5 en 7 volgt tevens een geringe invloed van de spleethoogte en de doorlatendheid van de aanstortingen op het potentiaalbeeld en de golfhoogteverdeling. Ook toen er tijdens de proeven een doorbraak van de aanstoring aan de zeezijde had plaatsgevonden, was dit op het potentiaalbeeld aan de glaswand niet te merken. Tijdens het onderzoek M1637 werd een berekeningsmethode ontwikkeld waarmee het vervalpercentage over de aanstortingen kan worden berekend. Met behulp van het berekende vervalpercentage kan het bezwijkverval worden berekend volgens:

$$\Delta h_b = \frac{\Delta(1-\epsilon)(h_3-s)}{P.f} \quad (3)$$

waarin:

| | | |
|---------------|---|-----|
| Δh_b | = bezwijkverval | (m) |
| ε | = holtepercentage | (-) |
| h_3 | = hoogte van de aanstorting Oosterscheldezijde | (m) |
| s | = spleethoogte | (m) |
| P | = percentage van het totale verval over de aanstortingen | (-) |
| f | = coëfficiënt, waarmee ondermeer de stromingsrichting in de aanstorting en de wrijvingskrachten van de aanstortingsstenen verdisconteerd worden ($f = 0,55$ volgens [1]) | |
| Δ | = $(\rho_s - \rho) / \rho$ | |

De resultaten van de berekeningen volgens [1] van de vervalpercentages $\Delta h_1 / \Delta h_{tot}$, $\Delta h_2 / \Delta h_{tot}$ en $\Delta h_3 / \Delta h_{tot}$ zijn weergegeven in figuur 6. Bij deze berekeningen werden voor de constanten de volgende waarden gebruikt:

$$a = b = 2$$

$$C = 9 \text{ m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$$

$D = 2,88 \text{ m}$ (bij het drempelontwerp volgens figuur 2: $1,20 \text{ m} + 1,68 \text{ m}$)

stortsteen 300-1000 kg : $k = 0,36 \text{ m/s}$, $D_n = 0,63 \text{ m}$, $\rho_s = 2690 \text{ kg/m}^3$

stortsteen 1000-3000 kg: $k = 0,60 \text{ m/s}$, $D_n = 0,84 \text{ m}$, $\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3$

basalt 1000-3000 kg: $k = 0,55 \text{ m/s}$, $D_n = 0,79 \text{ m}$, $\rho_s = 3030 \text{ kg/m}^3$

kubussen 1 m^3 : $k = 0,75 \text{ m/s}$, $D_n = 1,00 \text{ m}$, $\rho_s = 2200 \text{ kg/m}^3$

(k = doorlatendheidscoëfficiënt volgens Cohen de Lara)

Uit figuur 8 blijkt, dat volgens de berekeningen bij toepassing van kubussen voor de aanstortingen aan de zeezijde en een spleethoogte van $1,5 \text{ m}$ het bezwijkverval voor de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde $17,5 \text{ m}$ bedraagt. Tijdens de proeven was het stationair verval maximaal $11,0 \text{ m}$ in combinatie met een golfhoogte van $8,3 \text{ m}$. Het maximum verval tijdens de proeven bedroeg derhalve $11,0 + 0,5 \times 8,3 = 15,2 \text{ m}$, waarbij nog geen rekening is gehouden met de extra reductie van de golfhoogte (zie figuur 6).

De gevonden stabiliteit van de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde kan derhalve met de resultaten van [1] worden verklaard.

4.3 Stabiliteit van de toplaag van de drempelkruin

Bij de twee onderzochte spleethoogten ($1,0 \text{ m}$ en $1,5 \text{ m}$) werd geen instabiliteit van de toplaag van de drempelkruin (basalt 1000-3000 kg, $\Delta D = 1,61 \text{ m}$) geconstateerd. Wel werd bij extreme vervallen ($7,8 \text{ m}$) en golfhoogten ($6,4 \text{ m}$) enige

beweging van stenen waargenomen. Van een verplaatsing van stenen uit de drempelkruin was echter geen sprake. De beweging van de stenen van de drempelkruin was bij een spleethoogte van 1,0 m iets heviger dan bij een spleethoogte van 1,5 m. Dit is in overeenstemming met de berekeningen volgens [1] en [2]. Uit [1] volgt de relatie tussen stroomsnelheid in de spleet en het totale verval. In [2] is een berekeningsmethode afgeleid voor het berekenen van de kritieke stroomsnelheid u_{kr} , uitgaande van de relaties:

$$\frac{u}{\sqrt{\Delta g D_n}} = 1,4 \log 3,5 \frac{h_{dam}}{D_n} \quad (4)$$

en

$$u_{kr} = u \sqrt{\Psi_{kr}}$$

waarin:

h_{dam} = waterstand boven de dam = spleethoogte (m)

D_n = nominale steendiameter (m)

u = kritieke stroomsnelheid $h_{dam} > 5 D_n$ (m/s)

u_{kr} = kritieke stroomsnelheid $h_{dam} < 5 D_n$ (m/s)

Ψ_{kr} = vergrotingsfactor volgens Ashida en Bayazit (-)

In figuur 8 is het resultaat van deze berekening, het kritieke verval waarbij de stenen van de toplaag beginnen te bewegen als functie van de spleethoogte, weergegeven. Duidelijk is, dat bij toenemende spleethoogte de stabiliteit van de toplaag van de drempelkruin sterk toeneemt. Het kritieke verval voor instabiliteit van de drempelkruin ligt bovendien hoger dan de tijdens de proeven ingestelde vervallen. Opgemerkt wordt dat de toplaag van de drempelkruin zwaarder wordt aangevallen tijdens de bouwphase, waarbij er nog geen aanstoringen zijn aangebracht (zie [2]).

4.4 Kans op het klem raken van de stenen

Het kritiek verval voor begin van bewegen van de drempelkruin (basalt 1000-3000 kg, $\Delta D = 1,61$ m) is volgens berekening 22,5 m, indien kubussen worden toegepast voor de aanstoringen aan de zeezijde. Dit is niet in tegenspraak met de proeven waarbij nog geen verlies aan stabiliteit werd geconstateerd bij vervallen tot 10,65 m in combinatie met een significante golfhoogte van 8,4 m.

Ook de aanstortingen aan de Oosterscheldezijde bleken bij deze extreme belastingssituatie volledig stabiel te zijn.

De kans dat er een steen klem raakt tussen de dorpel en de toplaag van de drempelkruin wordt derhalve volledig bepaald door het eventueel instabiel worden van de aanstortingen aan de zeezijde. De stabiliteit van deze aanstortingen is echter verzekerd, indien de verhouding tussen spleethoogte en D_{50} van de bestortingen kleiner is dan 1,5. In dit geval zullen slechts enkele losliggende stenen aan de teen van de aanstortingen verplaatst kunnen worden, die bovendien nog eerst de "gaten" in de drempelkruin opvullen (zie foto 4). Indien de gemiddelde verhouding tussen spleetgrootte en D_{50} echter groter is dan 1,5 worden zoveel stenen van de aanstortingen in de spleet onder de dorpel gedrukt dat de kans op klem raken van één of meerdere stenen op 1 moet worden geschat. Of een steen klem raakt tijdens de levensduur van de kering is afhankelijk van de optredende vervallen en golfhoogten en van de boogwerking, welke op zijn beurt afhankelijk is van de toevallige stapeling van de stenen.

REFERENTIES

1. TAAT, J.J.,
Stabiliteit aanstortingen bij gesloten schuiven
verslag modelonderzoek, M1637
Delft, Waterloopkundig Laboratorium, maart 1980

2. KONTER, J.L.M.,
Stabiliteit toplaag drempelkruin in de bouwfase
verslag modelonderzoek, M 1740
Delft, Waterloopkundig Laboratorium, oktober 1980

3. DE GRAAUW, A.F.F.,
Stand van zaken bij het onderzoek naar granulaire filters
Nota, S469,
Delft, Waterloopkundig Laboratorium, juli 1980.

| Pr { $\Delta h, \bar{H}$ } | golfhoogte t.p.v. onderkant dorpelbalk (m) | meest waarschijnlijkste waterstandscombinatie | | |
|----------------------------|--|---|-----------------------------------|------------|
| | | zeezijde (m t.o.v. NAP) | Oosterscheldezijde (m t.o.v. NAP) | verval (m) |
| 10^{-3} | 4,8 | + 5,0 | -0,6 | 5,6 |
| 10^{-4} | 5,2 | + 5,7 | -0,6 | 5,7 |
| 10^{-5} | 6,0 | + 6,4 | -0,8 | 6,8 |
| 10^{-6} | 6,4 | + 7,1 | -0,7 | 7,8 |
| 10^{-7} | 7,0 | + 7,8 | -0,8 | 8,6 |

Tabel 1 Overschrijdingsniveau's van golfhoogten en vervallen

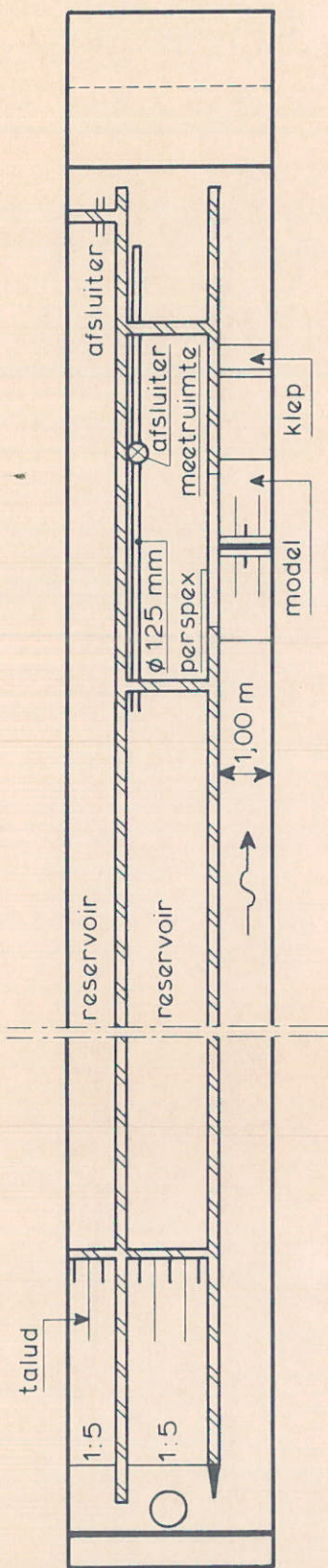
| | | Aantal verplaatste stenen | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|------------|--|---|--|----|------------------|-----|----|------------------|-----|----|----|-----|----|----|-----|---|---|---|---|---|
| verval | golfhoogte | T0 | T1 | T2 | | T3 | | T4 | | T5 | | T6 | | T7 | | | | | | | |
| | | 300 - 1000 kg s = 1,5 m recht | 300 - 1000 kg s = 1,5 m recht | 300 - 1000 kg s = 1,5 m golfvormig | I | II | III | I | II | III | I | II | III | I | II | III | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.2 | 4.0 | bezijden bij verval = 6,0 m en golfhoogte = 3 m | bezijden bij verval = 0 m golfhoogte = 5 m. nadat eerst verval was op- gevoerd tot 12 m. | 0 | 3 | 7 | 7 | 12 | 24 | 2 | 5 | 6 | 2 | 3 | 3 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | |
| 5 | 4.5 | | | 0 | 3 | 7 | 9 | 12 | 35 | 6 | 5 | 6 | | | | | | | | | |
| 6.2 | 5.6 | | | 2 | 5 | 15 | 9 | 13 | 40 | 4 | 3 | 5 | 4 | 3 | 5 | | | | | | |
| 4.2 | 4.0 | | | | | | 9 | 13 | 45 | 4 | 4 | 5 | 4 | 4 | 5 | | | | | | |
| 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.2 | 5.1 | | | 8 | 6 | 30 | | | | 6 | 5 | 6 | | | | | | | | | |
| 6.2 | 6.1 | | | | | | 9 | 13 | 45 | 7 | 5 | 8 | | | | | | | 3 | 0 | 2 |
| 7.7 | 6.4 | | | 15 | 10 | 35 | 14 | 20 | 50 | 7 | 5 | 9 | 6 | 4 | 5 | | | | | | |
| 5.1 | 5.3 | | | - | | | 14 | 20 | 52 | 7 | 5 | 9 | | | | | | | | | |
| 0 | 0 | | | - | | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.1 | 6.3 | | | | | | 14 | 20 | 52 | | | | | | | | | | | | |
| 7.8 | 7.2 | | | 15 | 10 | 37 | 20 | 28 | 55* ¹ | | | | | | | | | | | | |
| 9.4 | 8.3 | | | 15 | 10 | 40* ² | | | | | | | 9 | 4 | 5 | 3 | 2 | 0 | 4 | 0 | 2 |
| 0 | 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.8 | 7.3 | | | | | | 20 | 28 | 55 | 7 | 5 | 9 | | | | | | | | | |
| 9.3 | 8.5 | | | | | | 50 | 28 | 55 | 8 | 6 | 13 | | | | | | | | | |
| 11.1 | 8.3 | | | | | | 50 | 28 | 55 | 8 | 6 | 13 | 10 | 4 | 5 | | | | | | |
| 0 | 0 | | | 15 | 10 | 40 | 50 | 28 | 55 | 8 | 6 | 13 | 10 | 4 | 5 | 3 | 2 | 0 | 4 | 0 | 2 |
| telling na de proef | | | | | | | 66 | 47 | 68 | 13 | 14 | 19 | | | | | | | | | |

*¹ doorbraak aanstortingen

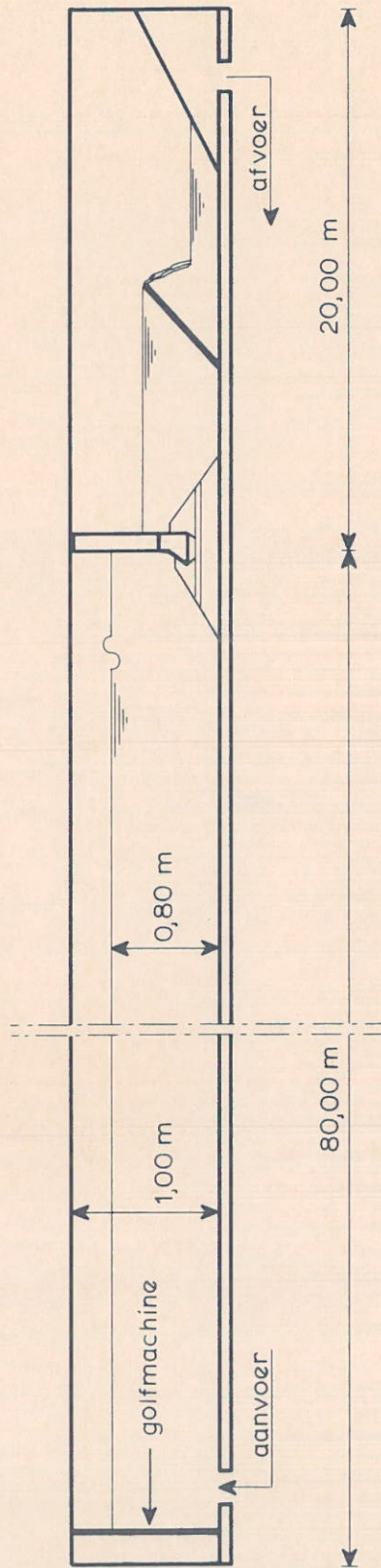
*² klemzitten van enkele stenen

*³ zie figuur op blz. 4

Tabel 2 Aantal verplaatste stenen van de aanstortingen aan de zeezijde



BOVENAANZICHT



ZIJAAANZICHT

PROEFOPSTELLING IN DE WINDGOOT

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

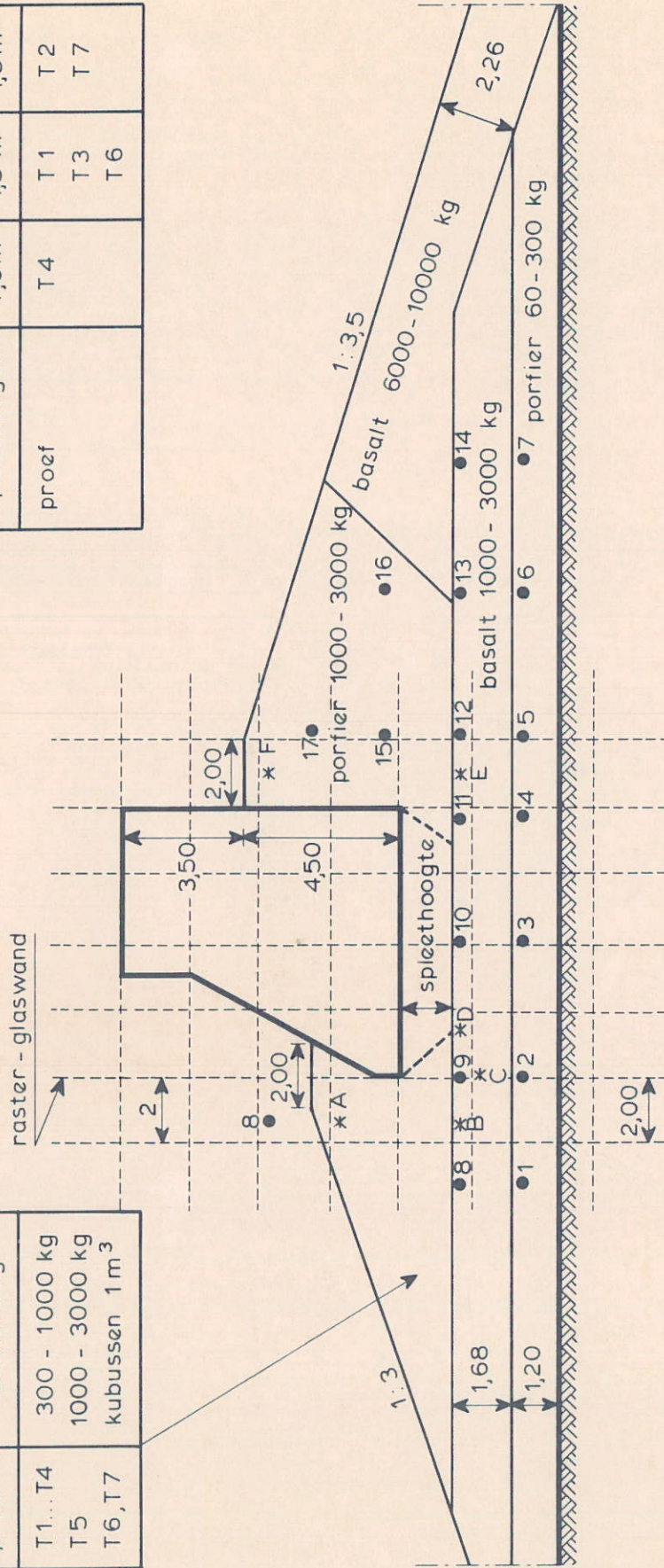
M 1833

FIG. 1

ZEE - ZIJDE

| proef | bestorting |
|---------|---------------------------|
| T1...T4 | 300 - 1000 kg |
| T5 | 1000 - 3000 kg |
| T6, T7 | kubussen 1 m ³ |

| splæthoogte | 1,0 m | 1,5 m | 1,5 m |
|-------------|-------|----------------|----------|
| proef | T4 | T1 T3 T6 | T2 T7 |



* drukopnemer
● stijpbuis

maten in m

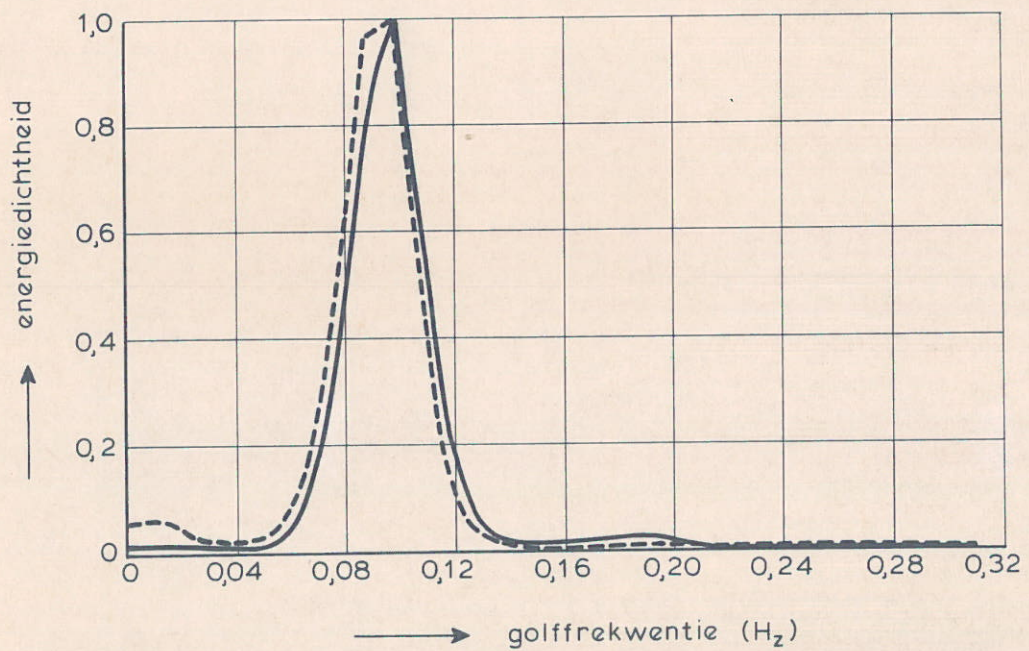
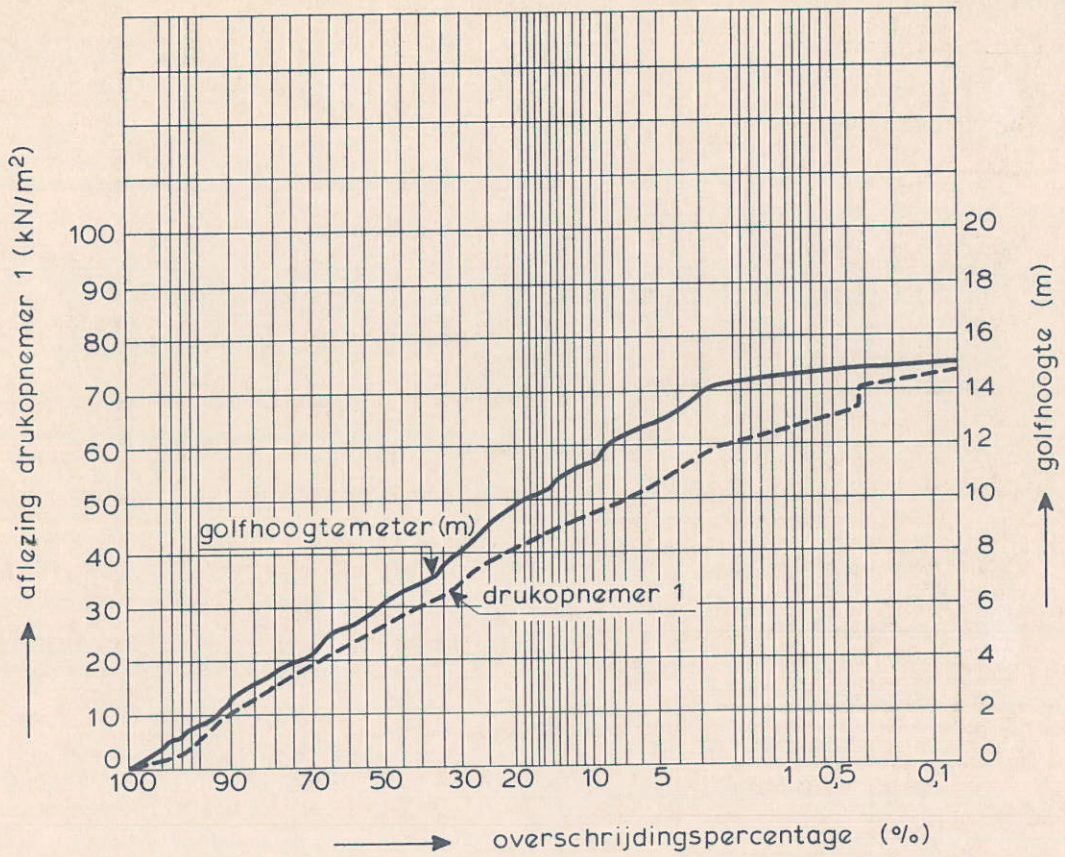
ONTWERP AANSTORTINGEN EN
PLAATS DRUKAANSLUITINGEN

SCHAAL 1 : 200

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1833

FIG. 2



GOLFSPECTRUM OOSTERSCHELDE

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

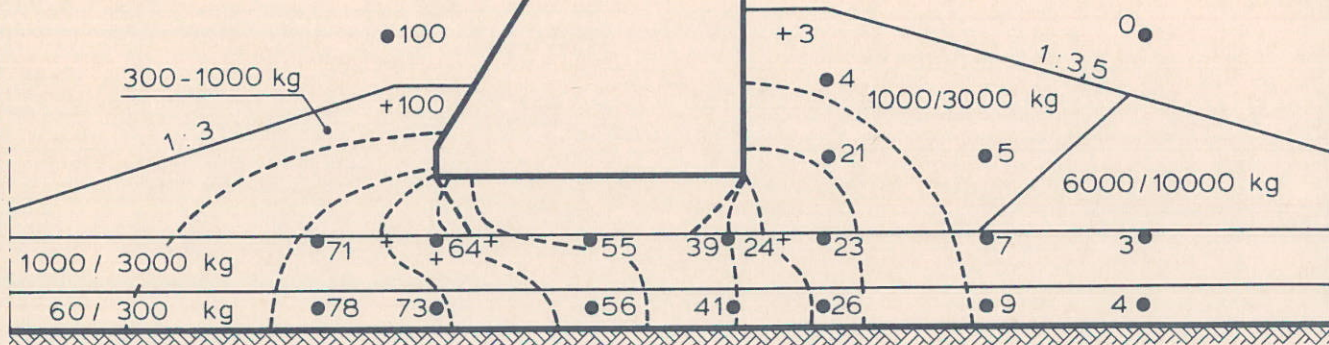
M 1833

FIG. 3

PROEF : T 2



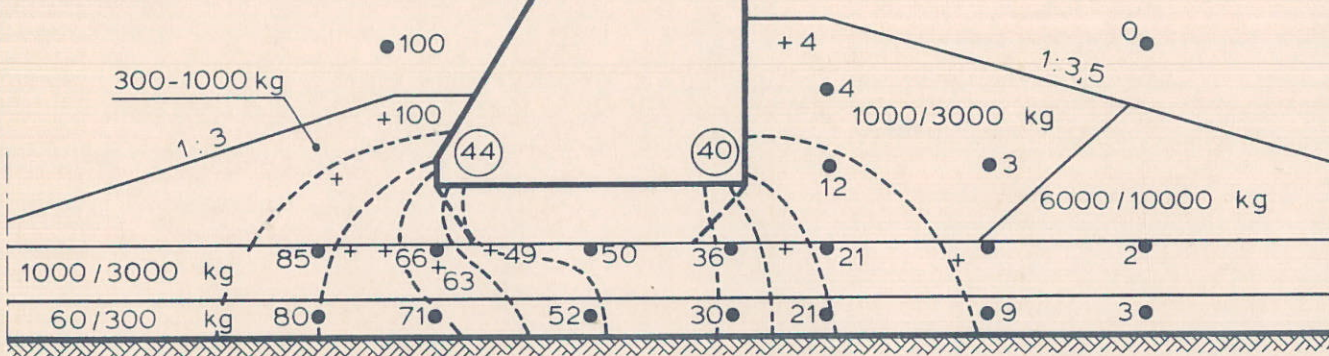
1,5 m



PROEF : T 3



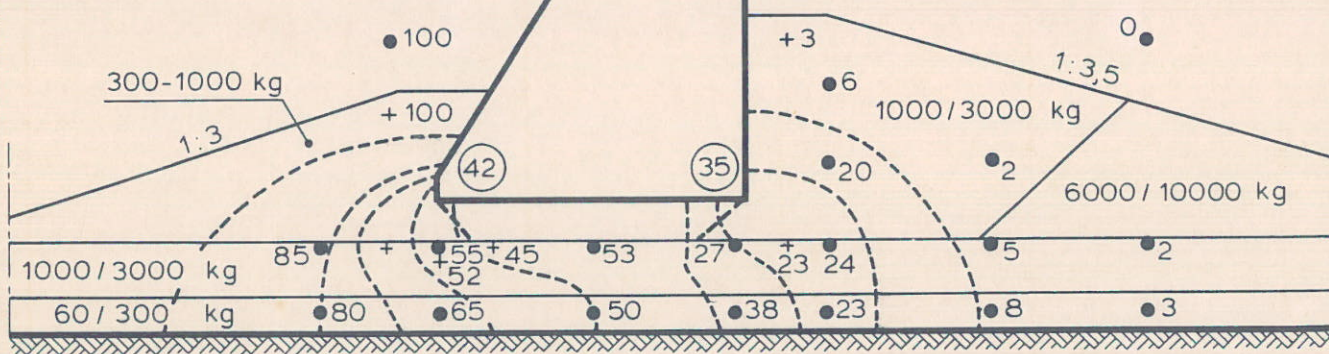
1,5 m



PROEF : T 4



1,0 m



● stijgbuis

+ drukopnemer

○ volgens berekening

POTENTIALVERDELING

T2,T3,T4

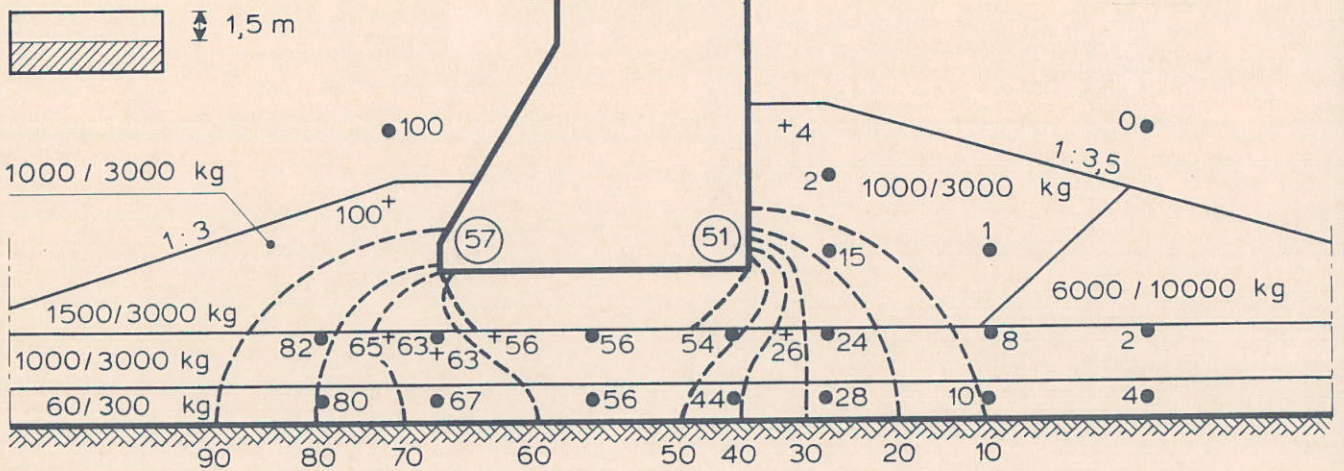
SCHAAL 1: 200

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

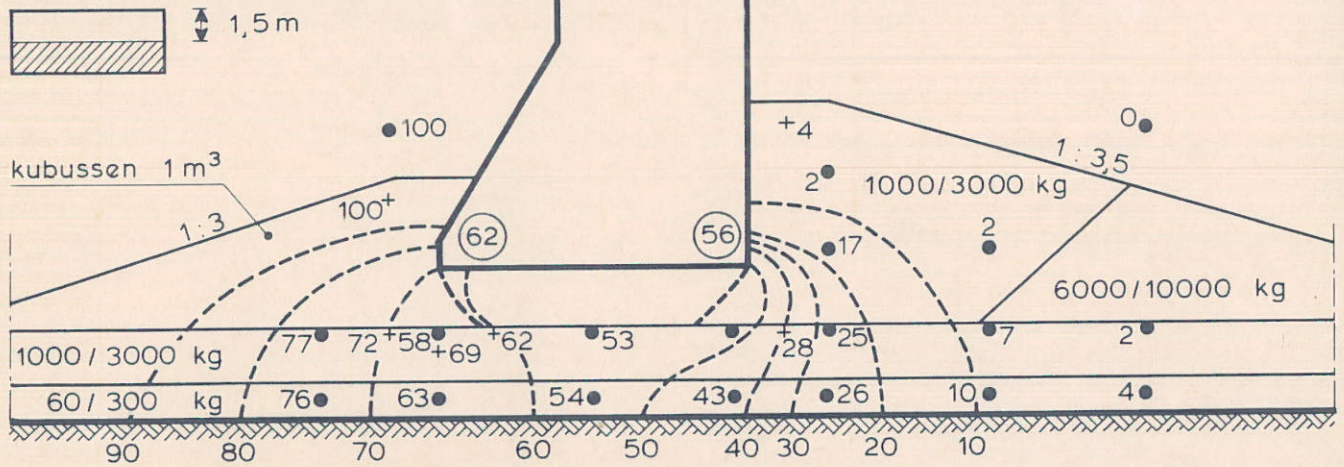
M 1833

FIG. 4

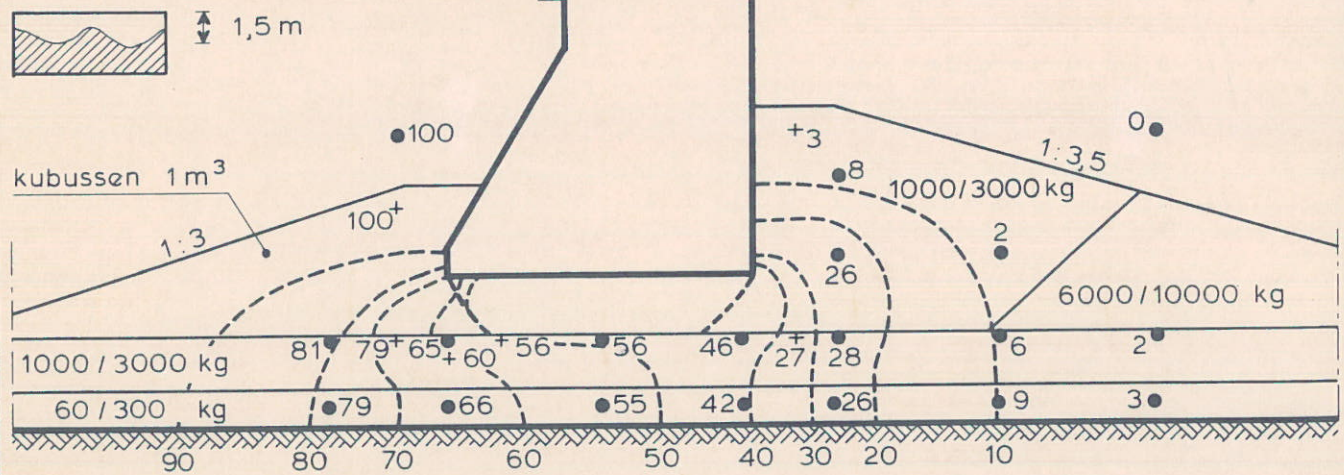
PROEF : T 5



PROEF : T 6



PROEF : T 7



● stijgbuis

+ drukopnemer

○ volgens berekening

POTENTIALVERDELING

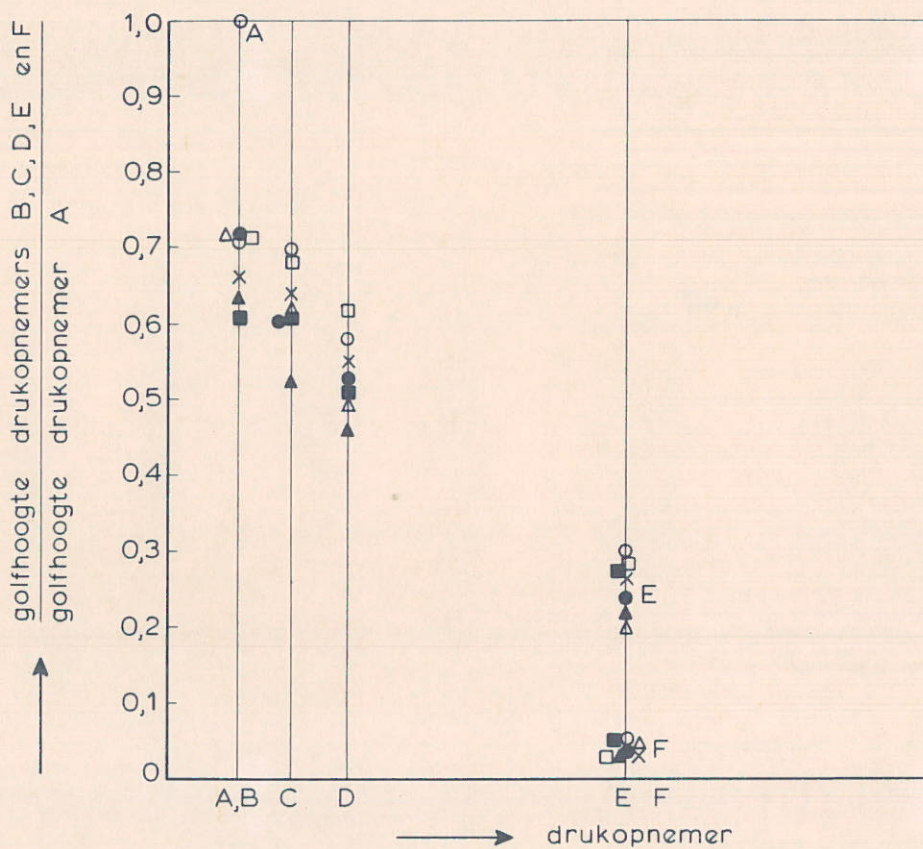
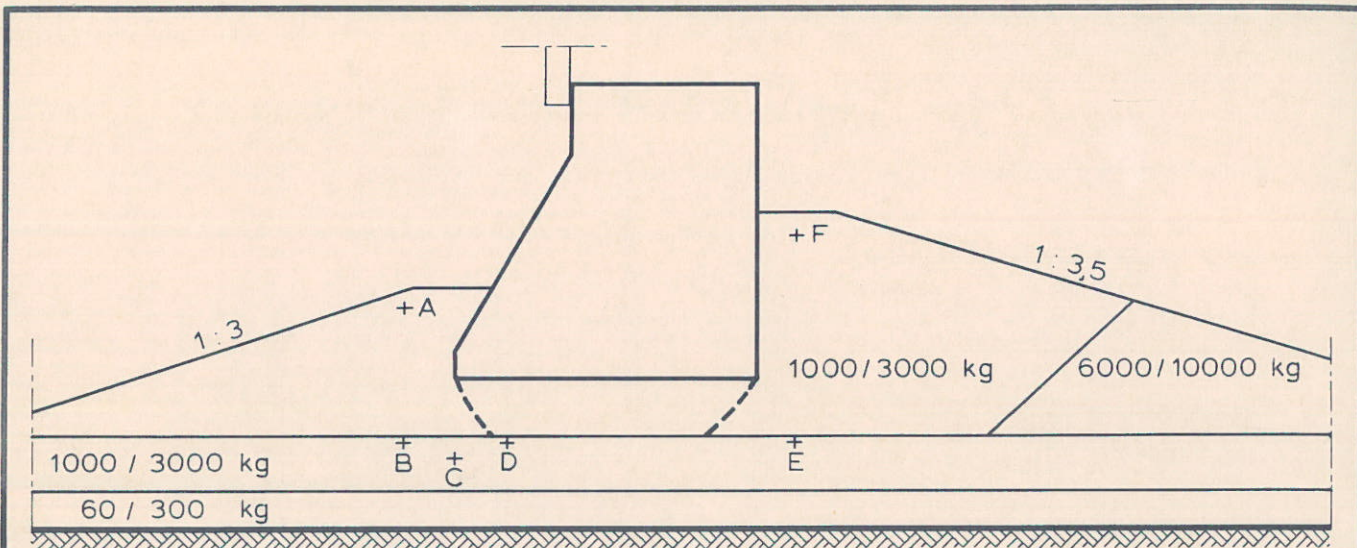
T5, T6, T7

SCHAAL 1 : 200

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

M 1833

FIG. 5



| proef | |
|-------|----|
| ○ | T1 |
| ● | T2 |
| △ | T3 |
| ▲ | T4 |
| x | T5 |
| □ | T6 |
| ■ | T7 |

GOLFHOOGTEVERDELING RONDOM DE DORPEL

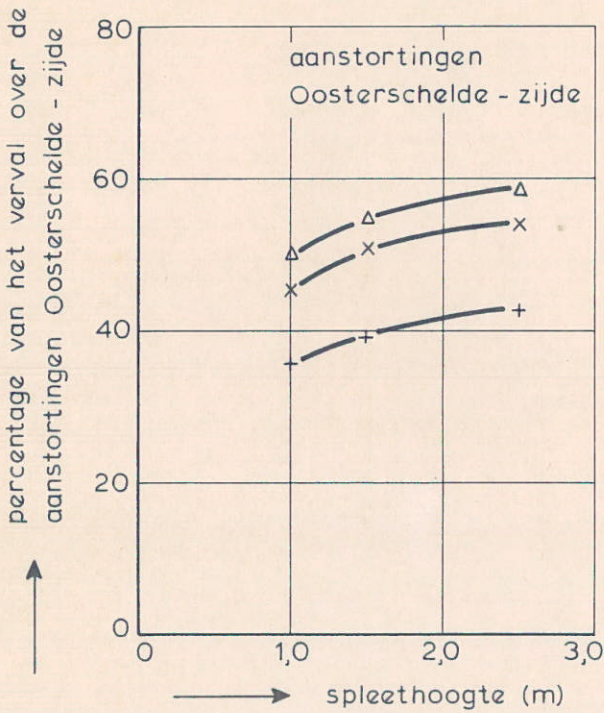
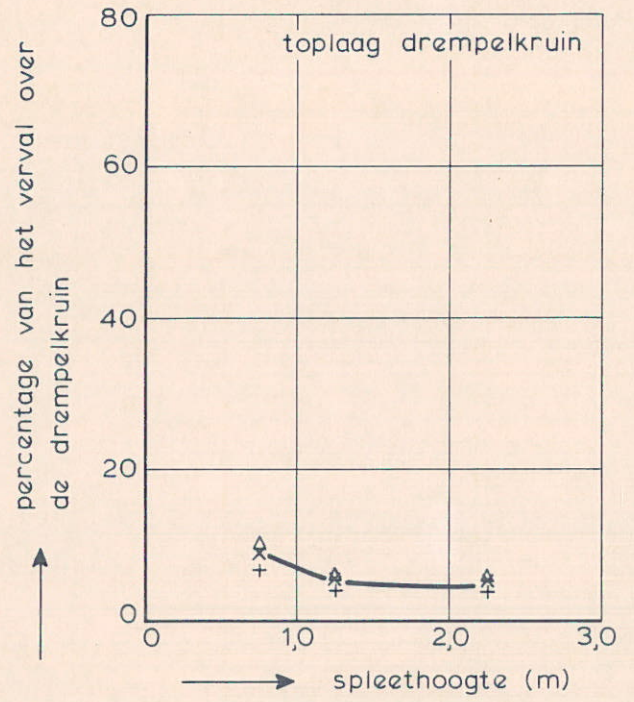
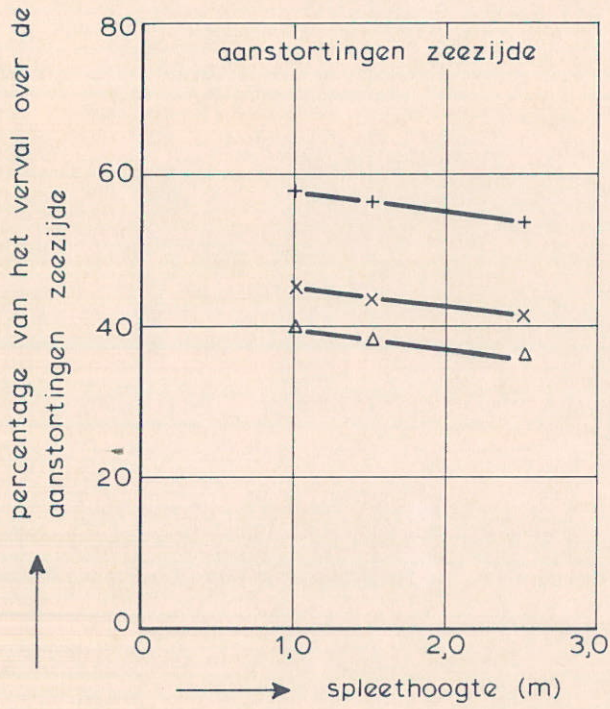
T1 ... T7

SCHAAL 1:200

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

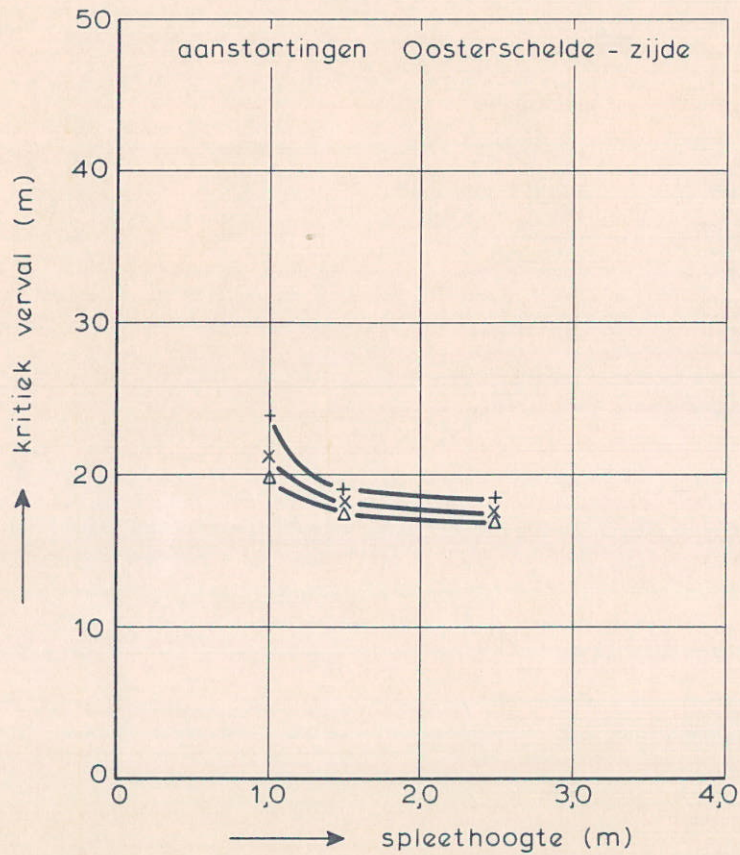
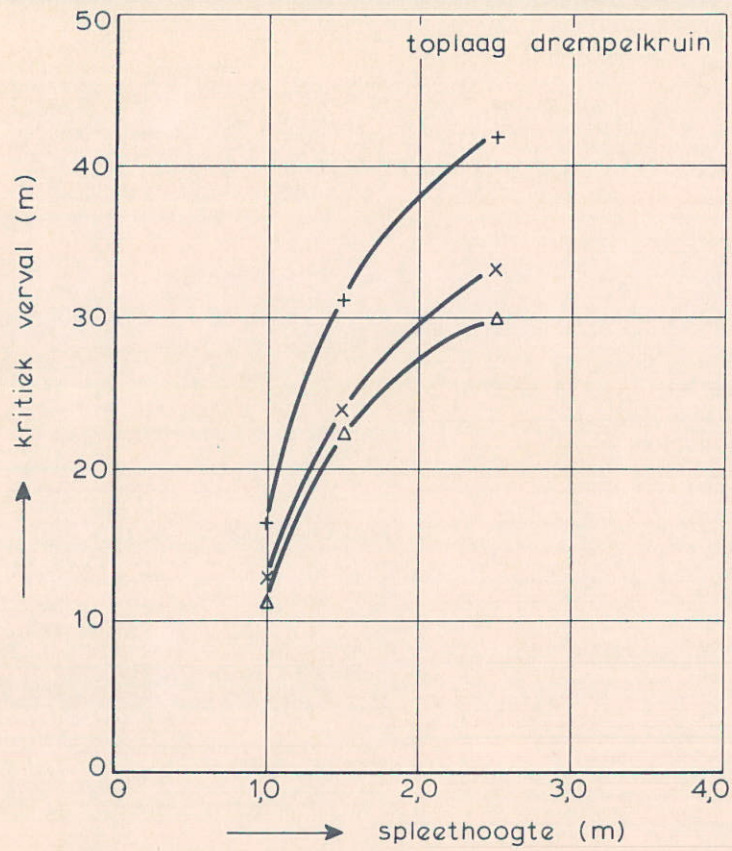
M 1833

FIG. 6



- + —+ aanstortingen zeezijde bestaande uit 300 - 1000 kg
- x —x aanstortingen zeezijde bestaande uit 1000 - 3000 kg
- Δ —Δ aanstortingen zeezijde bestaande uit kubussen 1 x 1 x 1 m³

BEREKENING VERVALPERCENTAGES

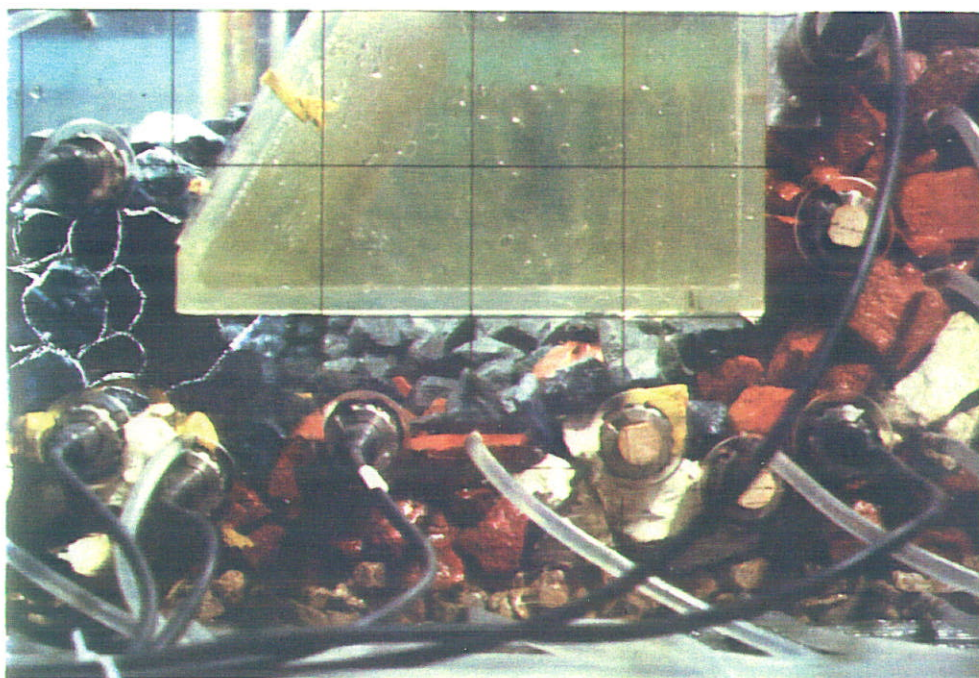


- + —+ aanstortingen zeezijde bestaande uit 300 - 1000 kg
- x —x aanstortingen zeezijde bestaande uit 1000 - 3000 kg
- Δ —Δ aanstortingen zeezijde bestaande uit kubussen 1x1x1 m³

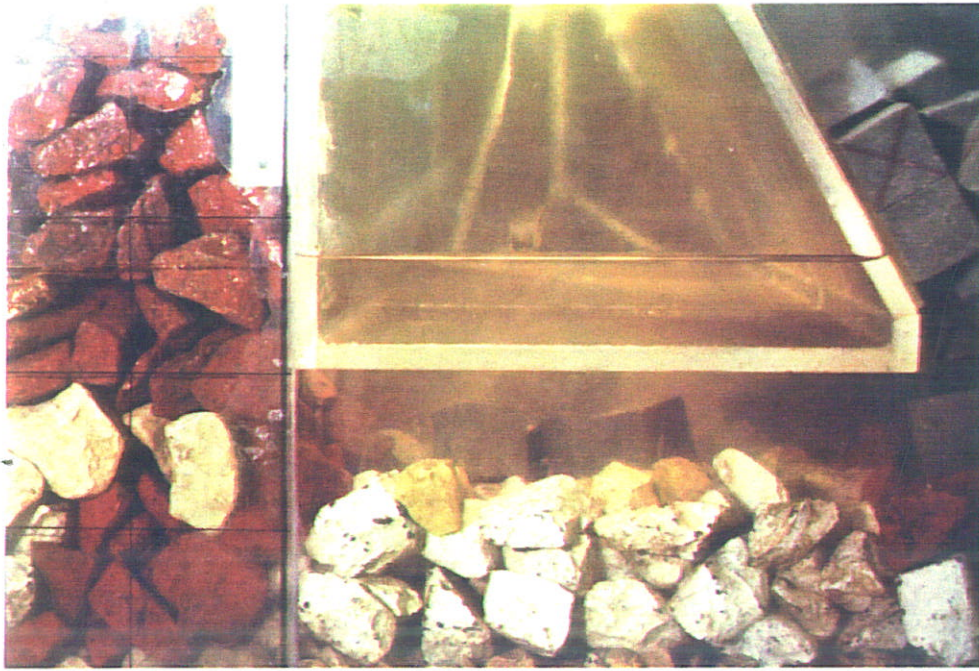
INVLOED SPLEETHOOGTE OP STABILITEIT
DREMPELKRUIN EN AANSTORTINGEN
OOSTERSCHELDE - ZIJDE



1 Schade aan het eind van proef T_1 (vooraanzicht)



2 Schade aan het eind van proef T_1 (zij-aanzicht)



3 Schade aan het eind van proef T₆



4 Schade aan het eind van proef T₇

p.o. box 177

2600 mh delft

the netherlands