

9.5-178

Nadere invulling van het voorgestelde ontwerp voor de nieuwe  
teenconstructie bij Ter Heijde  
Project nr. C 87.09 / 06  
Not. nr. WBA-N-88158

Dienst Weg- en Waterbouwkunde  
Hoofdafdeling Waterbouw  
Afdeling Advies  
ir. J.A. Hernandez  
maart 1989

## 1. Inleiding

In het kader van de beoordeling van de veiligheid van de zeekering van Delfland ter plaatse van het dorp Ter Heÿde is de aanwezige duinvoetverdediging onderzocht op een aantal aspecten. Een van deze aspecten is de te verwachten ontgroning nabij de teen van de constructie. Uit de uitgevoerde berekeningen blijkt dat de te verwachten kuildiepte, onder uitermate ongunstige omstandigheden tot N.A.P. -3 m kan komen. Als dit vergeleken wordt met de teenconstructie bestaande uit perkoenen met een lengte van ca. 2.5 m (bovenkant op N.A.P. +0.7 m) dan blijkt hieruit dat de standvastheid van deze constructie niet gegarandeerd kan worden.

Door de Directie Zuid-Holland is in de notitie ZHAN.-88.K203 : "Tussentijdse rapportage aangaande het op Deltasterkte brengen van de zeekering ter plaatse van Ter Heÿde" een aantal mogelijke alternatieve constructies opgesteld en vervolgens globaal getoetst op een aantal vantevoren opgestelde criteria zoals bijv. kostenaspecten, het plaatsvaste uiteinde bij de ontgrondingskuil en de uitvoeringwijze. Aan de hand van deze toetsing is een principeconstructie gekozen die nader uitgewerkt moet worden. De gekozen constructie kan als volgt omschreven worden:

- \* een damwand die min of meer permanent onder water zit (bovenkant damwand onder gem. Laag-water, dit i.v.m. corrosie) en met voldoende lengte om als onverankerd uitgevoerd te kunnen worden bij de te verwachten ontgroning
- \* een aansluitconstructie tussen de damwand en de bestaande glooiing

Verder dient opgemerkt te worden dat deze constructie onder gebruiksomstandigheden permanent onder het zand zit en als zodanig volledig aan het zicht wordt onttrokken. Deze constructie hoeft pas in de eindfase van de maatgevende storm te functioneren en heeft als primaire functie het voorkomen van stabiliteitsverlies van de duinvoetverdediging ten tijde van de storm a.g.v. de te verwachten ontgrondingskuil nabij de teen.

## 2. Probleemstelling

Aan D.W.W., hoofdafdeling Waterbouw, is gevraagd om de gekozen principe oplossing constructief uit te werken op de volgende punten;

- \* dimensionering van de damwand, uitgaande van een onverankerde damwand
- \* keuze, ontwerp en uitvoering van deze gehele constructie waarbij vooral aandacht geschonken moet worden aan eventuele overgangsconstructies en aansluiting op de bestaande duinvoetverdediging
- \* de aansluiting van deze constructie op bestaande constructies (4 strandhoofden) en het onverdedigd duin

Bij de nadere constructieve uitwerking van het probleem zullen de volgende aspecten onderzocht worden;

### damwand

dimensionering van onverankerde damwand, waarbij aandacht besteed wordt aan zowel spanningen als vervormingen

### grondmechanische stabiliteit

de grondmechanische stabiliteit onderzoeken middels glijvlakken analyse

### aansluitconstructie

keuze en uitwerking van meest optimale constructie m.b.v. de leidraad "Keuzecriteria"

### 3. Ontwerp damwand

De damwand constructie kan globaal als volgt omschreven worden;

een stalen damwand (dimensies nader te bepalen) waarbij de bovenkant op N.A.P. -1 m komt en waarvan de kerende hoogte maximaal 2 m bedraagt, de damwand lengte wordt in eerste instantie op 6 m geschat en wordt onverankerd uitgevoerd, in figuur 1 wordt e.e.a. grafisch weergegeven

Bij het ontwerp van de damwand wordt gebruik gemaakt van de volgende uitgangspunten, zowel t.a.v. de geometrie, grondparameters en de bovenbelasting;

- \* de maximale ontgrondingskuil bij de damwand komt tot N.A.P. -3 m (dus kuildiepte 2 m), dit is een uitermate pessimistische waarde
- \* het grondmassief is aan de landzijde van de damwand overal met water verzadigd, aan de zeezijde staat het water op N.A.P. -1 m
- \* het volumegewicht van natte grond bedraagt 20 kN/m<sup>3</sup>
- \* de hoek van inwendige wrijving bedraagt 35°
- \* hoek van actieve wandwrijving 23°
- \* hoek van passieve wandwrijving -23°
- \* lengte lineair traject 0.02 m
- \* geen cohesie (zand)
- \* het op de damwand aansluitend deel van het talud verloopt onder 1:4 tussen N.A.P. -1 m en +9 m (dit is een schematisatie, in werkelijkheid is er tussen +6 en +9 m sprake van een tonrondte), dit geeft een bepaalde bovenbelasting tegen de damwand
- \* deze belasting tegen de damwand wordt als volgt tot een driehoeksbelasting geschematiseerd, uitgaande van het nivo N.A.P. -1 m (bovenkant damwand) en N.A.P. +9 m (beeindiging duinvoetverdediging);
  - taludhelling 1:4, hoogteverschil 10 m
  - breedte grondlichaam : 40 m
  - volumegewicht natte grond : 20 kN/m<sup>3</sup>
  - maximale belasting (op 40 m van de damwand) :
  - $Q_{max} = \text{hoogteverschil} \times \text{gewicht grond} = 200 \text{ kN/m}^2$

Met behulp van de genoemde uitgangspunten is vervolgens een aantal berekeningen uitgevoerd waarbij er tevens een gevoeligheidsonderzoek is uitgevoerd naar de parameters damwandlengte en kuildiepte. Verder is ook het type damwand van belang, uit een globaal onderzoek blijkt dat hier met een vrij licht profiel volstaan kan worden, het volgende type damwand wordt onder de hier geldende omstandigheden als de meest optimale oplossing (zowel qua sterkte, prijs en uitvoering) gezien;

#### Larssen 20

Buigstijfheid : EI = 13860 kNm<sup>2</sup>  
Weerstandsmoment : W = 600 cm<sup>3</sup>

In de volgende tabel worden de resultaten weergegeven van de uitgevoerde berekeningen waarbij gekeken wordt naar de invloed van kuildiepte (d) en damwandlengte (l) op de maximale verplaatsing van de damwand (w) aan de bovenkant en het maximaal optredend buigend moment (M<sub>max</sub>).

l (m)	d (m)	w (mm)	M <sub>max</sub> (kNm)	σ (N/mm <sup>2</sup> )
6	1.0	1.8	2.9	4.8
	1.5	4.4	6.3	10.5
	2.0	9.1	10.7	17.8
	2.5	17.4	16.2	27.0
5	1.0	1.8	2.9	4.8
	1.5	4.8	5.7	9.5
	2.0	11.2	9.2	15.3
	2.5	26.7	13.4	22.3

tabel 1

Vervolgens is uitgaande van het gekozen profiel en staal Fe 360 (waarbij de uiterst toelaatbare spanning in het staal 160 N/mm<sup>2</sup> bedraagt) het uiterst toelaatbaar buigend moment bepaald volgens;

$$M_{toel} = \sigma_{max} \times W = 160 \text{ N/mm}^2 \times 600 \text{ cm}^3 = 96 \text{ kNm}$$

Uit vergelijking met de in de tabel vermelde waarden blijkt dat de maximale buigspanning in het damwandprofiel ver verwijderd ligt van de uiterst toelaatbare spanning. Op het eerste gezicht lijkt dit op een overdimensionering te duiden. Er moet echter ook naar de uitvoerbaarheid gekeken te worden. Een damwand profiel dat qua sterkte aangepast is aan de optredende belasting is niet standaard verkrijgbaar en zou vervolgens te slap zijn om in de grond gebracht te worden. Het voor-gestelde profiel, Larssen 20, is al een licht profiel maar wordt voldoende sterk geacht om onder de plaatselijke omstandigheden aangebracht te worden. Hierdoor maakt het vanuit een sterkte oogpunt bezien haast niet uit welke damwandlengte er toegepast wordt.

Wat de verplaatsingen betreft maakt het echter wel iets uit welke damwandlengte er toegepast wordt. Bij een damwandlengte van 5 m zijn de vervormingen groter (tot maximaal 53 %, afhankelijk van de kuildiepte). Absoluut bezien is de maximale vervorming bij het uiteinde echter zeer gering en bedraagt bij een kuildiepte van 2.5 m, wat als zeer onwaarschijnlijk gezien moet worden, slecht 27 mm.

Verder speelt bij de beoordeling van de sterkte, in principe ook de corrosie een rol, deze wordt gezien het feit dat de damwandconstructie permanent onder water en in de grond zit vrij klein verondersteld (orde 0.01 mm / jaar). Gezien het grote verschil tussen optredende en toelaatbare belasting, wordt de reductie in sterkte a.g.v. corrosie hier niet meegenomen. In hoofdstuk 6 waar corrosie wel een grote rol speelt doordat de constructie in een gebied met wisselende waterstand zit, wordt een methodiek ontwikkeld om de corrosie in de sterkte beschouwing te betrekken.

Conclusies t.a.v. damwand ontwerp;

- \* uitgaande van de in de uitgangspunten genoemde kuildiepte van 2 m voldoet de gekozen damwand, type - Larssen 20, ruimschoots aan de constructieve sterkte en vervormingseisen ( $M_{max} = 9.2 \text{ kNm}$  ,  $w_{max} = 11.2 \text{ mm}$  , zie tabel 1 )
- \* de meest optimale damwandlengte bedraagt 5 m, deze lengte geeft een kosten besparing van 17 % t.o.v. de voorgestelde 6 m, terwijl de invloed op belastingen en vervormingen uitermate gering is
- \* de kuildiepte (dus de kerende hoogte bij de damwand) speelt binnen het beschouwde interval geen grote rol en behoeft dus niet met grotere nauwkeurigheid bepaald te worden

#### 4. Grondmechanische stabiliteit

In het voorgaand hoofdstuk is het damwandontwerp uitvoerig aan de orde geweest. In dit hoofdstuk zal m.b.v. glijcirkels de grondmechanische stabiliteit van de constructie rondom de damwand getoetst worden. Voor de duinvoetverdediging in zijn geheel (m.u.v.de damwand constructie) is al een grondmechanische stabiliteitsanalyse uitgevoerd, dit is in de nota WBA-N-89031 gerapporteerd.

Zoals in het voorgaande is gesteld zal dus alleen naar de damwandconstructie gekeken worden. Door de aanwezigheid van een hard element in de grond (de damwand) zijn niet alle glijcirkels reëel. Cirkels die de damwand doorsnijden kunnen onder deze omstandigheden niet optreden. Dit houdt in dat de onderbeëindiging van de damwand een maatgevend punt is. Dit wordt dan als zodanig als een punt van de glijcirkel opgegeven. Het spreekt voor zich dat de plaats van dit punt van groot belang kan zijn. Daarom wordt voor de bepaling van de stabiliteitsfactor (dit is een kwantitatieve maat voor de stabiliteit) een gevoeligheids-onderzoek uitgevoerd naar de lengte van de damwand en wordt er gerekend met een damwandlengte van zowel 6 m als met 5 m. Verder wordt bij de bepaling van de stabiliteitsfactor ook de invloed hierop van een veranderende buitenwaterstand onderzocht. Uitgegaan zal worden van onderstaande uitgangspunten m.b.t. zowel de buitenwaterstand als de waterstand in het grondlichaam;

- \* Buitenwaterstand  
N.A.P. -1m, N.A.P. en N.A.P. +1 m.
- \* Waterstand in grondlichaam  
een volledig met water verzadigd massief

De verdere, voor de berekeningen gehanteerde grondmechanische uitgangspunten komen volledig overeen met de eerder vermelde. In bijlage 1, die het resultaat is van een berekening, komen de volgende zaken aan de orde;

- \* overzicht grondeigenschappen, waterstanden en geometrie
- \* stramien van middelpunten en opgegeven vast punt van de cirkel
- \* overzicht van alle resultaten van de stabiliteitsberekening per onderzocht middelpunt zoals vermeld bij het stramien
- \* gegevens van de maatgevende cirkel (coördinaten, straal en stabiliteitsfactor)

Deze bijlage is het resultaat van de (maatgevende) berekening met een damwandlengte van 5 m en een waterstand op N.A.P. -1 m. In onderstaande tabel wordt een samenvatting gegeven van de berekeningsresultaten.

W.S.	l= 6m $F_{min}$	l= 5m $F_{min}$
-1 m	1.70	1.61
NAP	1.78	1.69
+1 m	1.89	1.79

tabel 2



In figuur 2 wordt het resultaat van de maatgevende berekening grafisch weergegeven, zowel voor de maatgevende cirkel als voor de stabiliteitsfactor per berekend stramienpunt.

Vervolgens is nog een gevoeligheidsonderzoek verricht naar de invloed van de hoek van inwendige wrijving op de stabiliteitsfactor F (de in tabel 2 vermelde F-waarden gelden voor  $\phi = 35^\circ$ ). Bij dit gevoeligheidsonderzoek wordt gerekend met  $\phi = 30^\circ$  wat voor de lokale omstandigheden vrij ongunstig te noemen is. Het resultaat van deze berekeningen is dat de minimale stabiliteitsfactor (bij een damwandlengte van 5 m) tot 1.33 terugloopt.

In de ontwerppraktijk wordt gesteld dat de veiligheidsfactor minstens 1.3 moet bedragen voor een permanente constructie, waarbij de optredende 'belasting' als karakteristiek gezien moet worden (de  $(\mu + 2 \times \sigma)$  - waarde).

De hier berekende situatie voldoet hieraan, zodat de volgende conclusie getrokken kan worden:

de grondmechanische stabiliteit voor dit constructie onderdeel is gewaarborgd voor alle beschouwde waterstanden en damwandlengten

## 5. Aansluitconstructie

De hoogte van de damwand is zo gekozen dat zij permanent onder water is gelegen zodat het probleem van corrosie enigszins wordt ondervangen. Hierdoor is er een constructie nodig om de aansluiting te verzorgen tussen de teen van de bestaande duinvoetverdediging en de damwand. Dit wordt gerealiseerd middels de z.g. aansluitconstructie die in dit hoofdstuk verder behandeld zal worden.

Deze aansluitconstructie wordt net als de damwand pas in de eindfase van de maatgevende storm belast en zijn primaire functie is om te voorkomen dat de damwand van achteren wordt ondermijnd, met als gevolg een doorgaande erosie waardoor de stabiliteit van de duinvoetverdediging in gevaar komt.

Om tot een optimale keuze voor deze constructie te komen is gebruik gemaakt van de T.A.W. leidraad "Keuzemethodiek dijk- en oeverbekledingen" en met name het programma CHOICE voor de automatische verwerking van de resultaten van deze multi criteria analyse.

### Toetsing

Getoetst wordt op de volgende Hoofd- en Subcriteria;

- \* Flexibiliteit            verplaatsingen  
                                  ontgrondingen
- \* Duurzaamheid            erosie  
                                  corrosie  
                                  desintegratie v.h. materiaal
- \* Uitvoering                tijd  
                                  bereikbaarheid  
                                  toleranties

Voor de onderlinge verdeling van de wegingsfactoren en de feitelijke weging en toetsing aan de verschillende hoofd- en subcriteria wordt naar bijlage 2 verwezen.

### Materiaalcombinaties

De volgende materiaalcombinaties zijn in de beschouwing betrokken;

MAT.NR.	TOPLAAG	ONDERLAAG
1	Dicht St.Asf.	Zand
2	Dicht Steen Asphalt	Geotextiel
3	Open Steen Asphalt (mat)	Geotextiel
4	Open Steen Asphalt (i.s.) <sup>1</sup>	Geotextiel
5	Zandasfalt	Zand
6	Breksteen (p-Asf. vz.) <sup>2</sup>	Zand
7	Breksteen (Asf.-patr.) <sup>3</sup>	Geotextiel
8	Betonplaten (in situ) <sup>1</sup>	Geotextiel
9	Colloidaal Beton (open)	Geotextiel
10	Breksteen (beton - v.z.) <sup>2</sup>	Geotextiel
11	Breksteen (patr.-beton) <sup>3</sup>	Geotextiel
12	Gabioni	Geotextiel
13	Betonzuilen	Granulair filter

opm.

- <sup>1</sup>        materiaal in situ aangebracht
- <sup>2</sup>        toplaag vol en zat penetreren
- <sup>3</sup>        patroonpenetratie van de toplaag

### Aanlegkosten

Vervolgens zijn voor deze 13 materiaalcombinaties de aanlegkosten per m<sup>2</sup> bepaald. Deze aanlegkosten zijn de som van de materiaal-kosten en de kosten voor leveren, verwerken en aanbrengen, maar exclusief onvoorzien, winst, etc. en B.T.W..

Mat. nr.	Aanlegkosten (f / m <sup>2</sup> )	Mat. nr.	Aanlegkosten (f / m <sup>2</sup> )
1	96	8	90
2	101	9	75
3	75	10	85
4	70	11	55
5	72	12	85
6	92	13	60
7	60		

tabel 3

### Weging en volgorde

In bijlage 2 wordt het gehele proces van toetsing en weging weergegeven en in de laatste tabel wordt uiteindelijk de volgorde gegeven gerangschikt naar score. Deze score is een maat voor de mate waarin aan de verschillende gestelde criteria wordt voldaan. De zo verkregen score is echter onafhankelijk van de kosten, om deze tot uitdrukking te kunnen brengen wordt de S/K factor gebruikt. Deze factor is als volgt gedefinieerd;

$$S/K = \text{Score} / \text{Kosten}$$

In de volgende tabel worden de eerste vier constructies genoemd gerangschikt naar S/K factor

S/K	Toplaag	Onderlaag
1.51	Breksteen (Asf.-patr.)	Geotextiel
1.26	Breksteen (patr.-beton)	Geotextiel
1.19	Betonzuilen	Granulair filter
1.02	Zandasfalt	Zand

tabel 4

### Keuze

Uitgaande van de gekozen methodiek is de constructie met de hoogste S/K factor ook functioneel bezien, de meest optimale constructie.

De te kiezen constructie bestaat uit een brekstenen toplaag die volgens een bepaald patroon m.b.v. een bitumineuze penetratie mortel wordt vastgelegd.

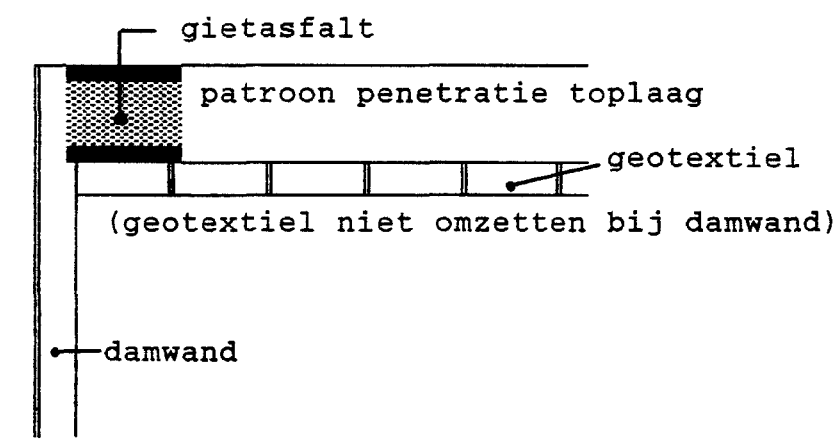
Dit type toplaag heeft de volgende, voor deze constructie uitermate gunstige eigenschappen;

door de patroonpenetratie is de toplaagconstructie doorlatend (uiteraard met een kleinere doorlatendheid dan in geval er alleen breksteen aanwezig is) en werkt als een

soort ventiel om bij verhoogde grondwaterstand in het grondmassief de duinvoetverdediging te ontwateren en behoeft zelf niet op overdrukken gedimensioneerd te worden, door het aanbrengen van een geotextiel onder de breuksteen wordt voorkomen dat zand van onder af in het doorlatend deel van het pakket terecht komt

middels een bitumineuze gietmortel kan de aanhechting op de bestaande teenconstructie en de stalen damwand goed verzorgd worden, de bedoeling van deze constructie is het tegengaan van spleetvorming tussen de gepenetreerde toplaag en de damwand bij verplaatsing van de damwand

a.g.v. de ontgrondingskuil zal de bovenkant van de damwand naar buiten toe verplaatsen (orde 20 mm), door het niet volledig starre karakter van de toplaag kan deze de verplaatsing binnen de gestelde grenzen volgen, waardoor er geen spleet ontstaat tussen damwand en de toplaag van de aansluitconstructie, hierdoor kan echter wel een geringe trekkracht in het ondergelegen geotextiel geïntroduceerd worden



### Ontwerp

Daar de toplaag van de aansluitconstructie onder gebruiksomstandigheden diep onder het zand zit, wordt deze gedurende zijn levensduur nauwelijks belast. Alleen tijdens ontwerp omstandigheden zal de constructie pas in een late fase van de storm belast worden en dan nog niet eens direct door golfwerking. Dit alles houdt in dat er vanuit de hydraulische belasting geen directe eisen gesteld kunnen worden. Wel vanuit een uitvoerings en materiaaltechnologisch standpunt, hierbij kunnen deelaspecten onderscheiden worden en kunnen er eisen gesteld worden. Te stellen eisen vanuit het oogpunt van;

Materiaaltechnologie  
bouwstoffen  
mengsel

Uitvoering  
productie  
transport  
verwerking

E.e.a. wordt uitvoerig in de T.A.W. "Leidraad voor de toepassing van asfalt in de waterbouw" toegelicht en hangt sterk af van de te kiezen wijze en tijdstip van uitvoering. Nadere informatie omtrent materiaaltechnologische aspecten in de besteksfase kan bij de Hoofdafdeling Materialen, Afdeling Advies van de D.W.W. ingewonnen worden.

Ook t.a.v. de afmetingen van de te penetreren oppervlakken kan in dit stadium weinig gezegd worden anders dan;

ongeveer 60 % van het beschouwde oppervlak moet volgens een bepaald patroon "vol en zat" gepenetreerd worden

het resterend oppervlak moet "open" blijven, anders is er hier geen sprake van een open constructie en behoort er op overdrukken gedimensioneerd te worden

dit houdt in dat de penetratie mortel niet (ongemerkt) uit de te penetreren oppervlakken mag wegvloeien, dit stelt eisen aan de samenstelling en verwerkbaarheid van de mortel

onder de breukstenen toplaag moet een zand-dicht geotextiel toegepast worden, het geotextiel mag bij de beëindigingen niet omgezet worden, dit i.v.m. de aanhechting van het gepenetreerde pakket aan de respectievelijke constructies (damwand dan wel perkoenenrij)

afhankelijk van de uitvoeringswijze (bijv. als de breuksteen van grote hoogte wordt gestort) moet er tussen de toplaag en het geotextiel een vlijlaag van bijv. grind toegepast worden

Een nadere detaillering van de geformuleerde eisen kan, zoals al eerder is gesteld, pas in een uitvoeringsstadium ingevuld worden. Al het voorgaande resulteert in het volgend ontwerp;

<b>breukstenen toplaag</b>	
materiaal	: 10 - 60 kg
gem. toplaagdikte	: 0.4 m
gewicht per m <sup>2</sup>	: 650 kg/m <sup>2</sup>
taludhelling	: 14° (1:4)
<b>onderlaag</b>	
geotextiel	
<b>penetratie m.b.v. bitumineuze mortel</b>	
max. te penetreren oppervlak	: 60 %
te penetreren volume	: 0.16 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
mortel verbruik per m <sup>2</sup>	: 210 kg/m <sup>2</sup>

## 6. Bijzondere constructie onderdelen

Zoals al eerder in de probleemstelling is gesteld, wordt door de Directie Zuid Holland gevraagd om een constructieve oplossing aan te dragen voor de aansluiting van de damwand op de bestaande strandhoofden en de beëindiging in het duinmassief. Beide onderwerpen zullen in de volgende paragrafen kort toegelicht worden.

### 6.1. Aansluiting op strandhoofden

Er wordt gekozen voor een doorsnijding van de 4 strandhoofden, op deze manier wordt een doorgaande teenconstructie gecreëerd, dit is om een tweetal redenen van belang;

de strandhoofden zijn niet op superstormomstandigheden ontworpen, het bezwijken hiervan mag de stabiliteit van de duinvoetverdediging echter niet in gevaar brengen

als de damwandconstructie ter plaatse van de strandhoofd onderbroken zou worden, dan kan er zandverlies van onder het strandhoofd plaatsvinden, hierdoor wordt de damwand van achteren ondermijnd

Tussen de teenconstructie van een strandhoofd en de bovenkant van de aan te brengen damwand is er sprake van een zeker hoogteverschil (teen op +0.7 m, damwand op -1 m), om dit obstakel te overwinnen wordt de volgende constructie voorgesteld (zie ook figuur 3);

- \* handhaving van het talud 1:4 van de aansluitconstructie, een steilere helling kan problemen opleveren bij de penetratie van de toplaag, maar kan ook de stabiliteit van de perkoevenrij in gevaar brengen
- \* hierdoor wordt het te overbruggen hoogteverschil tussen damwand en teen gelimiteerd, met als gevolg dat de bovenkant van de damwand niet meer permanent op -1 m kan blijven maar aangepast moet worden (verlopend van -1 m tot +0.7 m)

Als gevolg hiervan bevindt de damwand zich dan niet meer permanent onder water, maar in de zone van de dagelijks wisselende waterstanden met als gevolg dat er met corrosie rekening gehouden moet worden. T.a.v. de corrosie kan het volgende gesteld worden;

### Corrosie

onderzoek naar de corrosie snelheid van stalen damwanden heeft de volgende resultaten voor de corrosiesnelheid opgeleverd;

- 1 in een milieu van zout water, onder getijomstandigheden,  $U_c > 0.2$  mm / jaar
- 2 in de grond, zoet milieu,  $U_c \approx 0.01$  mm / jaar
- 3 onder 'nat-droog-nat' omstandigheden en intensieve beluchting is de korrosiesnelheid hoog ( $> 0.2$  mm / jaar)

Voor de bij Ter Heÿde geldende omstandigheden m.b.t. de damwand corrosie geldt;

- \* de constructie zit volledig onder het zand
- \* het corrosie gevoelig deel bevindt zich tussen NAP -1 m en +0.7 m, d.w.z. blijvend vochtig, dus een geringe beluchting
- \* er is sprake van een zout milieu
- \*  $0.01 < U_c$  (corrosiesnelheid)  $< 0.2$  mm / jaar

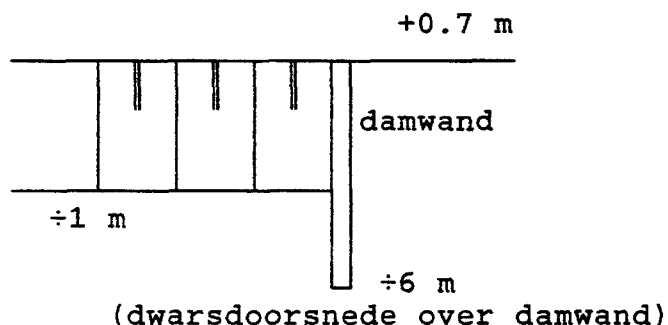
Op grond van voorgaande overwegingen wordt een corrosiesnelheid aangehouden van :  $U_c \approx 0.1$  mm / jaar

Als ontworpen wordt op een gemiddelde levensduur van de constructie van 50 jaar dan moet rekening worden gehouden met een corrosietoeslag van 5 mm. Bij de dimensionering van de stalen damwand dient hiermee rekening te worden gehouden. Dit wordt in bijlage 3 uitvoerig toegelicht. In bijlage 3 is een methode gepresenteerd om het traagheidsmoment van een gecorrodeerde damwand te bepalen op een tijdstip n. In deze paragraaf wordt dit verder uitgebreid, richting het kiezen van een damwandprofiel. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van onderstaande gegevens, deze zijn ontleend aan eerdere overwegingen en aan berekeningsresultaten.

i.v.m. mogelijke reflectie van de inkomende golven tegen de damwand wordt de hoek tussen damwand en teen strandhoofd (bij de doorsnijding) vastgehouden middels een bestorting die onder een talud van 1:4 wordt gelegd tussen +0.7 m (teen strandhoofd) en -1 m (bovenkant doorgaande damwand), zie fig. 3 voor details

het grootste, onder deze condities optredend buigend moment in de damwand bedraagt 34.9 kNm

de kerende hoogte wordt gesteld op maximaal 1.7 m, de buitenwaterstand wordt op NAP -1 m aangenomen, de maximale lengte van de damwand bedraagt 6.7 m zie ook onderstaande figuur (in eerste instantie wordt gekeken of de optredende belasting met deze lengte opgenomen kan worden)



de damwand ter plaatse van de kruin van het strandhoofd is echter 8.4 m lang, dit onderdeel is echter buiten de beschouwing gelaten omdat de eventuele ontgrondigskuil opgevuld wordt met de resten van het mogelijk vernielde strandhoofd

In onderstaande tabel wordt voor twee typen damwand het traagheidsmoment berekend, voor het geval waarbij geen en wel rekening met corrosie wordt gehouden.

Bij de corrosie berekening wordt uitgegaan van een corrosiesnelheid van 0.1 mm / jaar en een periode van 50 jaar.

Type	h cm	s cm	t mm	b cm	I cm <sup>4</sup>	I(50) cm <sup>4</sup>
Larssen 20	22	0.6	7.0	50	5830	1387
Larssen 21	22	0.8	8.2	50	7019	2468

Het toelaatbaar buigend moment kan als volgt bepaald worden;

$$M_t = \frac{\sigma \times I}{\frac{1}{2} h}$$

waarbij

$M_t$  toelaatbaar buigend moment in kNm

$\sigma$  rekenvloeispanning staal (Fe 360) in N/mm<sup>2</sup>

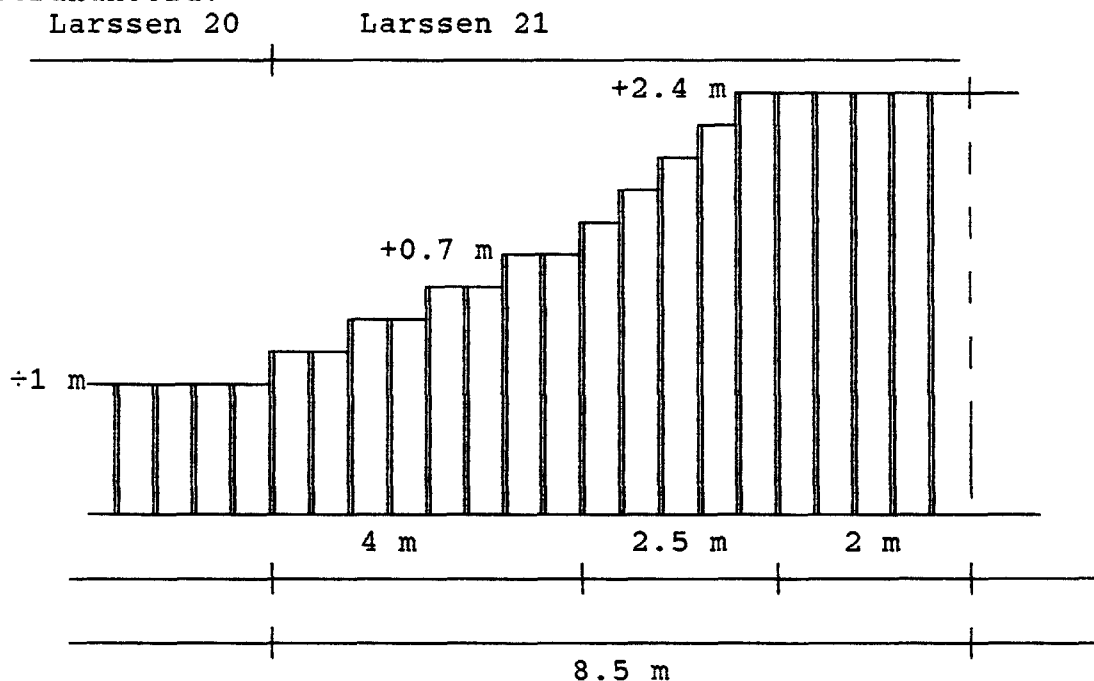
$I$  traagheidsmoment (wel of geen corrosie) in cm<sup>4</sup>

$h$  hoogte van het profiel in cm

Type	I cm <sup>4</sup>	I(50) cm <sup>4</sup>	$M_{t n}$ kNm	$M_{t c}$ kNm
Larssen 20	5830	1387	84.8	20.2
Larssen 21	7019	2468	102.1	35.9

Als dit vergeleken wordt met het eerder bepaalde buigend moment dan blijkt hieruit dat het Larssen 21 profiel voldoet.

In onderstaande figuur wordt een vooraanzicht gegeven van de damwandconstructie ter plaatse van de doorsnijding van het strandhoofd.





## 6.2. Beëindiging damwandconstructie

De duinvoetverdediging is slechts over een beperkte lengte nodig (tussen de strandhoofden 10 en 12), daarnaast is het bestaande duinmassief voldoende breed om de benodigde veiligheid te kunnen garanderen.

Als een voldoende grote overlap in dit al veilige gebied wordt gecreëerd dan hoeven geen bijkomende zware constructieve eisen geformuleerd worden. Gezien de afmetingen van het duinmassief wordt een overlap strook van 100 m als voldoende veilig beschouwd.

De damwandconstructie kan als volgt beëindigd worden;

voortzetting van de normale damwandconstructie (lengte 5 m, bovenkant NAP -1 m, afstand tot perkoenenrij 7 m) over 50 m

daarna middels een speciaal passtuk (standaard leverbaar) onder een helling van ca. 1:7 (8°) over de laatste 50 m naar de perkoenenrij toe omzetten

de taludhelling van 1:4 tussen perkoenenrij en bovenkant damwand wordt gehandhaafd, hierdoor verloopt de bovenkant van de damwand op dit laatste traject tussen NAP +1 m en +0.7 m

op het eerste traject van 50 m (aansluitend op het strandhoofd) bedraagt de damwandlengte 5 m, op het tweede traject neem deze toe tot maximaal 6.7 m

de laatste plank zal natuurlijk nooit goed tegen de perkoenenrij aansluiten, hierdoor ontstaat er een verticale spleet waar tijdens maatgevende omstandigheden zand uit kan treden

als dit zandverlies niet acceptabel is dan kan deze voeg gedicht worden m.b.v. een grondinjectie (injectiemiddel op basis van waterglas)

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de toe te passen damwanden als functie van de afstand tot het strandhoofd (nr. 10 resp. nr. 12)

Afstand tot strandhoofd	Type damwand	Damwandlengte
0 - 50 m	Larssen 20	5 m
50 - 100 m	Larssen 21	5 à 6.7 m

## 7. Uitvoering damwand

De te maken constructie valt in twee delen uiteen, het grootste deel beslaat de doorgaande constructie die de aansluiting verzorgt met de bestaande teen van de duinvoetverdediging, het andere deel bestaat uit de doorsnijdingen van de 4 strandhoofden en de beëindiging bij beide uiteinden.

In beide constructiedelen worden damwanden toegepast, al naar gelang de positie kan de lengte en het type damwand variëren.

Globaal gesproken wordt er 750 m' damwand toegepast van het type Larssen 20, met een planklengte van 5 m en ca. 200 m' van het type Larssen 21, met een planklengte die varieert tussen 5 en 8.4 m (zie de figuur op bladzijde 14).

Het Larssen 20 profiel is een licht profiel en verdient extra aandacht bij de uitvoering, vooral als er a.g.v. kleilenzen in de ondergrond niet getrild kan worden.

Mede gezien de maatvoering en het toepassen van verschillende type damwand met variërende planklengte moet de uitvoering vrij zorgvuldig gebeuren. Dit stelt hogere eisen aan zowel aannemer als controlerende instantie.

## 8. Samenvatting en conclusies

In deze notitie is het ontwerp van de nieuwe teenconstructie van de duinvoetverdediging bij Ter Heÿde behandeld. Deze teenconstructie is nodig gebleken na analyse van de uitgevoerde ontgrondingsberekeningen, die een kuildiepte nabij de teen voorspellen tot uiterst N.A.P. -3 m.

Als principe oplossing is door de Directie Zuid-Holland gekozen voor een onverankerde damwand die in verband met corrosie min of meer permanent onder water staat, hierdoor is het nodig om een aansluiting te realiseren tussen deze damwand en de huidige teen van de duinvoetverdediging.

De damwand is m.b.v. de hiervoor geëigende programmatuur, gebaseerd op de methode Blum, ontworpen. Gekozen is voor een damwand van het type Larssen 20, met een lengte van 5 m en onverankerd uitgevoerd.

Vervolgens is de grondmechanische stabiliteit van de nieuwe constructie m.b.v. glijcirkels geanalyseerd. Bij de hier van toepassing zijnde damwandlengte, te weten 5 m, wordt een minimale stabiliteitsfactor gevonden van 1.61. Dit is ruim voldoende te noemen.

Verder is ook de aansluitconstructie nader gedetailleerd. Deze constructie verzorgt de aansluiting tussen de damwand en de teen van de bestaande duinvoetverdediging. De keuze van het type toplaag is middels de in de "Leidraad keuzemethodiek voor dijk- en oever bekledingen" voorgestelde methodiek (multi criteria analyse) uitgevoerd. Als constructie wordt gekozen voor een middels patroonpenetratie (met een bitumineuze mortel) vastgelegde breukstenen toplaag op een geotextiel. Deze constructie heeft als voordelen; lage stichtingskosten, eenvoudig uit te voeren onder de hier heersende omstandigheden, het open karakter (doorlatend) en de mogelijkheid om enige verplaatsing bij de damwand te volgen.

Daarnaast is ook aandacht besteed aan een tweetal bijzondere constructies, te weten; de aansluiting van de damwand op een viertal strandhoofden en de beëindiging van de damwand constructie in het duinmassief.

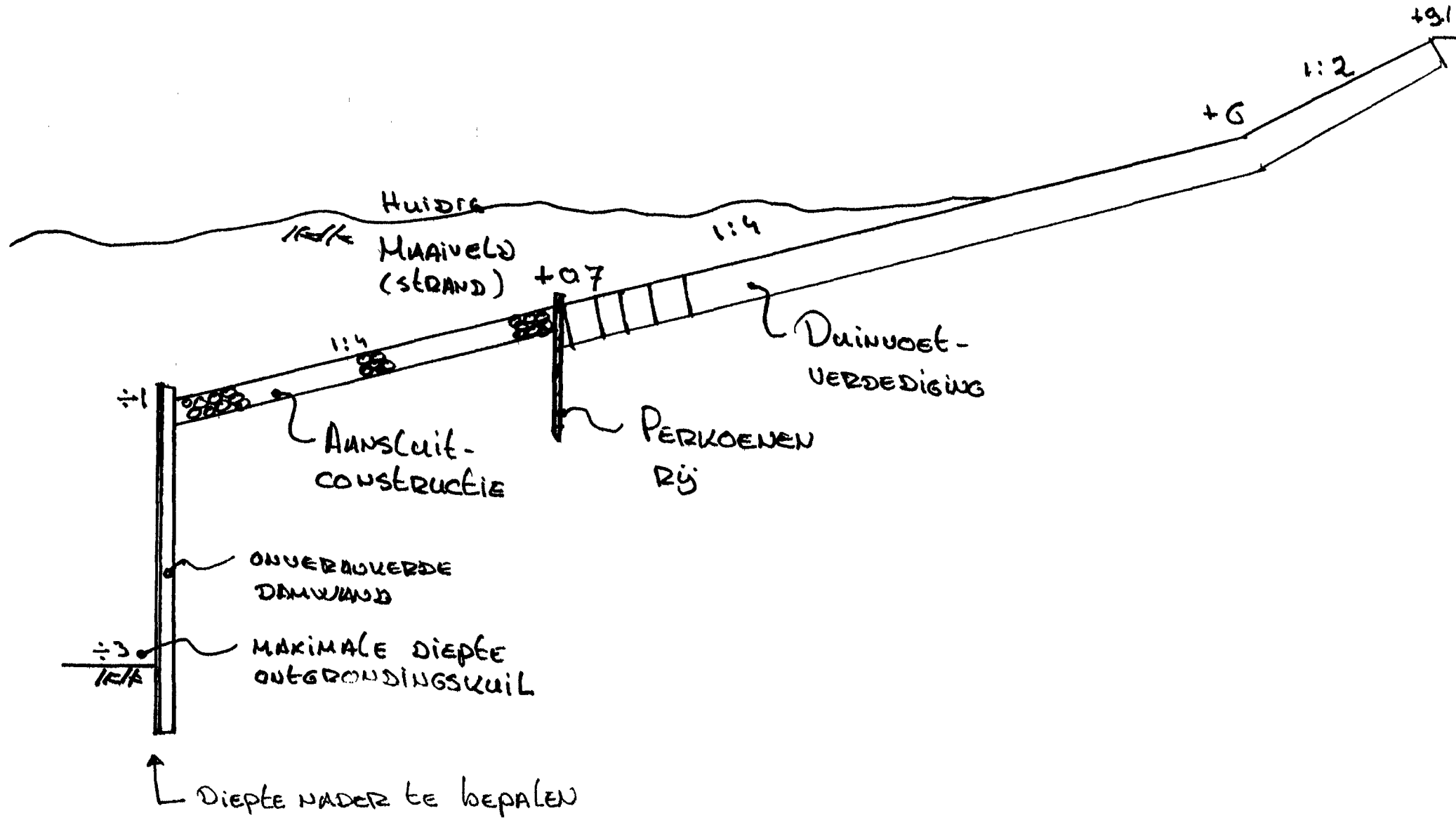
## OVERZICHT FIGUREN

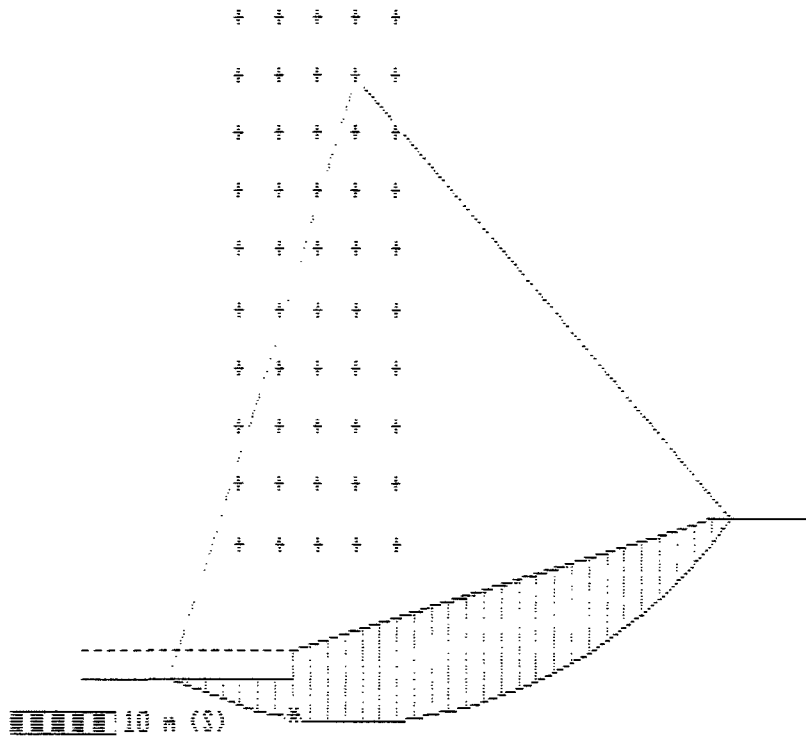
<b>Figuur nr.</b>	<b>Omschrijving</b>
-------------------	---------------------

---

- |   |   |
|---|---|
| 1 | Overzicht nieuwe teenconstructie                      |
| 2 | Resultaten grondmechanisch stabiliteits-<br>onderzoek |
| 3 | Bovenaanzicht doorsnijding strandhoofd                |

# Aanpassing bestaande EENCONSTRUCTIE





RIJKSWATERSTAAT D.W.M.

Grondmechanische Stabiliteit 1988-12-14

LIC. ENON/0051 COP. 1

Duinvoetverdediging met damwand : MS -1m

PROGRAMMA MSTAB (2.11) X<sub>m</sub> = 26.25 m Straal = 48.96 m

File : TERM\_1.DAS Y<sub>m</sub> = 45.56 m F<sub>min</sub> = 1.611

VEILIGHEID PER STRALIEN PUNT : Methode Bishop

---	1.736	1.625	1.619	1.712	50.00
---	1.754	1.635	1.611	1.683	
---	1.774	1.646	1.617	1.681	
---	1.797	1.659	1.635	1.683	
---	1.825	1.676	1.659	1.707	
2.347	1.858	1.696	1.691	1.759	
2.491	1.902	1.724	1.738	1.836	
2.700	1.960	1.765	1.811	1.956	
3.035	2.046	1.832	1.936	2.161	
3.672	2.195	1.963	2.190	2.568	10.00

0  
0  
0  
0  
0

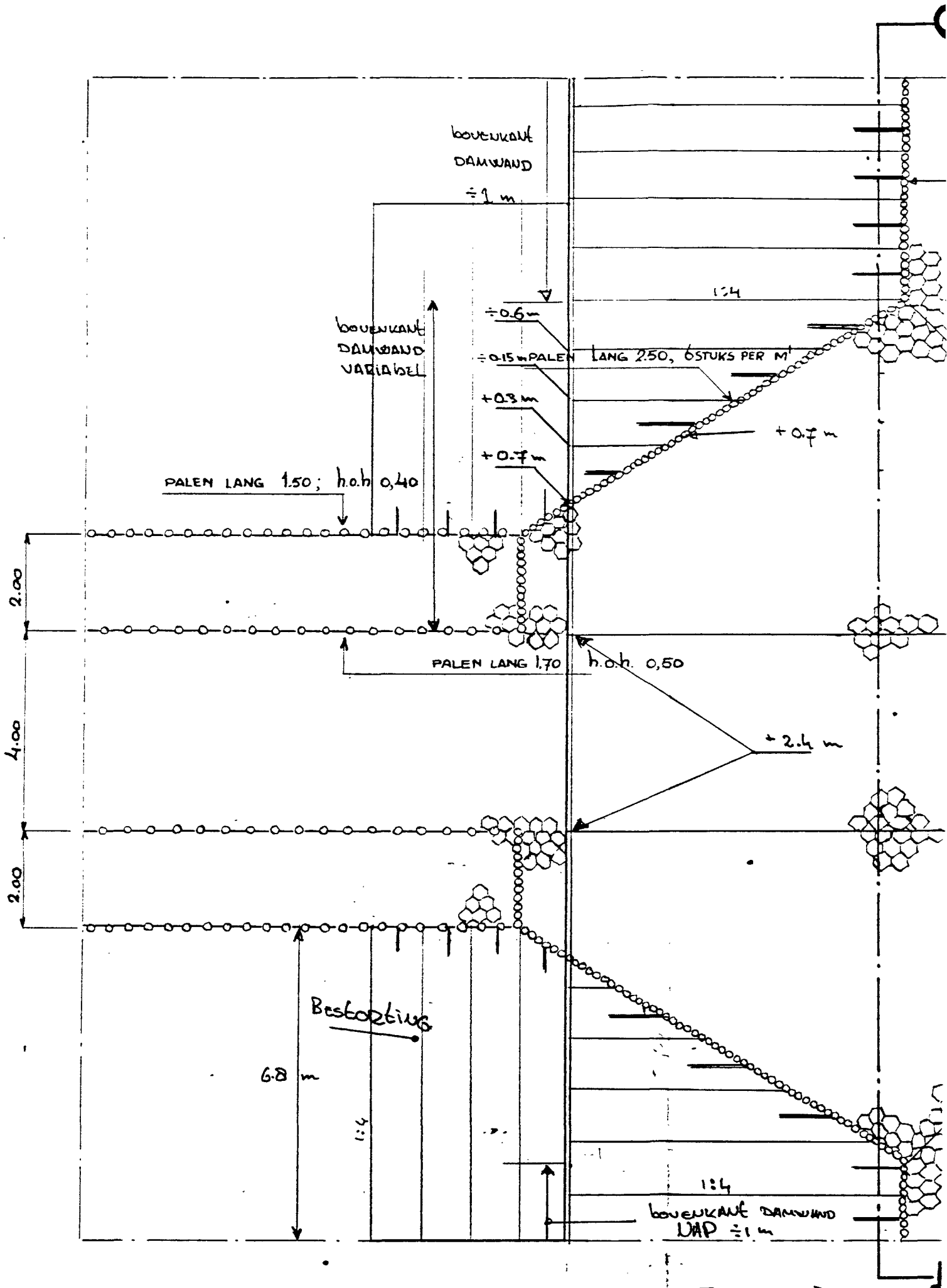
0  
0  
0  
0  
0

RIJKSWATERSTAAT D.W.M.

Grondmechanische Stabiliteit 1988-12-14

LIC. ENON/0051 COP. 1

Duinvoetverdediging met damwand : MS -1m



## OVERZICHT BIJLAGEN

Bijlage nr.	Omschrijving
-------------	--------------

---

- |   |  |
|---|--|
| 1 | Resultaten stabiliteitsanalyse voor de<br>maatgevende situatie                                   |
| 2 | Uitvoer van het programma CHOICE<br>(programma voor het kiezen van dijk- of<br>oeverbekledingen) |
| 3 | Bepaling traagheidsmoment van een gecorro-<br>deerde stalen damwand                              |



Versie : 2.1  
 Update : 881010  
 Licentie: ENCM/0051  
 Kopie : 1

PROGRAMMA MSTAB  
 =====  
 STABILITEIT ANALYSE  
 GRONDMECHANICA DELFT

Soort berekening : Methode Bishop

Datum : 1988-10-13  
 Tijd : 3:24:14

Naam berekening : Grondmechanische Stabiliteit  
 Duinvoetverdediging met dijkwand : WS -1m

Invoer file : TERH\_1.INS  
 Tekst Data file : TERH\_1.DRS  
 Uitvoer file : TERH\_1.OUS

\*\*\*\*\*

ECHO VAN DE INGEVOERDE GEGEVENS

LAAGSCHEIDINGEN

Scheiding nr. | Koordinaten [m]

Scheiding nr.	Typing	X	Y	Z	X	Y	Z
1	- K -	0.00	20.00	20.10	60.00	70.00	
1	- Y -	0.00	0.00	2.00	12.00	12.00	

PN LIJNEN

PN lijn nr. | Koordinaten [m]

PN lijn nr.	Typing	X	Y	Z	X	Y	Z
1	- K -	0.00	20.00	20.10	40.00	60.00	70.00
1	- Y -	2.00	2.00	2.00	7.00	12.00	12.00

EIGENSCHAPPEN ALGEMEEN

Laag nummer	Rho arg [kN/m3]	Rho nat [kN/m3]	Cohesie [kN/m2]	Phi graden	PN lijn boven	PN lijn onder
1	15.00	20.00	0.00	35.00	1	-

EIGENSCHAPPEN PEP GEBIED

=====

Gebied nummer : 1 X - start : 0.00 [m]  
 X - eind : 70.00 [m]

Laag nummer	Rho drg [KN/m3]	Rho nat [KN/m3]	Cohesie [KN/m2]	Phi graden
1	18.00	20.00	0.00	35.00

AANPASSINGS PERCENTAGES

=====

Laag nummer : Aanpassings percentages

1	100
---	-----

STRALIEN, RAAKLIJNEN EN VAST PUNT

=====

X - koördinaat stralieu links : 15.00 [m]  
 X - koördinaat stralieu rechts : 30.00 [m]  
 Aantal middelpunten in X - richting : 5

Y - koördinaat stralieu onder : 10.00 [m]  
 Y - koördinaat stralieu boven : 50.00 [m]  
 Aantal middelpunten in Y - richting : 10

Y - koördinaat raaklijn kleinste cirkel : 0.00 [m]  
 Y - koördinaat raaklijn grootste cirkel : 0.00 [m]  
 Aantal raaklijnen per middelpunt : 0

X - koördinaat vast punt : 20.00 [m]  
 Y - koördinaat vast punt : -3.00 [m]

Totaal aantal middelpunten : 50  
 Totaal aantal te berekenen cirkels : 50

PUNTLASTEN : Geen puntlasten ingevoerd

BOVENBELASTING : Geen bovenbelasting ingevoerd

VERKEERSBELASTING : Geen verkeersbelasting ingevoerd

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* De invoer is getest en goed bevonden \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

RESULTATEN VAN DE STABILITEITS BEREKENING

=====

Berekenings methode : Bishop

Minimum veiligheidsfactor per straalpunt.

=====

W-hoofd [m]	V-hoofd [m]	Straal [m]	F	
15.00	10.00	13.33	2.67	
15.00	14.44	18.15	3.03	
15.00	18.89	22.45	2.70	
15.00	23.33	26.80	2.49	
15.00	27.78	31.18	2.35	
15.00	32.22	35.58	-----	*** Cirkel snijdt geometrie<2 maal :
15.00	36.67	39.96	-----	*** Cirkel snijdt geometrie<2 maal :
15.00	41.11	44.39	-----	*** Cirkel snijdt geometrie<2 maal :
15.00	45.56	48.81	-----	** Cirkel snijdt geometrie<2 maal :
15.00	50.00	53.21	-----	*** Cirkel snijdt geometrie<2 maal :
18.75	10.00	13.06	2.19	
18.75	14.44	17.49	2.05	
18.75	18.89	21.92	1.96	
18.75	23.33	26.35	1.90	
18.75	27.78	30.80	1.86	
18.75	32.22	35.24	1.82	
18.75	36.67	39.69	1.80	
18.75	41.11	44.13	1.77	
18.75	45.56	48.57	1.75	
18.75	50.00	53.01	1.74	
22.50	10.00	13.24	1.96	
22.50	14.44	17.62	1.83	
22.50	18.89	22.03	1.76	
22.50	23.33	26.45	1.72	
22.50	27.78	30.88	1.70	
22.50	32.22	35.31	1.68	
22.50	36.67	39.75	1.66	
22.50	41.11	44.18	1.65	
22.50	45.56	48.62	1.63	
22.50	50.00	53.06	1.62	
26.25	10.00	14.42	2.19	
26.25	14.44	18.53	1.94	
26.25	18.89	22.76	1.81	
26.25	23.33	27.06	1.74	
26.25	27.78	31.41	1.69	
26.25	32.22	35.77	1.66	

26.25	36.67	40.16	1.64
26.25	41.11	44.55	1.62
26.25	45.56	48.96	1.61
26.25	50.00	53.37	1.62
30.00	10.00	16.40	2.57
30.00	14.44	20.11	2.16
30.00	18.89	24.06	1.96
30.00	23.33	28.17	1.84
30.00	27.78	32.36	1.76
30.00	32.22	36.61	1.71
30.00	36.67	40.91	1.68
30.00	41.11	45.23	1.68
30.00	45.56	49.57	1.69
30.00	50.00	53.94	1.71

Gegevens van de maatgevende cirkel : Fmin = 1.611 ( Methode Bishop )

=====

X - coördinaat middelpunt : 26.25 [m]  
 Y - coördinaat middelpunt : 45.56 [m]  
 Straal maatgevende cirkel : 48.96 [m]

Het maatgevende middelpunt is ingesloten !

Aandrijvend moment : -65256.39 [kNm/m]  
 Water moment : 3636.14 [kNm/m]  
 Belasting moment : 0.00 [kNm/m]  
 Tegenwerkend moment : 61639.71 [kNm/m]

EINDE MSTAB UITVOER  
 =====

PROGRAMMA VOOR HET KIEZEN VAN DIJK- OF OEVERBEKLEDINGEN

\*\*\*\*\* Ter Heide : Duinvoetverdediging \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* Tij - zone \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
INVOER-GEGEVENS  
\*\*\*\*\*

WEGING HOOFDCRITERIA :

BETEKENIS VAN DE WEEGETALLEN:

- 1 : RIJCRITERIUM MINDER BELANGRIJK DAN KOLOMCRITERIUM
- 2 : RIJCRITERIUM EVEN BELANGRIJK ALS KOLOMCRITERIUM
- 3 : RIJCRITERIUM BELANGRIJKER DAN KOLOMCRITERIUM
- 0 : DIAGONAALGETALLEN OP NUL GESTELD

HOOFDCRITERIUM	A	B	C	TOTAAL	%
A) Flexibiliteit	0	2	2	4	33.33
B) Duurzaamheid	2	0	2	4	33.33
C) Uitvoering	2	2	0	4	33.33

WEGING VAN DE SUBCRITERIA :

HOOFDCRITERIUM	SUBCRITERIUM	X (pnt.)
Flexibiliteit	- Verplaatsingen	: 30
	- Ontgrondingen	: 20
Duurzaamheid	- Erosie	: 20
	- Corosie	: 30
	- desintegratie mate.	: 30
Uitvoering	- tijd	: 33
	- bereikbaarheid	: 33
	- toleranties	: 34

MATERIAAL KOMBINATIES

MAT.NR.	TOPLAAG	ONDERLAAG	KERN
1	Dicht St.Asf.	zand	zand
2	Dicht Steen Asfalt	Geotextiel	Zand
3	Open Steen Asfalt (mat)	Geotextiel	Zand
4	Open Steen Asfalt (i.s.)	Geotextiel	Zand
5	Zandasfalt	Zand	Zand
6	Breuksteen (p-Asf. vz.)	Zand	Zand
7	Breuksteen (Asf.-patr.)	Geotextiel	Zand
8	Betonplaten (in situ)	Geotextiel	Zand
9	Colloidaal Beton (open)	Geotextiel	Zand
10	Breuksteen (beton - v.z.)	Geotextiel	Zand
11	Breuksteen (patr.-beton)	Geotextiel	Zand
12	Gabioni	Geotextiel	Zand
13	Betonzuilen	Granulair filter	Zand

Bijlage 2

TOETSING MATERIALEN - SUBCRITERIA

DE WAARDE VAN DE MAXIMALE SCORE VOOR DE MATERIALEN IS 5

Y = 0 : DIJKBEKLEDING VOLDOET TOTAAL NIET AAN HET SUBCRITERIUM.

Ymax = 5 : DIJKBEKLEDING VOLDOET IN HOGE MATE AAN HET SUBCRITERIUM.

MATERIAALNR.:		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Flexibiliteit	- Verplaatsingen	2	2	2	2	2	2	4	1	1	1
	- Ontgrondingen	4	4	3	3	2	4	5	1	1	1
Duurzaamheid	- Erosie	5	5	2	5	3	5	5	3	3	4
	- Corosie	5	5	2	5	5	5	5	5	5	5
	- desintegratie mate.	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4
Uitvoering	- tijd	5	5	5	2	5	5	5	4	4	4
	- bereikbaarheid	5	5	3	5	5	5	5	5	5	5
	- toleranties	5	5	3	5	5	5	5	5	5	5

MATERIAALNR.:		11	12	13
Flexibiliteit	- Verplaatsingen	1	4	3
	- Ontgrondingen	2	3	3
Duurzaamheid	- Erosie	4	5	5
	- Corosie	5	0	5
	- desintegratie mate.	4	5	5
Uitvoering	- tijd	4	5	2
	- bereikbaarheid	5	5	3
	- toleranties	5	4	3

KOSTEN (IN GULDENS PER M2) EN AANTAL GROOT ONDERHOUDSBEURTEN.

MAT.NR	AANLEG	JAARL. ONDERH.	GROOT ONDERH.	AANTAL G.O. BEURTEN
1	96.00	0.00	0.00	0
2	101.00	0.00	0.00	0
3	75.00	0.00	0.00	0
4	70.00	0.00	0.00	0
5	72.00	0.00	0.00	0
6	92.00	0.00	0.00	0
7	60.00	0.00	0.00	0
8	90.00	0.00	0.00	0
9	75.00	0.00	0.00	0
10	85.00	0.00	0.00	0
11	55.00	0.00	0.00	0
12	85.00	0.00	0.00	0
13	60.00	0.00	0.00	0

REKENPERIODE VOOR DE CONSTRUCTIE (AANTAL JAREN): 50

RENTEVOET : 2.500000037252903E-002 %

\*\*\*\*\*  
**RESULTATEN**  
 \*\*\*\*\*

MAT.NR.	TOPLAAG	ONDERLAAG	KERN
1	Dicht St.Asf.	zand	zand
2	Dicht Steen Asfalt	Geotextiel	Zand
3	Open Steen Asfalt (mat)	Geotextiel	Zand
4	Open Steen Asfalt (i.s.)	Geotextiel	Zand
5	Zandasfalt	Zand	Zand
6	Breuksteen (p-Asf. vz.)	Zand	Zand
7	Breuksteen (Asf.-patr.)	Geotextiel	Zand
8	Betonplaten (in situ)	Geotextiel	Zand
9	Colloidaal Beton (open)	Geotextiel	Zand
10	Breuksteen (beton - v.z.)	Geotextiel	Zand
11	Breuksteen (patr.-beton)	Geotextiel	Zand
12	Gabioni	Geotextiel	Zand
13	Betonzuilen	Granulair filter	Zand

BEREKENING KOSTEN IN VOLGORDE VAN SCORE

MAT.NR	A.K	JO.K	NCWJ	GO.K	AGO.	NCWG	TOT.K
7	60.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	60.00
1	96.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	96.00
2	101.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	101.00
6	92.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	92.00
5	72.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	72.00
12	85.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	85.00
13	60.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	60.00
4	70.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	70.00
11	55.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	55.00
10	85.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	85.00
8	90.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	90.00
9	75.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	75.00
3	75.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	75.00

EINDRESULTAAT IN VOLGORDE VAN SCORE

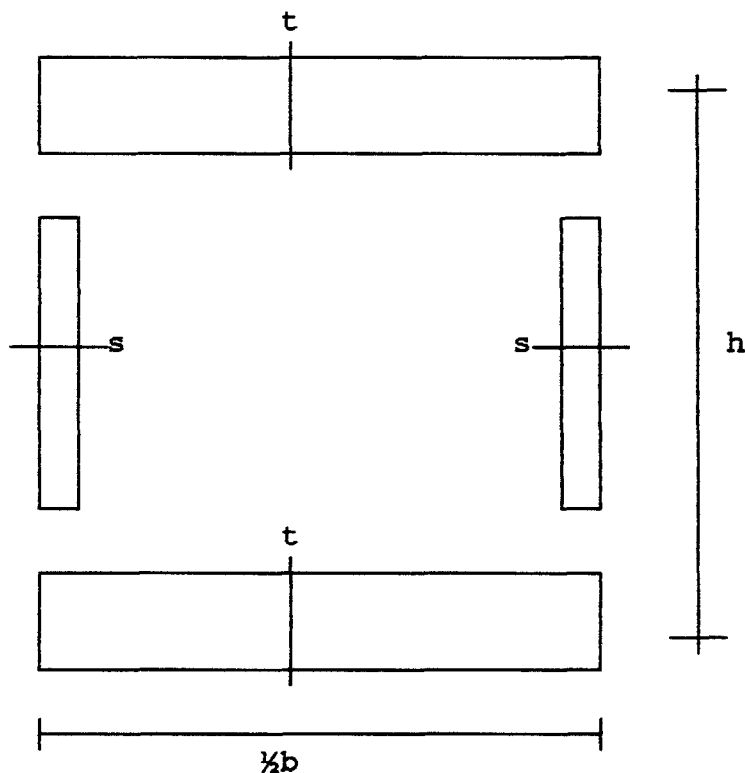
MAT.NR	SCORE	TOT.K	S/K
7	90.67	60.00	1.51
1	78.67	96.00	0.82
2	78.67	101.00	0.78
6	78.67	92.00	0.86
5	73.33	72.00	1.02
12	73.07	85.00	0.86
13	71.13	60.00	1.19
4	70.73	70.00	1.01
11	69.13	55.00	1.26
10	67.30	85.00	0.80
8	66.47	90.00	0.74
9	66.47	75.00	0.89
3	54.40	75.00	0.73

LEGENDA BIJ RESULTAATTABELLEN:

- A.K = AANLEGKOSTEN (IN GULDENS PER M2)
- JO.K = KOSTEN JAARLIJKSE ONDERHOUDSBEURT (IN GULDENS PER M2)
- NCWJ = NETTO CONTANTE WAARDE VAN HET JAARLIJKS ONDERHOUD (IN GULDENS PER M2)
- GO.K = KOSTEN GROOT ONDERHOUDSBEURT (IN GULDENS PER M2)
- AGO. = AANTAL GROOT ONDERHOUDSBEURTEN BINNEN DE REKENPERIODE
- NCWG = NETTO CONTANTE WAARDE VAN HET GROOT ONDERHOUD (IN GULDENS PER M2)
- TOT.K = TOTALE (CONTANTE) KOSTEN (IN GULDENS PER M2)
- S/K = SCORE/KOSTEN VERHOUDING

Bepaling traagheidsmoment van een gecorrodeerde stalen damwand

Als de damwand op onderstaande wijze wordt geschematiseerd dan kan het traagheidsmoment op eenvoudige wijze bepaald worden;



$$I' = 2 \times (1/12 \times s \times h^3) + 2 \times [ t \times \frac{1}{2}b \times (\frac{1}{2}h)^2 ]$$

$$= 1/6 s h^3 + \frac{1}{4} b t h^2$$

De hier gevolgde notatie komt volledig overeen met hetgeen in de damwand tabellen vermeld staat voor de verschillende groottheden. Het zo bepaalde traagheidsmoment is echter kleiner dan het vermelde, dit komt door de wat ruwere schematisatie en de verwaarlozing van de stijfheid van het slot. Het berekende profiel kan vervolgens met behulp van een factor  $\alpha$  gecorrigeerd worden, zodat berekend en opgegeven beter met elkaar overeenstemmen. Voor de hier te beschouwen typen damwand bedraagt deze factor 1.1 à 1.25, geadviseerd wordt om uit te gaan van  $\alpha = 1.1$ .

$$I = \alpha I'$$

Als vervolgens rekening moet worden gehouden met corrosie, dan kan dit als volgt verdisconteerd worden;

n      aantal te beschouwen jaren  
 $U_c$     corrosiesnelheid (mm/jaar)  
 $I(n)$    traagheidsmoment gecorrodeerde damwand in  
           jaar n  
 $I(t) = \alpha [ 1/6 (s - U_c n) h^3 + \frac{1}{4} (b - U_c n) t h^2 ]$