

11-18 (a), b

W. M. Middelburg

okt 1982 (Glerum)

EEN GEWICHTSCONSTRUCTIE ALS KADEMUUR OP CURACAO.

W.M. Middelburg

oct. 1982.

Lijst met de gebruikte symbolen (1)

afkorting	omschrijving	eenheid (2)
B	BREEDTE CONSTRUCTIE	M
BEFF	EFFECTIEVE BREEDTE (BRINCH HANSEN)	M
C	HAAKWEERSTAND	KN/M2
CE	EXCENTRICITEIT FACTOR (FENDER BEREK.) (ce)	-
CM	MASSA FACTOR (FENDER BEREK.) (cm)	-
CS	SOFTNESS FACTOR (FENDER BEREK.) (cs)	-
D	DIEPGANG	M
δ	WRIJVINGSHOEK TUSSEN CONST. EN GROND	GRADEN
DB	CAISSONBODEMDIKTE	M
DT	CAISSONBINNENWANDDIKTE	M
DW	CAISSONBUITENWANDDIKTE	M
E	TOTALE KINETISCHE ENERGIE	TONF METER
EA	KRACHT DOOR ACTIEVE GRONDDRUK	KN/M'
EP	KRACHT DOOR PASSIEVE GRONDDRUK	KN/M'
FB	KRACHT DOOR BOVENBELASTING	KN/M'
FC	KRACHT DOOR DE COHESIE	KN/M'
FI	KRACHT T.G.V. GRONDWATER- EN WATERSTANDS VERSCHIL	KN/M'
FK	KRACHT DOOR GRONDWATERDRUK	KN/M'
FL	KRACHT (LIJNLAST)	KN/M'
FO	OPWAARDSEKRACHT	KN/M'
FP	KRACHT (LIJNLAST)	KN/M'
FT	TROSKRACHT	KN/M'
FW	KRACHT DOOR WATERDRUK	KN/M'
FWR	KRACHT DOOR DE WRIJVING	KN/M'
FZ	KRACHT T.G.V. ZWAARTEKRACHT	KN/M'
G	GRAVITATIE (g)	M/SEC2
GR	SOORTELIJK GEWICHT V.D. GROND (γ)	KN/M3
GW	GRONDWATERSTAND	M
H	(DEEL-) HOOGTE VAN DE CONSTRUCTIE	M
HT	TOTALE DIKTE BETONNEN WAND	M
IJ	BELASTINGSFACTOR (BRINCH HANSEN) (I _d)	-
L	LENGTE CONSTRUCTIE	M
LA	LABDA ACTIEF (λ _A)	-
LN	LABDA NEUTRAAL (λ _N)	-
LP	LABDA PASSIEF (λ _P)	-
M	METACENTRUM HOOGTE	M
MH	MOMENT T.G.V. DE HORIZONTALE KRACHTEN	KNM/M'
MT	MOMENT T.O.V. MIDDEN V.D. CONSTRUCTIE	KNM/M'
NJ	DRAAGVERMOGEN (BRINCH HANSEN) (N _d)	-
NMP	NIEUW MIDDEL PEIL	-
Ø	HOEK INWENDIGE WRIJVING	GRADEN
Q	MAXIMALE BELASTING (BRINCH HANSEN)	KN
RH	RESULTANTE VAN DE HORIZONTALE KRACHTEN	M
RV	RESULTANTE VAN VERTICALE KRACHTEN	KN/M'
SJ	VORMFACTOR (BRINCH HANSEN) (S _d)	-
SPT	STANDAARD PENETRATION TEST	-
W	WATERSTAND	M
YL	AFSTAND FL TOT VOORZIJDE CONSTRUCTIE	M
YP	AFSTAND FP TOT VOORZIJDE CONSTRUCTIE	M

(1) De tussen haakjes geplaatste symbolen zijn de in de literatuur gebruikelijke.

(2) Door het gebruik van een computer is het niet mogelijk onderscheid te maken tussen hoofdletters en kleine letters. (bv KN/M' = kN/m')

INHOUD

	blz.	
I	De containerhaven van Curaçao	1
II	Algemene vormen van kadeconstructies	3
III	De gewichtsconstructie	6
IV	Voor- en nadelen van de verschillende varianten.	8
V	Uitwerking van de alternatieven	
	V-1 coping en fender	14
	V-2 fundatie en grondgegevens	20
	V-3 tussen damwanden gestorte muur.	22
	V-4 caisson	24
	V-5 blokkenmuur	40
VI	Conclusie.	49
-	figuren	50
-	computer uitvoer	54
-	Bijlage 1: Stabiliteitsberekening van een gewichtsconstructie	
-	Bijlage 2: Een computerprogramma voor een Stabiliteitsberekening van een gewichtsconstructie	
-	Bijlage 3: Ontkistingsmateriaal	

I De containerhaven van Curaçao

Door de toenemende containerisatie in de wereld is het voor veel havens nodig aanpassingen te maken op het gebied van kadefaciliteiten. Na een voorstudie, zie ook het rapport "vooronderzoek containerhaven Curaçao", is besloten tot de nieuwbouw van een kade.

In deze voorstudie worden ook verwachtingen besproken voor het goederentransport in de haven, die gezien de ligging (zie tekening 1, "Geografische ligging van Curaçao"), zich *met aanv.* zeer goed kan ontwikkelen tot één van de grootste in het Caribisch gebied.

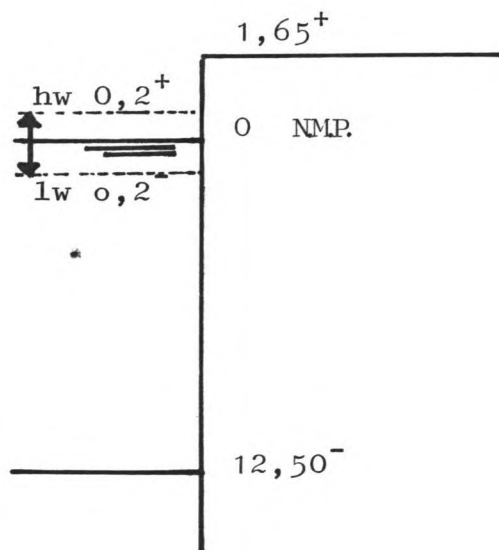
Zeker als we de unieke natuurlijke haven van Willemstad bekijken *met aanv.* (zie tekening 1a), dan kan Curaçao een belangrijke doorvoerhaven voor Venezuela worden. Op genoemde tekening staat waar de nieuwe containerterminal is gepland. Een detail tekening op schaal 1 : 2500 is weergegeven op tekening 2: *met aanv.* Algemeen overzicht kademuurconstructie Curaçao.

Als laatste vooronderzoek rapport moet nog genoemd worden het rapport Grondonderzoek Containerhaven Curaçao, uitgave december 1980.

Uit genoemde tekeningen en rapporten valt op te maken dat we een kadeconstructie moeten ontwerpen onder de volgende voorwaarden en/of omstandigheden:

- bouw op het eiland Curaçao N.A.
- bouw in zuid-oost hoek van het Schottegat
- bouw volledig in de haven (in het water)
- lengte van de kade 500 meter
- de draagkrachtige laag, diabaas, rotsbodem bevindt zich op een diepte variërend van 18,00^m tot 7,5^m (m)
- de havenbodem bevindt zich rond de 10^m en i.v.m. de *ed* kiel-clearance moet dit 12.50 meter worden. (fig.blz. 2)
- er een aanvulling met grond plaatsvindt achter de ontworpen kademuur.
- er als ontwerp schip een vrachtschip is gekozen, met een afmeting van 10.000 tons/gross, waarvoor ongeveer 165 meter aan kadelengte noodzakelijk is.
- Het ontwerpschip heeft een diepgang van 9 meter.

- hoogte maaiveld c.q. coping afwerken op NMP 1,65⁺
- op de kade moet een containerkraan kunnen worden geplaatst. (gewicht kraan 50 tonf. of 500 kN)
- de havenbodem zal nabij de Rijkseenheidsboulevard niet op de juiste diepte kunnen worden gebracht omdat daar ter plaatse een rotsformatie aanwezig is.
- er door de grote beschutting en door de beperkte omvang van de schepen gerekend mag worden met een troskracht van 30 kN/m'.
- Voor de berekening van de verschillende alternatieven mag worden uitgegaan van de grondgegevens van figuur 1 blz. 50 .
- De bovenbelasting van 30 kN/m² een redelijke maat is, omdat op het terrein geen stapeling van containers en/of stukgoed plaatsvindt.
- X - Het gewicht van de te lossen of ^(ke)laden containers niet groter is dan 15 tonf (150 kN)
- De variatie van de waterstand is zeer gering, hoogwater NMP 0,20⁺ , laagwater 0,20⁻.
- De funderingsgrondslag dient te worden afgewerkt met een tolerantie van 0,10 meter.



II Algemene vormen van kadeconstructies.

Door de jaren heen zijn een groot aantal kadeconstructies ontworpen en uitgevoerd. Een belangrijk uitgangspunt voor de keuze van een constructie is in het algemeen de bodemgesteldheid.

Als andere overwegingspunten kunnen onder meer worden genoemd:

1. soort schepen: d.w.z. afmeting (diepgang) belastingen.
2. soort lading: d.w.z. gewicht en afmeting hoeveelheden.
3. geografische gesteldheid: d.w.z. omstandigheden bij aanvang

Als afgeleide overwegingspunten voor de bouw van een dergelijke constructie moeten nog genoemd worden:

1. ter plaatse aanwezig materieel
2. ter plaatse aanwezig materiaal
3. bouwtijd
4. prijs.

Indien afgezien wordt van bovengenoemde randvoorwaarden, dan kunnen de kadeconstructies als volgt ingedeeld worden:

- | | |
|-----|-------------------------------------|
| I | Gewichtsconstructie |
| II | Palen constructie |
| | a. kademuur op palen |
| | b. steigerconstructie |
| III | Verankerde damwanden of diepwanden. |

Ad. I Gewichtsconstructies zijn naar hun constructievorm weer in te delen in gemetselde-, breuksteen-, gewapend betonnen-, L-muren, cellendamwanden, blokkenmuren en caissonkademuren.

Als belangrijkste kenmerk van de gewichtsconstructie is te noemen dat er een draagkrachtige ondergrond aanwezig moet zijn, of dat het mogelijk is met grondverbetering de noodzakelijke draagkracht te verzorgen. Een ander belangrijk kenmerk is dat de stabiliteit moet worden gerealiseerd door het gewicht van de constructie.

Ad. IIa Kademuur op palen.

Deze constructievorm moet worden toegepast indien een draagkrachtige laag op grote diepte aanwezig is, maar kan worden toegepast in alle gevallen waarin het mogelijk is palen in de grond te brengen. Dit behoeven geen geheide palen te zijn, men kan ook geboorde palen toepassen.

Als algemene constructievorm gaan we uit van een damwand als grondkerende constructie met daarachter een aantal palen (trek en/of druk) met daarover een beton^{plaat-}en^{ligger} die de krachtoverdracht tussen de paal en de damwand moet verzorgen.

Een groot aantal varianten is mogelijk (en ook uitgevoerd), allemaal afhankelijk van de situatie ter plaatse.

Ad. IIb Steiger constructie.

Als variant van een kadeconstructie komt ook een steigerconstructie als alternatief uit de ontwerpboom. Steigers kunnen in hun traditionele vorm worden uitgevoerd, d.w.z. ^{dat} over de in de grond geplaatste palen een vloer wordt aangebracht, maar tegenwoordig kennen we ook uitvoeringen waarbij hele transportmechanismes (transportbanden, transportbuizen, enz) op de palen zijn aangebracht.

Ad. III Verankerde damwanden of diepwanden.

Deze vorm van construeren komt overeen met de constructie onder Ad. IIa, alleen nu wordt de damwand in evenwicht gehouden door ankers- en/of trekstangen. Als variant van de damwand kan dan nog de diepwand worden toegepast.

Over de afmetingen en bouwwijze van diepwanden wordt verwezen naar het collegedictaat "Funderingstechniek" van Prof. Van Weele.

Indien de lijst met voorwaarden en omstandigheden (blz. 1) doorgenomen wordt dan kunnen er een aantal alternatieven vervallen.

Als eerste is het duidelijk dat het hier gaat om een container en/of stukgoedkade hetgeen een steigerconstructie tot een minder gelukkige keuze maakt. (blz. 2)

De mogelijkheid van een verankerde diepwand is niet aanwezig omdat de diepwand niet gemaakt kan worden. Nu zijn alle alternatieven, buiten de gewichtsconstructies, constructievormen met damwandschermen.

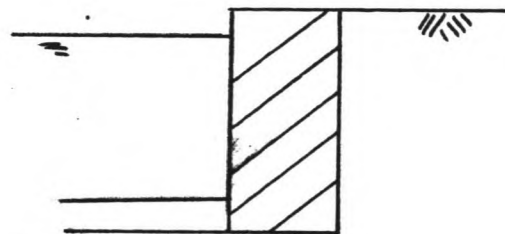
De damwand heeft een belangrijke functie in de krachtoverdracht en dient dan ook in goede staat te blijven. Dit is op een eiland als Curaçao geen eenvoudige zaak. Overal ter wereld zijn de damwanden aan corrosie onderhevig, maar beschermingsmiddelen worden in andere landen beter aangebracht en onderhouden (koper voor een elektrische bescherming wordt erg snel gestolen!).

Verder moet men de damwand in een rotsachtige bodem heien hetgeen bij een minder nauwkeurige uitvoering, nogal eens problemen geeft.

De damwanden springen dan uit het slot, waardoor stabiliteitsverlies van de constructie optreedt. Ook bij aanvaringen kunnen deze problemen zich voordoen. Gezien deze omstandigheden is voor het verdere ontwerp gekozen voor een gewichtsconstructie.

De gewichtsconstructie

In nevenstaande schets is het principe van de constructie weergegeven en een dergelijk model zal aan de volgende eisen moeten voldoen.



1. Voldoende sterkte en stijfheid zodat de gewichtsconstructie als één geheel mag worden gezien.
2. Piping voorkomen.
3. Afschuiving langs het grondvlak voorkomen.
4. Kernprobleem. De resultante van alle belastingen moet binnen de kern van het grondvlak blijven.
5. Afglijden langs een dieper glijvlak voorkomen.

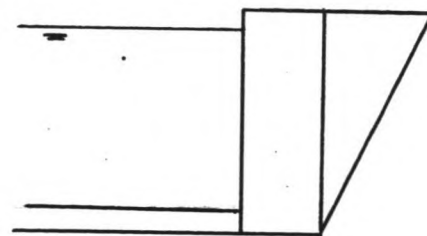
Van de genoemde punten is 1 één zuiver constructieve eis, terwijl de punten 2, 3, 4 en 5 bij de keuze van het materiaal (= soortelijk gewicht van de gewichtsconstructie) en het bekend zijn van hoogte, grondparameters, belastingen enz. slechts een voorwaarde geven voor de breedte "B" van de constructie.

Twee opmerkingen moeten hierbij echter wel gemaakt worden.

1. De afschuiving wordt bepaald door de wrijvingscoëfficiënt tussen de gewichtsconstructie en de ondergrond. Deze coëfficiënt is te beïnvloeden door constructieve veranderingen (b.v. verankeren in de grond.)
2. Bovenstaande beschouwing gaat slechts op indien we er van uitgaan dat bij de verschillende varianten van de "gewichtsconstructie" de achterwand ~~aan zelfde vorm heeft~~ (Ook de wrijving langs de wand!)

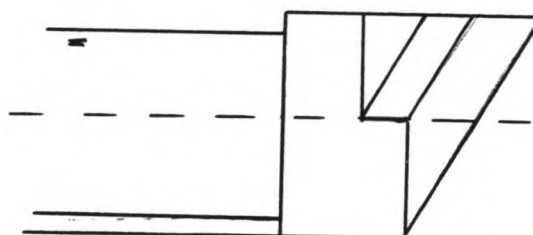
Indien we hierin constructieve veranderingen aanbrengen dan zal dat wel doorwerken in de genoemde punten 2, 3 en 4. Duidelijk wordt dit door het plaatje, op de volgende pagina.

In bijlage I, "Bepalingen van de Stabiliteit" wordt het duidelijk hoe via een computermodel een berekening wordt uitgevoerd voor model I. Indien de grondparameters, de afmetingen, het soortelijk gewicht van de constructie, gegeven zijndan kan eenvoudig de breedte van de constructie bepaald worden.



I

Een constructie model als onder II kan door hetzelfde programma bepaald worden. Het programma moet dan 2 of meer malen worden uitgevoerd, natuurlijk met inachtneming van de juiste bovenbelasting.



II

Als constructieve vraag blijft dan over, hoe we de gewichtsconstructie maken, zodanig dat deze als één geheel kan worden gezien.

(Het is ook mogelijk om de totale constructie uit een aantal delen te laten bestaan, maar dan wordt de vraag hoe kunnen we elk deel als geheel bezien.)

De volgende varianten kunnen worden beschouwd:

1. blokken constructies
2. caissons
3. cellen damwand
4. L-muren
5. Een tussen damwanden gestorte constructie

Deze 5 genoemde modellen hebben allerlei varianten (zie verder) maar hun grote overeenkomst is dat de evenwichts-berekening van alle modellen kan geschieden volgens de methode "gewichtsmuur".

De varianten uit metselwerk en breuksteen zijn niet verder uitgewerkt gezien de afmetingen van de constructie.

Voor- en nadelen van de verschillende varianten.

Ad.1 Blokken constructie.

De constructie bestaat uit een aantal, volgens één of ander verband gestapelde, losse blokken. Deze blokken worden van te voren gemaakt en daarna op hun juiste plaats gebracht. Het is mogelijk om een of ander hechtmiddel tussen de blokken te gebruiken maar meestal moet het verband komen door het eigengewicht van de blokken.

Deze vorm van constructie als een geheel te zien is zeker niet altijd verantwoord. Een berekening in meerdere fasen is dan soms ook nodig. Indien men echter vertandingen en schuine stapeling (groter contactvlak) toepast is een berekening volgens één geheel toegestaan. (zie berekening blokkenmuur, hoofdstuk V-5, wrijfingscoëfficiënt tussen de blokken.) Het voordeel van deze constructievorm is dat bij vergaande standarisering van de blokken een grote productiviteit behaald kan worden. Verder heeft men zicht op het stortwerk (in den droge) zodat de kwaliteit in de hand gehouden kan worden. Met betrekking tot het plaatsen is nog te noemen dat bij een goede planning van de voorraad de plaatsing snel kan geschieden zodat dure equipment niet lang op het werk in gebruik is. Als laatste, en grootste voordeel is te noemen dat de dure wapening achterwege kan blijven hetgeen minder strenge eisen voor de betonkwaliteit geeft.

- Als nadeel moet worden genoemd het "gesleep" met de relatief zware blokken (\pm 65 tonf!). Het grote voordeel van beton (storten op de plaats waar het nodig is) wordt niet gebruikt. Verder is de maatvoering zeer kritisch, alsmede de afwerking van de ondergrond. Kleine maatvoeringsfouten in de uitvoering kunnen zeer grote afwijkingen (= kieren) veroorzaken. Met name indien we overgaan tot een vertanding of een schuine stapeling, dient men de maatvoering in de gaten te houden!

Ad. 2 Caissons.

Bij caissons is volledig sprake van een constructie uit één geheel. Sterkte en stijfheid kunnen altijd worden bereikt, door voldoende wapening en betondikte.

Het gewicht van de constructie kan eenvoudig bereikt worden b.v. door volstorten van de caisson.

Andere overwegingen maken deze constructievorm niet altijd tot de eenvoudigste. Er moet een "dok" aanwezig zijn om de caissons te bouwen. (Een scheepsdok is niet goedkoop en een bouwput als dok is in het Caribisch gebied niet eenvoudig wegens afwezigheid van klei-achtige grondsoorten.)

Een ander punt is dat een goed afgewerkte ondergrond aanwezig moet zijn, zodat de caissons juist afgezonken kunnen worden. Ook de dure wapening moet als negatief punt worden genoemd. Het grote voordeel is natuurlijk het snelle bouwen indien de caissons eenmaal klaar zijn, alsmede dat de bouwplaats niet in de buurt hoeft te liggen van de te maken kademuur.

Ad. 3 Cellen damwand.

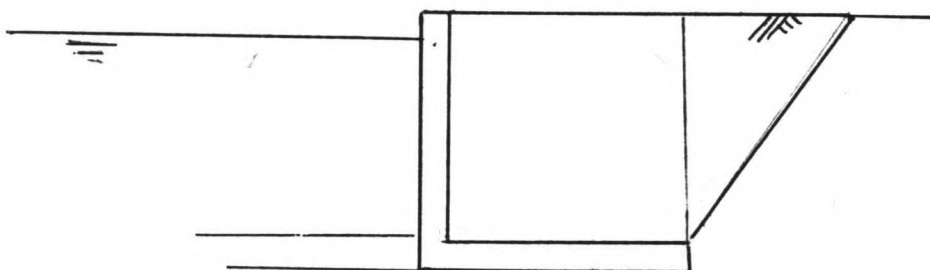
Voor de volledigheid is hier ook de cellenwand genoemd. Bij deze constructiemethode wordt een damwand geheid in de vorm van "cellen" met een afmeting van b.v. 10 bij 10 meter, waarna aanvulling met grond plaatsvindt tot op de gewenste hoogte. Bij berekening worden deze cellen als één geheel gezien, waardoor de berekening, qua stabiliteit, gelijk is aan die van de gewichtsconstructie.

Daar echter in het vorige hoofdstuk een aantal alternatieven is afgevallen, juist omdat geen gebruikt gemaakt wenst te worden van een metalen damwand, is deze constructievorm niet nader uitgewerkt.

Ad. 4 L-muren.

Bij L-muren wordt het evenwicht verzorgd door het op het horizontale deel liggende grondpakket, waardoor een stabiliteitsberekening kan worden gemaakt als die beschreven onder "gewichtsmuur".

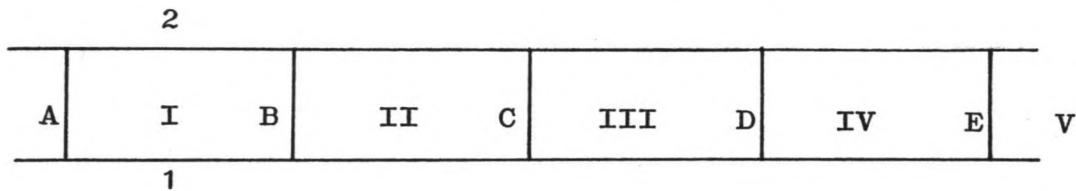
Nadeel is ook hier weer het plaatsen van zware betonconstructies onder water, waarbij zich nu ook nog de complicatie voordoet van het verschoven zwaartepunt.



Ook moet men bij de L-muren rekening houden met het grote moment dat in de constructie optreedt. Wapening en voldoende betondikte zijn noodzakelijk. Ook bij deze uitvoeringsvorm is een goed afgewerkte funderingslaag van groot belang.

Ad. 5 Een tussen tijdelijke damwanden gestorte constructie. Bij deze vorm van een gewichtsconstructie wordt het beton onder water, tussen twee tijdelijk aangebrachte damwanden, gestort.

Er wordt dus gebruik gemaakt van het in het werk storten, wat het gebruik van dure kranen en transportmiddelen overbodig maakt. Gezien de specifieke bouwwijze wordt deze constructie besproken alsmede de daarbij behorende problemen.

Werkwijze.

—> werkriching

bovenaanzicht

1. damwanden plaatsen:
In de gegeven werkriching plaatsen van de damwanden 1 en 2 met daarin de tussenschotten en C enz.
Het proces kan langs de constructie worden voortgezet.
2. In de gemaakte vakken I, II, III enz. graven we de slappe grond uit, tot men op de draagkrachtige laag komt. Een mooie afwerking is niet nodig (zelfs niet gewenst i.v.m. afglijden).
Het is mogelijk geboorde gaten aan te brengen om hierdoor het glijden te beperken (zie problemen).
3. Storten van de vakken I en III.
4. Trekken van damwand (A) B en C
5. Storten van de vakken II en V.
- enz.
6. Trekken van damwand 1 en 2 bij voltooide vakken.
7. In-grouten van de door de damwand gemaakte "gleuf".

De methode lijkt erg eenvoudig alleen de technische uitvoerbaarheid is moeilijk zo niet onmogelijk.

Problemen.

1. Kan de damwand in de grond gebracht worden?

Indien dat niet mogelijk is dan kan deze methode niet toegepast worden.

2. Spanningen en krachten in de damwand.

Het soortelijk gewicht van het onverharde beton is 2,5 maal zo groot als dat van water en zal dus spanningen veroorzaken in de damwand.

Men zal per dag geringe hoogtes moeten storten om zo de spanningen te beperken. Langzaam storten over meerdere vakken kan een oplossing bieden. Een exacte uitwerking van kracht en spanningsbeeld in de damwand zal moeten uitmaken of het principieel mogelijk is.

3. Trekbaarheid van de damwand.

Het systeem is er op gericht de damwand terug te winnen en later nogmaals te gebruiken.

Dit is natuurlijk afhankelijk van de aanhechting aan, en de kleef langs de damwand. Een kort onderzoek op dit gebied leert dat Esso een produkt in de handel brengt wat dit ontkisten moet vereenvoudigen.

Het produkt heet Filmo 40 en N50 en wordt besproken in de bijlage 1.

Indien echter een stuk damwand niet teruggewonnen kan worden is dit geen ramp want door het onderwater afbranden kan deze geheel aan het gezicht worden onttrokken. Het gaat dan om een financieel verlies maar de constructie blijft gelijk.

4. Storten in kleine lagen.

Door het storten in kleine lagen is het verticale verband misschien niet voldoende. Eenvoudig is echter het opnemen van wat wapeningsstaal, wat zeker niet hoogwaardig behoeft te zijn (rails, oud stuk damwand o.i.d.).

5. Kwaliteit van de beton.

Door het storten onder water (zout) is de vraag of de kwaliteit van het beton voldoende is. Experimenten met beton gemaakt met zeewater, geven aan dat geen kwaliteitsvermindering te verwachten is. Dit geldt voornamelijk voor ongewapend beton, omdat het zout bij betonijzer wel aantastend werkt.

Indien het mogelijk is de problemen de baas te worden dan is een eenvoudige constructiemethode mogelijk.

De voordelen zijn dan:

1. Geen nauwkeurige afwerking van de ondergrond (= kostbare zaak). Natuurlijke ongelijkheden worden gebruikt.
2. Geen gesleep met zware betonblokken of caissons.
3. Geen zware kranen noodzakelijk (met uitzondering om damwand te heien en te trekken).
4. Grote produktiesnelheid kan eenvoudig behaald worden.

V Uitwerking van de alternatieven.

V-1 Coping en fender.

Voordat een constructie berekening van de genoemde alternatieven wordt uitgevoerd is het mogelijk, door de grote overeenkomst van de verschillende constructievormen, voor het gedeelte van de kademuur boven de waterspiegel (coping) een berekening c.q. ontwerp te maken dat, zij het met kleine aanpassingen, voor alle constructievormen te gebruiken is.

Alle alternatieven worden uitgevoerd tot op een hoogte van 50 cm boven NMP, waarna de daarop volgende 1,15 meter, tot het gewenste maaiveld, uitgevoerd wordt als gewapend betonnen coping. Buiten de nautische noodzaak (zie verder) van de coping is deze in het werk en in den droge gestorte afwerkconstructie noodzakelijk om de ongelijkheden in de voorwand weg te werken. Verder is het mogelijk om de nodige voorzieningen zoals kabelgoten, fender ophangingen, rails voor kranen enz. in de coping aan te brengen. Nautisch gezien zal een rechte voorwand niet wenselijk zijn, immers bij het aanleggen zal een schip een beweging maken loodrecht op de as van het schip (zie onderstaande figuren), waardoor een grote waterverplaatsing wordt veroorzaakt.

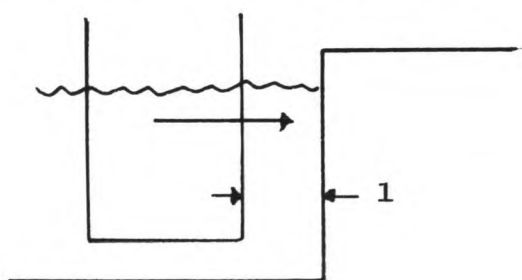


fig. I

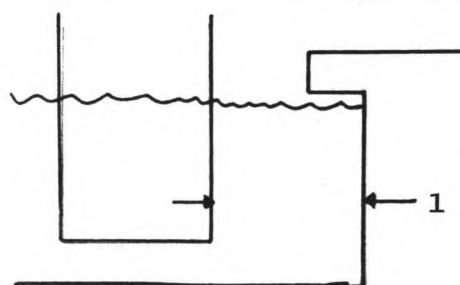


fig. II

Duidelijk zal zijn dat hoe kleiner de afstand l hoe sterker de stroming en hoe groter de kracht moet zijn om het schip naar de wal te trekken. Een eenvoudige oplossing is weergegeven in fig. II, waarbij de afstand l nooit erg klein kan worden. Een dergelijke verbreding van de coping heeft ook als voordeel dat bij het scheef laden (en/of lossen) van het schip, minder snel de kade (of het schip) beschadigd wordt. Een andere verbreding van de coping (landinwaarts) is vaak ook nog wenselijk i.v.m. de functie van de coping als fundatie van een kadekraan o.i.d.

Buiten de gewenste afmetingen die nodig zijn voor het funktioneren van de coping, wordt de afmeting ook nog bepaald door constructieve eisen. Voor dit laatste is het nodig om nauwkeurig te weten wat de krachten zijn die op de coping werken. Hierbij zijn twee gevallen te onderscheiden, te weten:

1. De grond oefent een actieve of neutrale gronddruk op de coping uit en de extreme waarde treedt op als de troskracht maximaal is.
Een normale berekening, zoals die beschreven is in bijlage I, kan worden uitgevoerd.
2. Doordat het schip tegen een fender aankomt wordt de coping met een stoot belast. Hierdoor zal het hele krachten spel uit bijlage I omdraaien en krijgt men te maken met neutrale of zelfs passieve gronddruk, als de daarbij behorende vervormingen zijn toegestaan.

Ad. 1 De berekening voor de coping-breedte kan gelijktijdig plaatsvinden met de afmetings berekening van de muur. De krachten, die optreden, zijn gelijk aan de krachten die in de berekening van de muur zijn meegenomen. De breedte wordt bepaald door de keuze van het soort constructie.

- In het werk gestorte dam - Doordat er wapening van de dam in de coping door gezet kan worden, is het opnemen van de krachten geen probleem. De coping kan over de hele dam doorgezet worden om ongelijke zakkingsen te voorkomen. (beton besparing is niet te verwachten gezien de totale hoeveelheid die verwerkt moet worden.)

- Caisson - Ook hier kan de wapening doorgezet worden. De achterzijde van de coping wordt op de tussenwand van de caisson opgelegd. Door deze keuze wordt de breedte van de coping (zonder overstek) $\frac{1}{2} \times$ caissonbreedte.

- Blokkenmuur - De coping wordt als bovenste blok berekend, en zal als zodanig aan de gestelde evenwichts eisen van een blok moeten voldoen.

Ad. 2

In het geval van een scheepsstoot zal eerst de grootte van de kracht moeten worden bepaald die door de stoot op de constructie werkt. Om beschadigingen van de schepen en/of de kadeconstructie te voorkomen zal er een fenderconstructie worden aangebracht.

De keuze van het soort fender is mede bepalend voor de kracht die door de constructie moet worden opgenomen. De berekening wordt uitgevoerd zoals beschreven in Rubber Dock Fenders, een uitgave van Vredestein, met de volgende waarden:

Gewicht van het vrachtschip: 10.000 ton/gross
Snelheid bij het aanleggen : 0,15 m/sec.

Voor vrachtschepen is de omrekeningsfactor tussen Gross Tonnage en Displacement tonnage gelijk aan 2, waardoor de totale kinetische energie van het af te meren schip kan worden bepaald door

$$E = \frac{1}{2} \cdot \frac{(2 \times 10.000)}{10} \cdot (0,15)^2 = 22,5 \text{ tonf meter}$$

Voor de energie, die door de fender wordt opgenomen, is de volgende formule gegeven.

$$E_{\text{fender}} = E_{\text{schip}} \cdot C_m \cdot C_E \cdot C_S \cdot C_k$$

Waarin C_M , C_E en C_S factoren zijn die de massa van resp. het verplaatste water, de excentriciteit en de stijfheid van het schip in rekening brengen. Het product van de factoren wordt, volgens de bovengenoemde handleiding van Vredestein, op 0,6 gesteld. Dit is echter wel een zeer lage waarde, (verkoophandleiding); beter is dan ook te rekenen met een factor die wat hoger ligt. (Bijlage IV) Bij toepassing van de in de bijlage gevonden waarde (0,75, incl C_k) dan geldt:

$$E_{\text{fender}} = E_{\text{schip}} \times 0,75 = 16,9 \text{ tonf meter.}$$

X
Zie dichtbij
f9A!

Als er van uitgegaan wordt dat een schip over 5 meter de afmeerconstructie raakt, dan zal deze 16,9 tfm over deze lengte moeten worden opgenomen.

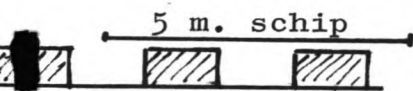
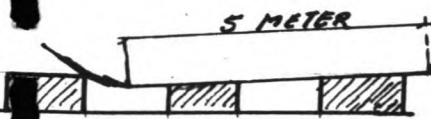
Vele fendersystemen zijn voorhanden, maar lang niet alle systemen zijn in staat de bovengenoemde energie op te nemen.

Cylindrical fender.

Bij een toepassing van dit fendersysteem moet de energie worden opgenomen door b.v. 5 fenders met een lengte van 400 mm. De op te nemen energie per meter fender wordt dan $16,9/5 \times 0,4 = 8,5$ tf per meter. Een oplossing is dan niet mogelijk (zie figuur 3 blz 52). Ook het langer maken van de fenders geeft geen oplossing omdat de maximaal op te nemen energie 4 tf per meter bedraagt en dan dus alleen de energie opgenomen kan worden als de fenders volledig aansluiten. Uitvoeringstechnisch is dit niet mogelijk.

Gigant fender.

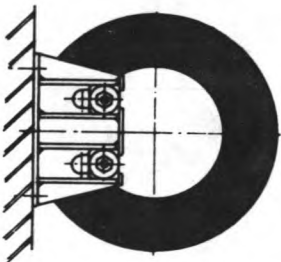
Gekozen is voor een afmeerconstructie waarbij rechtstreeks op de fender wordt afgemeerd. (zie onder). Volgens de genoemde handleiding van Vredestein moet dan de verhouding tussen buiten- en binnendiameter van de fender ongeveer 1,8 bedragen. Twee fenders, met afmetingen buiten-diameter $\varnothing 875$ mm, binnendiameter $\varnothing 500$ mm en een lengte van 1200 mm, zijn al in staat de bovengenoemde energie op te nemen. (Per fender 10,4 tonf) De afstand tussen de fenders wordt nu bepaald door ^{de} meest ongunstige situatie die kan voorkomen als een schip afmeert. Situatie I is een zeer gunstige situatie, de energie wordt over twee fenders verdeeld. Wel moet er op worden gelet dat het schip niet tussen de twee fenders de kade kan raken, bij een scheef afmeren van het schip. Situatie II geeft een situatie weer waarin de middelste fender volledig belast wordt, en nu moet er voor worden gezorgd dat de andere twee fenders de rest van de energie kunnen opnemen. Door deze voorwaarde en de voorwaarde dat het schip niet tussen de fenders de wal kan raken is de afstand tussen de fenders op 1,2 meter gesteld. (gelijk aan de lengte van de fender)



I



II



De kracht die door de volbelaste fender op de constructie wordt uitgeoefend is 42,5 tf. Indien deze kracht omgezet wordt in een kracht per meter kadelenkte, dan moet een keuze gemaakt worden over de lengte waarover de kracht opgenomen wordt. Een maat hiervoor zou de fenderlengte + $2 \times \frac{1}{2}$ lengte tussen de fenders kunnen zijn. Indien hiervan uitgegaan wordt, dan wordt de kracht per meter kadelenkte $42,5/2,4 = 17,7$ tonf.

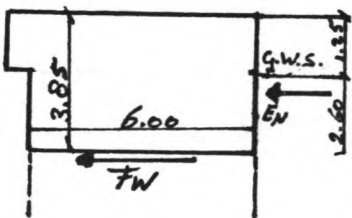
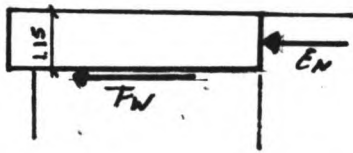
Gedimensioneerd wordt op een stoot van 180 kN/m'. Verder wordt ervan uitgegaan dat de coping niet mag verplaatsen, waardoor achter de constructie met neutrale gronddruk moet worden gerekend. (voor een passieve berekening is een overplaatsing nodig, zie bijlage I)

De stoot moet nu door twee krachten worden opgenomen nl. de kracht ontwikkeld door de neutrale gronddruk en de wrijvingskracht tussen de coping en de daaronder gelegen laag. Indien deze twee krachten niet in staat zijn de stoot op te nemen dan moet de coping aan de laag eronder c.q. de caisson worden verankerd.

Uit de berekening op blz. 19 volgt dat er achter de coping slechts een kracht ontwikkeld wordt van 5.79 kN/m. De wrijvingskracht tussen de coping en de laag eronder moet dus minimaal 174.21 kN/m' bedragen. Dit kan nooit met dit gewicht van de coping. Verankeren is dus noodzakelijk. In het geval van een caissonconstructie is de optossing eenvoudig. De wapening van de caisson moet in de coping worden doorgezet. Deze wapening moet dan in staat zijn de (dwars)kracht op te nemen.

Anders is dit bij de blokkenconstructie. De coping moet aan de daaronder liggende laag vastgemaakt worden. Eén en ander is ^{te}realiseren door in het blok (laag 2) wat wapening op te nemen, en dit aan de bevenzijde van het blok te laten uitsteken. Deze wapening kan dan in de coping doorgezet worden. (coping wordt in het werk gestort. Een berekening moet worden uitgevoerd of dit samengestelde blok wel in staat is de stoot op te nemen. De berekening van de E_n (kracht door de neutrale gronddruk) is weergegeven op blz. 19.

(bij deze berekening is de gunstige kracht t.g.v. het water niet meegenomen.)



BEREKENING	NEUTRAAL	
BOVENBELASTING	0	KN/M'
HOEK DELTA VAN E	0	GRADEN

TOTALE HOOGTE	1.15	M
AANTAL PARTJES	10	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	19	KN/M ³
C-WAARDE	0	KN/M ²

LABDA WAARDE	.46	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	5.79	KN/M'
SOM MOMENT	2.24	KNM/M'

TOTALE HOOGTE	1.15	M
E DOOR KORREL	5.79	KN/M'
E DOOR GRWATER	0	KN/M'
M DOOR KORREL	2.24	KNM/M'
TOTAAL E	5.79	KN/M'
TOTAAL MOMENT	2.24	KNM/M'

Bepaling E_n v.d coping.

BEREKENING	NEUTRAAL	
BOVENBELASTING	0	KN/M'
HOEK DELTA VAN E	0	GRADEN

1 E DEELHOOGTE	1.25	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	19	KN/M ³
C-WAARDE	0	KN/M ²

LABDA WAARDE	.46	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	6.84	KN/M'
SOM MOMENT	2.66	KNM/M'

2 E DEELHOOGTE	2.6	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M ³
C-WAARDE	0	KN/M ²

LABDA WAARDE	.46	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	44.82	KN/M'
SOM MOMENT	50.51	KNM/M'

TOTALE HOOGTE	3.85	M
E DOOR KORREL	50.86	KN/M'
E DOOR GRWATER	33.8	KN/M'
M DOOR KORREL	71.15	KNM/M'
TOTAAL E	84.66	KN/M'
TOTAAL MOMENT	100.44	KNM/M'

Bepaling E_n voor samengesteld blok

In dit geval blijft er voor de wrijving een kracht van ongeveer 100 kN/m' (180-84) over. Met een gewicht van het samengestelde blok van 350 kN/m' ($1.25 \times 22 \times 6 + 2.60 \times 12 \times 6$)⁽¹⁾, wordt de minimale wrijvings coëfficiënt $f = \frac{100}{350} = 0.3$. Dit is een waarde die makkelijk gehaald kan worden. Voor de wrijvingscoëfficiënt voor beton op beton wordt de waarde 0,65 als **maximum beschouwd**. Een verdere onderlinge verbinding is dus niet noodzakelijk.

- (1) 1.25 is hoogte v.d. constructie boven water, s.g. = 22 kN/m³
2.60 is hoogte v.d. constructie onder water, s.g. = 12 kN/m³

V-2 Fundatie en grondgegevens.

Een andere berekening, die voor alle gewichtsconstructies gelijk is, is de fundatieberekening. Zoals uit het rapport Grondonderzoek Containerhaven Curaçao blijkt is het grondonderzoek d.m.v. slagsonderingen door twee bedrijven uitgevoerd.

De resultaten, die door de firma Soleton uit Rijswijk zijn gevonden, zijn weergegeven in fig. 2 , blz. 51.

In de genoemde figuur is een dieptelijn weergegeven met een S.P.T.-waarde van 100.

(Het bodemprofiel is bepaald onder de kademuur.)

Ook is het verloop van de havenbodem gegeven.

Om de funderingsdiepte te bepalen is het nodig de kracht te kennen die de constructie op de grond uitoefent.

M.b.v. bijlage I, Blz. I-11, I-12, I-13, en I-14 is het mogelijk om de maximale gronddrukspanning te bepalen als functie van de hoogte van de constructie.

Op blz. I-11 wordt de verticale resultante gedefinieerd als RV.

De spanning, die op de grond wordt uitgeoefend, is dan gelijk aan RV/B , waarin B de minimale constructiebreedte is. (blz. I-13) Vanwege de eis, dat geen trek door de grond kan worden opgenomen (kern-kriterium), (blz. I-14) wordt de maximale druk op de grond:

$$\frac{RV}{B} + \frac{6MT}{B^2} = \frac{2RV}{B} \text{ in kN/m}^2$$

Buiten deze eis, ontstaan uit het feit dat de resultante binnen de kern moet vallen, is er nog de fundatie voorwaarde berekening volgens Brinch Hansen. (zie bijlage I, blz I-14a)

Deze controle berekening zal voor alle alternatieven moeten worden uitgevoerd, met uitzondering van die gevallen waarin rechtstreeks op de rotsbodem wordt gefundeerd. (ϕ -waarde heeft dan ook geen betekenis meer.)

X In het algemeen zal het criterium van Brinch Hansen een strengere voorwaarde~~x~~ voor de constructie betekenen dan de voorwaarden die voortvloeien uit het "kerncriterium". Beide voorwaarden worden in de berekeningen gecontroleerd.

X Gezien het havenbodempfiel (fig. 2, blz. 51) is besloten de te maken kademuur op verschillende dieptes te funderen. Als funderingsdiepte voor het diepere deel is 14,40⁻ gekozen. Deze diepte voldoet aan de eis voor de scheepvaart en men heeft geen probleem met de "rots" bij boring nummer 49 (fig. 2, blz. 51). Deze diepte kan worden toegepast vanaf 130 meter van het nulpunt. Wel moet er op meerdere plaatsen dieper gebaggerd worden, om voldoende draagkracht te bereiken. Op deze plaatsen moet dan een aanvulling plaatsvinden met grond met voldoende draagkracht (zand of kalksteen).

Voor het traject tussen 0 en 40 meter is gekozen voor een diepte van 9.4⁻m, en voor het traject tussen 40 en 130 meter voor een diepte van 12.10⁻ m.

De 40 meter kade met een funderingsdiepte van 9.40⁻ meter kan niet gebruikt worden voor de aanleg van zeeschepen. Hier moet zoveel rots worden weggehaald dat een diepere fundering problemen kan geven.

De genoemde lengtes zijn ontwerplengtes, de exacte lengtes in het bodempfiel zijn mede afhankelijk van de systeemmaat van de gekozen constructie. (bv Caisson lengte 50 meter, 50 meter 9.4⁻m 100 meter 12,1⁻, en 350 meter 14,4⁻) Zie tekening I, Een Gewichtconstructie als kademuur op Curaçao.

V-3 Tussen damwanden gestorte constructie..

Indien voor deze uitvoering gekozen wordt, kan m.b.v. het computerprogramma de breedte bepaald worden.

Als eerste wordt de vraag gesteld of er hier sprake is van actieve, passieve of neutrale gronddruk. Passieve gronddruk kan niet van toepassing zijn, maar indien alle verweerde diabaas weggegraven is, dan is de vraag of er nog enige verplaatsing mogelijk is (d.w.z. de nodige zetting om de λ actief te ontwikkelen).

Indien de berekening voor beide gevallen uitgevoerd wordt (zie uitvoer 1, 2), dan ontstaat een groot verschil in constructiebreedte. (funderingsdiepte \pm 18,5 meter, alle slappe grond wordt weggehaald en er vindt geen aanvulling plaats.)

Bij een actieve berekening met een hoek $\delta = 20^\circ$ wordt een breedte van 9,8 meter gevonden terwijl in het neutrale geval een constructie breedte van 12,7 meter noodzakelijk is.

Ter vergelijking is in uitvoer 3 nog een berekening weergegeven, waarin een actieve berekening is gemaakt, maar waarin de hoek δ nul gesteld is.

De helft van het verschil tussen de breedte van de constructie bij neutrale en actieve gronddruk (12,70 - 9,8) wordt veroorzaakt doordat een neutrale berekening uitgevoerd wordt met een $\delta = 0$.

In het geval van de tussen damwanden gestorte constructie, wordt alle slappe grond weggegraven en het beton wordt op de rots gefundeerd. Een tussenlaag wordt niet aangebracht zodat zettingen niet mogelijk zijn.

Het is dan ook noodzakelijk de berekeningen uit te voeren met neutrale gronddruk.

Controle berekeningen voor de fundatie (Brinch Hansen en de fundatie voorwaarde volgens de "kern") zijn niet nodig. De rotsbodem bezit voldoende draagkracht (S.P.T.-waarde 100).

De constructiebreedte wordt op \pm 18,50⁻, 12,70 meter.

Bij een gewichtsconstructie is het qua evenwichtsberekening toegestaan om de constructie naar boven toe te verjongen en zo beton te besparen. Maar in dit geval is een dergelijke verjonging niet eenvoudig aan te brengen. Het enige wat overwogen kan worden, is of ^{de} achterwand niet onder een hoek kan worden geplaatst.

Hiervan is afgezien omdat er problemen ontstaan bij het storten en bij het verdichten van het beton.

X Verder zal het plaatsen van de damwand niet eenvoudig zijn en het gebruik van de tussenschotten is niet mogelijk.

Wél wordt in het minder diepe gedeelte (blz. 38) een smallere constructie toegepast (11,5 meter resp. 9,5 meter).

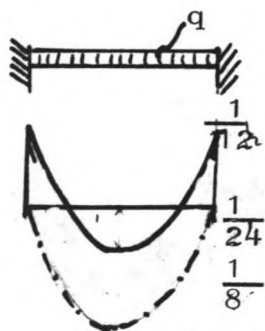
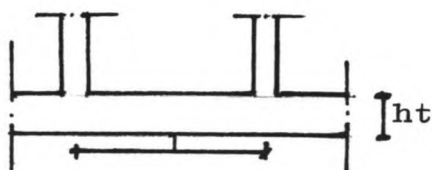
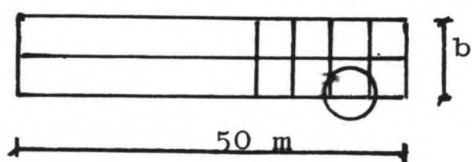
V-4 Caisson.

Een alternatief dat qua stabiliteitsberekening overeenkomt met een "blok" is de caisson-oplossing. Ook deze constructie kan met het computerprogramma van bijlage 2 berekend worden. Buiten het probleem van de actieve of neutrale gronddrukberekening, is hier ook de vraag welke waarde voor het soortgelijk gewicht van de constructie moet worden gekozen.

Dit soortgelijk gewicht van de constructie (= gewicht caisson + vulling / volume cais.) is van belang voor de evenwichtsberekening en kan door de keuze van uitvoering worden bepaald. Het is namelijk mogelijk om de gewapend betonnen caissons te vullen met beton maar, maar deze kunnen ook gevuld worden met grond (nat of droog) of b.v. alleen met water.

Voor al deze alternatieven is het noodzakelijk eerst globale afmetingen van de caisson te bepalen.

Gezien de lengte van de kade (500 meter) is gekozen voor 10 caissons met een lengte van 50 meter. (ontwerpafmeting)



— inklemming
 - - - vrije oplegging.

De caisson wordt uitgevoerd met tussenwanden, waardoor de wand tot het nevenstaande mechanisme mag worden geschematiseerd.

Bij een 100% inklemming wordt het veldmoment bepaald door $\frac{1}{24} q l^2$ met een daarbij behorend inklemmingsmoment van $\frac{1}{12} q l^2$. (vergl. vrije-oplegging, veldmoment $\frac{1}{8} q l^2$)

Of hier met een 100% inklemming gerekend mag worden is de vraag.

Bij een afname van het inklempercentage zal het inklemmingsmoment afnemen maar het veldmoment toenemen. (van $\frac{1}{24}$ naar $\frac{1}{8}$) Voor de berekening is voor het maatgevend moment $\frac{1}{12} q l^2$ gekozen.

Om de afmetingen van de wanden te bepalen is het noodzakelijk dat een ontwerpbelasting gekozen wordt. (q) Nu is deze belasting tijdens de bouw niet gelijk aan de belasting die optreedt bij de voltooide constructie. De verschillende belastingsgevallen zijn als volgt te verdelen:

- 1- De caisson is nog niet afgezonken, en drijft in de haven.
Belasting: Waterdruk tegen de buitenwanden, tegen de binnenwand alleen luchtdruk.
- 2- De caisson wordt afgezonken.
Belasting: Waterdruk tegen binnen- en buitenwand.
- 3- De caisson wordt gevuld met grond.
Belasting: Waterdruk tegen de buitenwanden, tegen de binnenwand werkt de waterdruk én druk veroorzaakt door de korrelspanning. Deze laatste waarde is moeilijk te bepalen, omdat er geen ruimte is om de korreldruk te ontwikkelen. Ook zal er door de geringe afstand tussen de wanden "silowerking" optreden.
- 4- De caisson wordt aan de achterzijde met grond aangevuld.
Belasting: Aan de voorzijde wordt de wand belast door de waterdruk en aan de achterzijde wordt de wand belast met de natte grond. Aan de binnenzijde is een zelfde belasting aanwezig als onder 3.

Nu is het alleen noodzakelijk de belasting gevallen 1 en 4 nader te beschouwen, omdat de andere gevallen nooit maatgevend kunnen zijn. (bij gelijke afmetingen van voor- en achterwand.)

Om echter belasting geval 1, drijvende caisson, te kunnen uitrekenen is het nodig de afmetingen en het gewicht van de caisson te kennen. Het is dan ook verstandig de caissons te berekenen op belastingsgeval 4, waarna een controle berekening kan worden toegepast voor geval 1.

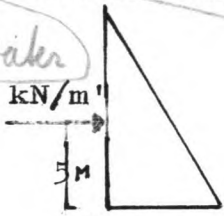
De berekening wordt uitgevoerd voor actieve gronddruk omdat verplaatsingen, door de aanwezigheid van de funderingslaag, na het afzinken van de caisson wel te verwachten zijn.

Uit uitvoer 4, blz. 57, volgen de waarden die voor de berekening noodzakelijk zijn. Belangrijk is nu welke krachten maatgevend zijn voor het belasting geval 4. Gekozen is om bij de wand berekening alleen rekening te houden met de EA-actief van de korrels

en niet met EA van de korrels en het grondwater. In belasting geval 4 is namelijk aan beide zijden van de wand water aanwezig waardoor hierdoor geen momentbijdrage mogelijk is, (drainage-systeem) Er wordt in de berekening dus geen rekening gehouden met de reducerende werking van de gronddruk in de caisson. (silowerking)

EA + E water

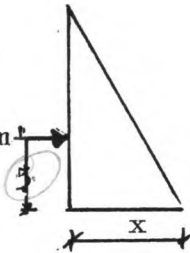
1717 kN/m'



M = 8513 kNm/m'

EA korrel

551 kN/m'



Het aangrijpingspunt van de totale grondkracht ligt op 5 meter (8513/1717) boven de teen van de constructie. Indien gerekend wordt met een driehoekig belastingsverloop dan wordt de ontwerpbelasting (zie figuur)

caisson = 14,9 m.

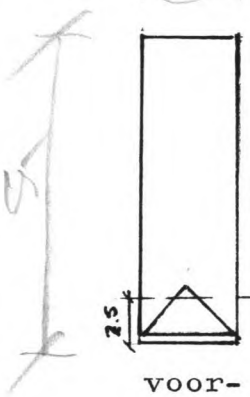
15 * x * x / 2 = 551 kN/m'

x = 7,2 kN/m²

5,65 m volgens blz. 57

volgens tek. 16 m.

5 m



voor-



zijaanzicht

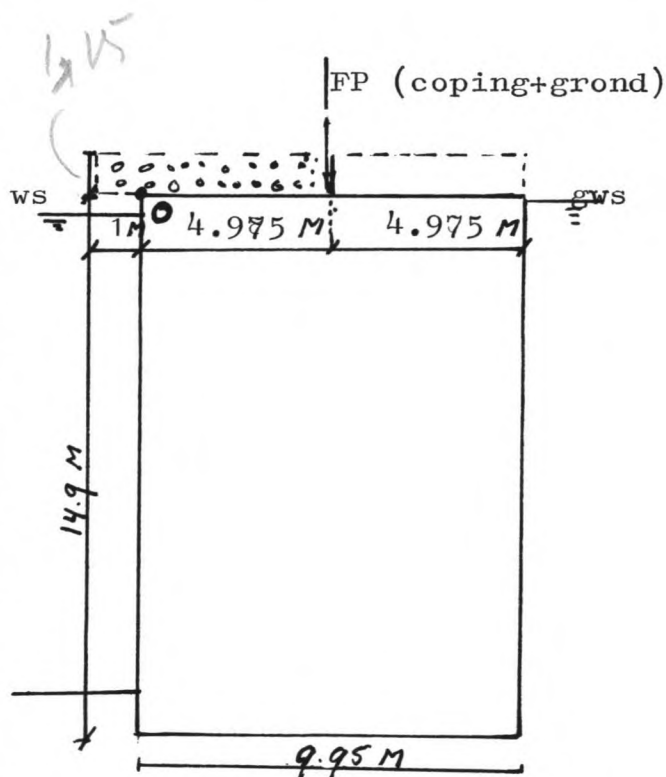
Om nu tot ontwerpbelasting te komen is het noodzakelijk dat een keuze wordt gemaakt over de afstand van de tussenwanden. Deze afstand bepaalt namelijk de hoogte waarop belasting maatgevend wordt. Bij het grondvlak, waar de grootste krachten aanwezig zijn, wordt een gedeelte van de kracht overgedragen naar het grondvlak. Bij afstand tussen de wanden van h.o.h. 5 meter en een bodem dikte van 0.5 meter, wordt de belasting 60 kN/m² (vloeilijnentheorie, lijnen onder 45°)

Alvorens een nadere berekening te geven voor de dikte van de wanden, waarbij de momenten, die optreden, moeten worden bepaald, wordt eerst, via een eenvoudige berekening, de afmeting van de caisson bepaald. Daartoe wordt de caisson als gewichtsconstructie als een geheel beschouwd, waardoor de minimale breedte van de caisson, voor wat betreft de stabiliteit, kan worden bepaald door het computerprogramma uit bijlage 2.

Voor een toepassing van dit programma is het noodzakelijk dat het soortelijk gewicht van de constructie wordt ingevoerd. (Hiermee wordt in het geval van de caisson het gewicht van het beton + het gewicht van vulling gedeeld door het totale volume bedoeld.) Dit is weer een functie van de dikte van de wanden. Er moet dus een **veronderstelling** voor de wand en bodem dik worden gemaakt. Een **zeer eenvoudig computerprogramma** bepaalt bij een bepaalde keuze van de afmetingen, het s.g. van de constructie. (blz 28). Door dit programma op te nemen als subroutine in het programma van bijlage 2, is het mogelijk om bij een keuze van de wanddiktes, lengte en hoogte van de caisson, de breedte te bepalen.

De belasting door de gewapend betonnen coping en de zich daarachter bevindende droge grond is voor deze eerste ontwerp-berekening als puntlast (FP) ingevoerd. (excentriciteit $\frac{1}{2} B$, t.o.v. C).
 $FP = 1.15 \left(\left(\frac{1}{2}B + 1 \right) \cdot 24 + \left(\frac{1}{2}B \cdot 19 \right) \right)$.

Als getalwaarden voor de actieve gronddruk en het daarbij behorende moment, worden de waarden van uitvoer 4, blz.57 gebruikt.



geschematiseerde Caissonconstructie

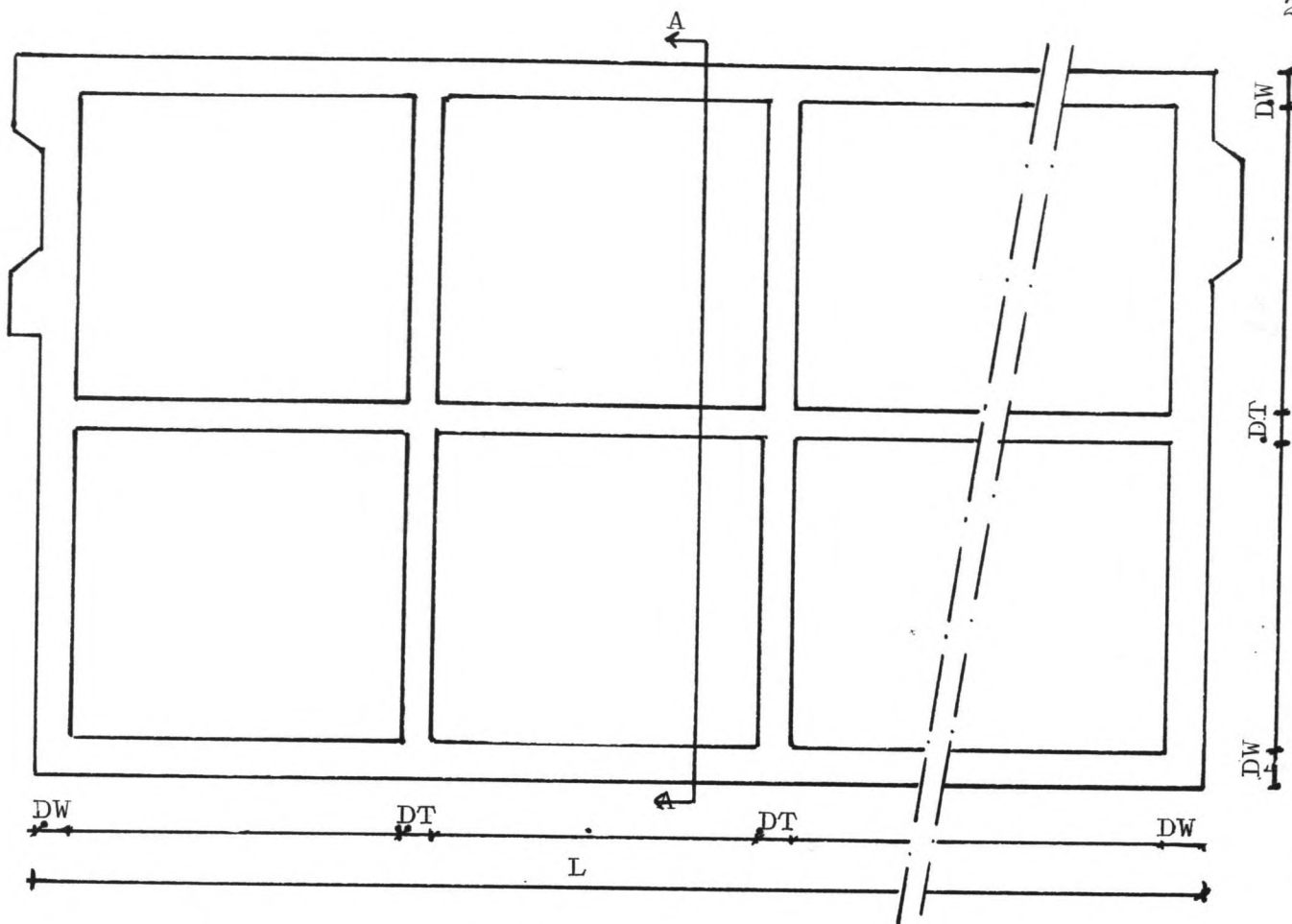
HOOGTE CONSTR.	14.9 M
E DOOR KORREL	551 KN/M'
MOMENT KORREL	3111 KNM/M'
WATERSTAND	14.4 M
GRONDWATERST	14.8 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
SG CONSTRUCTIE	20.96 KN/M3 → 21
PUNTLAST	0 KN/M'
EX. PUNTLAST	0 M
PL. COPING/GR.	300 KN/M'
EX. COPING+GR.	4.97 M
MOMENT OM MID.	4066.84 KNM/M'
RESULTANTE HOR	313.25 KN/M'
RESULTANTE VER	2457.75 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 3.64
 MIN. BENODIGDE WRIJWINGS-
 COEFFICIENT .13

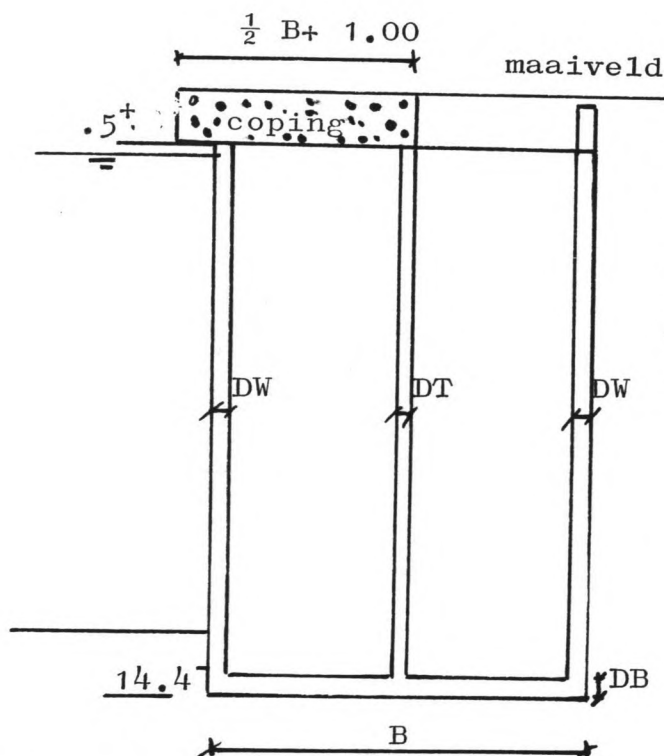
BREEDTE CONSTR 9.95 M

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR. 50 M
 PHI WAARDE 30 GRADEN
 MAX BELASTING 100775.46 KN
 VEILIGHEID .82



bovenaanzicht caisson.



REM CAISSON

```

INPUT "HOOGTE"; H
INPUT "LENGTE"; L
INPUT "BODEMW"; DB
INPUT "BUITEN"; DW
INPUT "BINNEN"; DT
INPUT "BREED "; B
TV=L*B*H
BU=(H-DB)*((2*L*DW)+(2*DW*(B-2*DW)))
BI=(H-DB)*((9*DT*(B-(2*DW)-DT))+(DT*(L-2*DW)))
BO=DB*L*B
VB=BU+BI+BO
VG=TV-VB
GE=((VB*24)+(VG*20))/TV
    
```

Waarin:

- TV= totaal volume
- BU= volume buiten wanden
- BI= volume binnen wanden
- BO= volume bodem
- VB= volume beton
- VG= volume grond

GE= soortelijk gewicht con. $\gamma_N = 20, \gamma_B = 24$

DRSN A-A, funderingsdiepte C-14,4-
 schaal 1:200

Zoals uit de uitvoer op pagina 27 duidelijk blijkt wordt aan de eerste drie testcriteria voor stabiliteit (bijlage I) voldaan bij een constructie breedte van 9,95 meter. Bij deze breedte wordt, bij een φ -waarde van 30° en een lengte van 50 meter, niet aan het criterium van Brinch Hansen voldaan. Nu is het mogelijk de breedte van de constructie te vergroten, maar een aanpassing van de lengte of van de φ -waarde behoort ook tot de mogelijkheden. In het onderstaande tabelletje zijn de waarden van de veiligheidscoëfficiënten volgens Brinch Hansen uitgezet als functie van de lengte van de caisson (L) en de waarde van φ .

$\varphi \backslash L$	40	45	50	55	60
30	0.85	0.86	0.86	0.86	0.86
31	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01
32	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
33	1.38	1.39	1.40	1.40	1.41
34	1.63	1.64	1.65	1.65	1.65

Uit de tabel blijkt dat de invloed van het verlengen van de caisson gering is. Een toename van de φ -waarde, van de gebruikte funderingsgrondslag, heeft wel een duidelijke invloed op de veiligheidscoëfficiënt. In figuur 1, blz. 50, Rekenmodel containerhaven Curaçao, wordt voor φ een waarde tussen 30° en 40° gegeven. Voor een veilige constructie moet de ongunstigste waarde gekozen worden, de berekening wordt dus uitgevoerd voor $\varphi = 30^\circ$.

Door deze keuze is een aanpassing van de breedte noodzakelijk.

BINNEN DE KERN

KANTELVEILIGHEID 4.26
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
COEFFICIENT .12

BREEDTE CONSTR 11 M

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR. 50 M
PHI WAARDE 30 GRADEN
MAX BELASTING 145498.54 KN
VEILIGHEID 1.1

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 4.85

Bij een invoering van dezelfde waarden als op blz 27, blijkt dat een caissonbreedte van 11 meter al voldoende is om aan het criterium van Brinch Hansen te voldoen. ($\varphi \cong 30^\circ$)

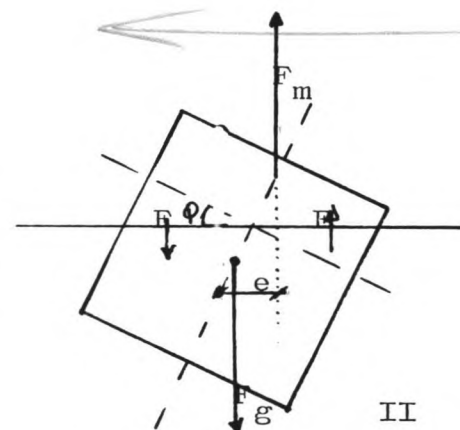
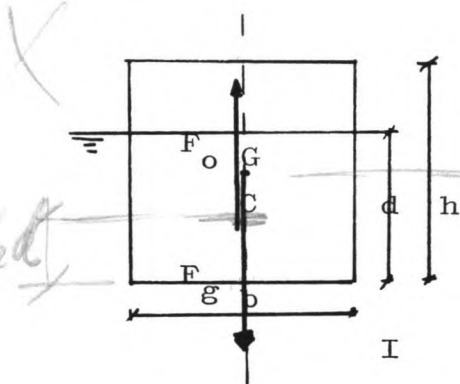
Nu een φ -waarde onder de constructie ingevoerd is, is de veiligheidsfactor tegen horizontaal afschuiven ook anders te definiëren:

$$\gamma = \frac{\tan(\varphi) * RV}{RH}$$

Waarin $\gamma > 1,5$ moet zijn.

Alvorens de controle berekening bij deze afmeting uit te voeren, zal eerst het transport van de caissons bekeken worden. Enige van belang zijnde begrippen zullen daarvoor eerst worden omschreven, met de daarbij behorende theorie.

- Het perspunt of drukkingspunt (C), het aangrijpingspunt van de opwaartse kracht.
- Het zwaartepunt (G),
- Het metacentrum, zie verder (M).
- De metacentrumhoogte, de afstand tussen het metacentrum en het zwaartepunt (m)



aangenomen -> niet juist!
rechthoekige

Er wordt uitgegaan van vierkante dwarsdoorsnede en een kleine uitwijkingshoek φ . Bij een kanteling over een kleine hoek φ ontstaat situatie II. Er geldt;

$F = \frac{1}{2} b \varphi \cdot \frac{1}{2} \frac{1}{2} b \rho g$ met een arm van $2/3 b$ geeft dit een moment van $1/12 \varphi b^3 \rho g$. Door samenstelling van dit moment en de kracht F_0 , ontstaat een kracht F_m met eenzelfde grootte, maar die werkt op een horizontale afstand e van het perspunt. Het snijpunt van de werklijn van F_m en de symetrie-as van het profiel, wordt het metacentrum genoemd.

Er volgt dan met $F_0 = \rho g b d$ dat

$$\rho g b d e = 1/12 \varphi b^3 \rho g$$

$$e = 1/12 b^2 / d \varphi$$

De metacentrum hoogte boven het drukkingspunt wordt dan $e/\varphi = b^2 / 12d$

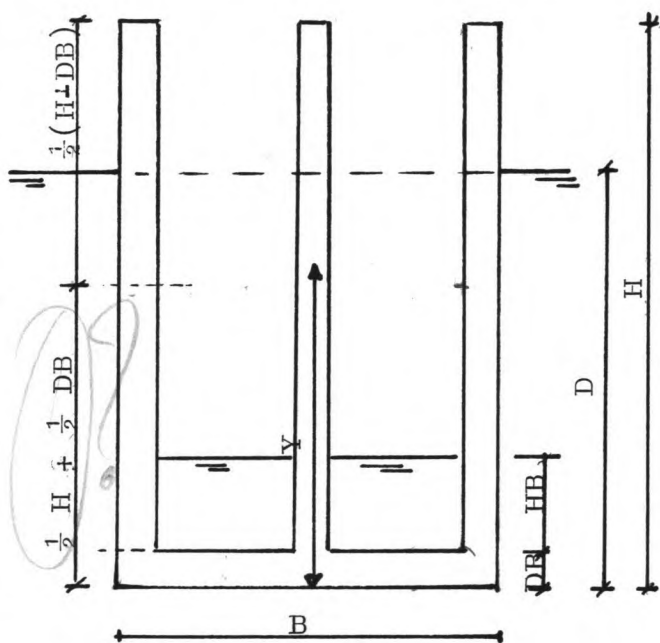
De afstand tussen G en C bedraagt $\frac{1}{2}h - \frac{1}{2}d$ waardoor de metacentrumhoogte (m)

$$m = \left(b^2 / 12d \right) - \frac{1}{2}(h-d) \text{ wordt.}$$

Van stabiliteit is sprake indien het metacentrum hoger ligt dan het zwaartepunt m.a.w. m moet groter dan 0 (nul) zijn.

Gezien de aard van het transport wordt hier niet met golfaanvalle gerekend. (transport in de haven)

Indien de caissons versleept worden zonder pontons o.i.d. zal de metacentrumhoogte groter dan 0 moeten zijn. Zoals uit de theorie op blz. 30 blijkt, is deze hoogte een functie van het gewicht en de afmeting van de constructie. Waarbij de gewichtsverdeling ook nog een belangrijke rol speelt. (de diepgang (d) wordt bepaald door het gewicht, de afmetingen en de ρ van water) Een groot verband is dus aanwezig tussen de keuze van de dikte van de wanden en de vloer. Gezien het verband met de berekening van het "soortelijk gewicht van de caisson", blz. 28, is voor de bepaling van de metacentrum hoogte ook weer een computer berekening gemaakt. De symbolen komen zoveel mogelijk overeen met die gebruikt op blz. 28.



Symbolen:

- BU = volume buiten wanden
- BI = volume binnen wanden
- B0 = volume bodem
- VW = volume ballastwater
- DW = dikte buiten wanden
- DT = dikte tussen wanden
- DB = dikte bodenvloer
- RO = dichtheid van water
- D = diepgang
- Y = hoogte zwaartepunt t.o.v. onderzijde vloer.
- M = metacentrumhoogte.
- HB = hoogte ballastwater
- MR = reductie van de metacentrumhoogte door het aanwezige ballastwater.

```

2500 REM METACENTRUM "
2502 RO=10.25: INPUT "S.G. "; RO: PRINT
2504 INPUT "BALAST H "; HB
2508 VW=HB*(L-2*DW-9*DT)*(B-2*DW-DT)
2510 D=(VW*RO+VB*24)/(L*B*RO)
2520 Y=((24/2*((B0*DB)+((BU+BI)*(H+DB))))+(VW*RO*(HB/2+DB)))/(VB*24+VW*RO)
2525 IF HB<>0 THEN MR=(1/12*2*(B/2-DT/2-DW)^3*(L-2*DW-9*DT))/(B*L*D)
2530 M=(B*B/(12*D))-(Y-D/2)-MR
2540 INPUT "LISTING Y OR N"; L$: PRINT "Y": IF L$="Y" THEN OPEN 1, 4: CMD1
2545 PRINT " METACENTRUM ": PRINT
2547 PV=RO: PRINT "S.G. WATER "; : GOSUB 5000
2549 PV=HB: PRINT "BALLAST HOOGTE"; : GOSUB 5000
2550 PV=D: PRINT "DIEPGANG "; : GOSUB 5000
2555 PV=Y: PRINT "ZW PUNT "; : GOSUB 5000
2560 PV=M: PRINT "ME HOOGTE "; : GOSUB 5000

```

READY.

dit is het gemiddelde soort gewicht van de caisson gevuld met grond!

hier alleen rekenen met s.g. beton = $24 \frac{kN}{m^3}$

per m' caisson:

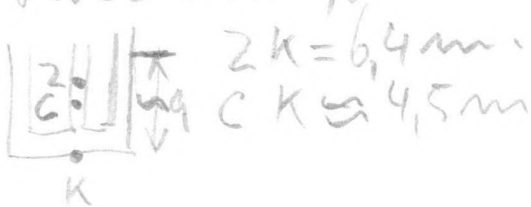
$$\left. \begin{array}{l} \text{langswanden} \\ \text{vloer} \\ \text{dwarswanden} \end{array} \right\} 14,9(2 \cdot 0,5 + 0,4) + (11 - 2 \cdot 0,5 - 0,4) \cdot 0,5 + (14,9 - 0,5) \cdot \frac{0,5}{5}$$

$$(11 - 2 \cdot 0,5 - 0,4) \cdot 24 = 948 \text{ kN/m'}$$

dwarswanden om de ca. 5 m, dik 0,5 m, dus per m' caisson $\frac{0,5}{5} = 0,1 \text{ m}$.

$$\text{diepgang} = \frac{948}{10,25 \cdot 11} \approx 8,4 \text{ m}$$

$$\text{vloer dik } 0,25 \text{ m dan diepgang} \approx \frac{1006}{10,25 \cdot 11} \approx 8,95 \text{ m}$$



$$h_{cm} = 0,11 - 1,9 = -1,79 \text{ m}$$

Indien de berekening uitgevoerd wordt ^{voor} de getalwaarden van blz. 29 (korrelbelasting uit uitvoer 4, dikte van de vloer en buitenwanden 0,5 meter, dikte tussenwanden 0,40 meter, constructiebreedte 11 meter, lengte caisson 50 meter) dan worden de volgende waarden gevonden.

DIKTE BODEM	.5 M	S.G. WATER	10.25 KN/M ³
DIKTE BINNEN	.4 M	BALLAST HOOGTE	0 M
DIKTE BUITEN	.5 M	DIEPGANG	8.16 M
SOORTELIJK GEW	20.94 KN/M ³	ZW PUNT	6.63 M
		ME HOOGTE	-1.32 M

Bij deze waarden zal de caisson direct omslaan. (topzwaar)
Er zullen dus maatregelen noodzakelijk zijn om de metacentrum hoogte te vergroten.

De volgende maatregelen kunnen worden getroffen;

- vergroten van de breedte van de constructie,
- veranderen van dikte van de wanden,
- veranderen van dikte van de vloer,
- aanpassen van de diktes van de wanden in de hoogte,
- ballasten van de caisson.

Aan een aantal van deze maatregelen moeten echter beperkingen opgelegd worden. De wanddiktes moeten wel voldoende zijn om de krachten op te nemen. Door het ballasten van de caisson neemt de diepgang toe. Hiermee dient rekening gehouden te worden met het verslepen van de caisson. (havenbodembedpte). Voor wat betreft het veranderen van de diktes van de wanden voor verschillende hoogtes van de caisson moet hier worden opgemerkt dat een dergelijke uitvoering zo lastig is (verschillende bekistingen) dat van dit alternatief is afgezien.

Een andere conclusie is nog te trekken uit de voorgaande berekening. Het blijkt dat bij deze afmetingen van de caisson de wanden niet moeten worden berekend op de belasting in het gebruiksstadium (belasting na in gebruik name van de kade) maar op de belasting in het transportstadium (belastingen die optreden tijdens het transport.) De belasting in het gebruiksstadium is berekend op 72 kN/m^2 (blz. 26, teen v.d. constructie) en bij de hier berekende diepgang van de caisson zal de overeenkomstige belasting in het transportstadium ongeveer 82 kN/m^2 bedragen. Om nu tot een keuze van de afmeting te komen zal de belasting in het gebruiksstadium als maatgevend worden gekozen. Dit wil dus zeggen dat het hoogteverschil tussen de buitenwaterstand en de hoogte van het ballastwater niet ^{meer} groter dan 7,2 meter mag

vloer dik 0,75 m dan $d = 8,95 \text{ m}$ (voor $B = 11 \text{ m}$)

Als ander criterium wordt de maximale diepgang van de caisson op 9m. gesteld, dit in verband met de diepte van de haven.

Als dan nog aan de voorwaarde tegen het kantelen (metacentrum-hoogte positief) moet worden voldaan, dan kan, met de dikte van de wanden zoals eerder gekozen, een voorwaarde voor de breedte worden bepaald.

Als eerste wordt de gekozen caisson (11 meter breed) geballast met 1 meter water:

S.G. WATER	10.25 KN/M ³
BALLAST HOOGTE	1 M
DIEPGANG	8.96 M
ZW PUNT	6.13 M
ME HOOGTE	-0.7 M

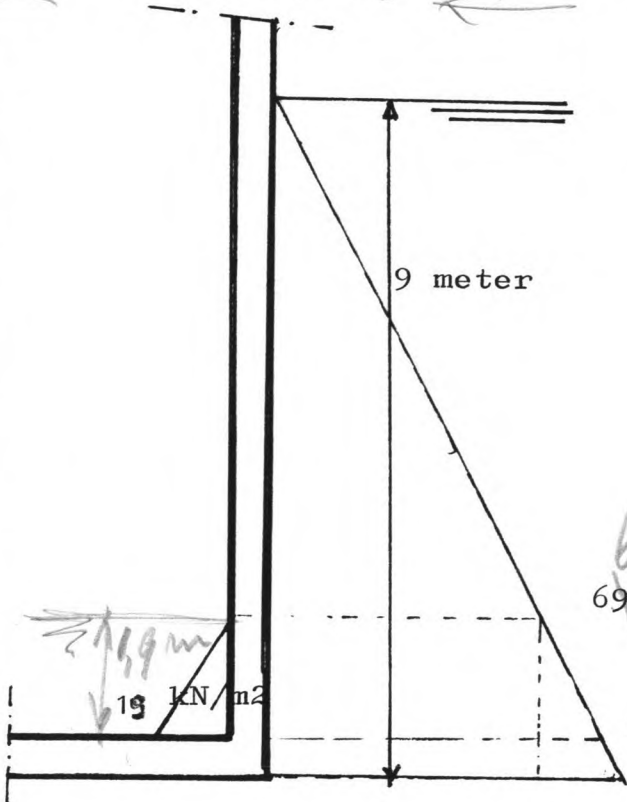
De diepgang van de caisson beperkt het verder ballasten, en de metacentrumhoogte blijft negatief. (instabiel) Een verbredening van de constructie is dus noodzakelijk. Na enig proberen blijkt, bij een caissonbreedte van 13 meter, en een waterdiepte in de caisson (ballast) van 1,90 meter, er een evenwichtssituatie te bestaan, waarbij een minimale hoogte voor het metacentrum wordt gevonden. (bij 12,5 meter breedte is er een evenwichtssituatie waarbij $m=0.04$ meter)

S.G. WATER	10.25 KN/M ³
BALLAST HOOGTE	1.9 M
DIEPGANG	8.99 M
ZW PUNT	5.65 M
ME HOOGTE	.25 M

Een controle berekening op het overschrijden van de belastinggrens is noodzakelijk.

zie blz. 32

Waarom de vloer niet dikker maken.



Uit het nevenstaande figuurtje volgt dat de maximale belasting tijdens het transport $69 \frac{6}{6}$ kN/m² bedraagt.

De belasting in het gebruikstadium blijft dus maatgevend.

$69 \frac{6}{6} \text{ kN/m}^2 = 85 - 19$

$85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

zie ook kopm. op blz. 35

Bij de berekening van de dikte van de wanden doet zich nu een complicatie voor. Doordat het noodzakelijk is de caisson 13 meter breed te maken, wordt de belasting aan de kopwand over 6,5 meter opgenomen (tijdens het transport) en zal dus een groter moment geven in de constructie, dan ontstaat aan de achterzijde van de caisson, waar de belasting opgenomen moet worden over 5 meter. (zie tekening 2, caisson)

Berekening van de afmetingen volgens V.B. 1974;

Voor- en Achterwand. (beide wanden worden gelijk belast in het transportstadium, in het gebruiksstadium wordt de achterwand zwaarder belast. Met oog op de symetrie worden beiden wanden even zwaar uitgevoerd; zie de veiligheidsfactoren)

veiligheidsfactor in het gebruiksstadium: 1,7

Bij een maatgevend moment van $\frac{1}{12} q l^2$, voor zowel het veld als het inklemmingsmoment geldt :

$$M = \frac{1}{12} 1.7 q l^2 = \frac{1}{12} 1.7 \times 60 \times 5^2 = 212.5 \text{ eenheid}$$

Uit de VB 1974 volgt, bij $W_o = 0.4$, B17,5, FeB 400, dat:

$$\frac{M}{bh^2} = 1500 \text{ waaruit volgt } h = \frac{212.5}{1500} = 0.38 \text{ meter}$$

betondekking (A-706 en B-707):

vochtig milieu, niet controleerbaar 0.035 meter

De totale wanddikte volgt uit:

$$ht = h + c + \frac{1}{2}\phi, \text{ waarin } \begin{array}{l} ht = \text{totale wanddikte} \\ h = \text{bovenstaand berekende h} \\ c = \text{dekking} \\ \phi = \text{diameter wapening} \end{array}$$

Bij een redelijke diameter van de wapening b.v. ϕ 16 cm, wordt de wanddikte:

$$ht = 0.42 \text{ meter}$$

Eenzelfde berekening kan worden gemaakt voor de zijwanden, hier wordt echter de afstand $l=6.50$ m, maar er kan met een lagere veiligheidscoefficient gerekend worden. De belasting op de zijwand komt alleen voor in het transportstadium. Met een veiligheidsfactor van 1.2 wordt $M= 253,5$ en $h= 0.41$ meter.

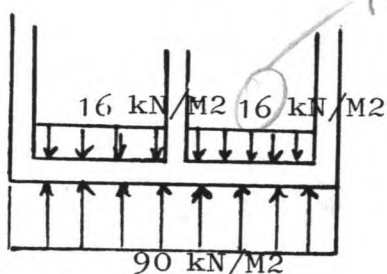
Gekozen is om alle buitenwanden uit te voeren met een dikte:

$$ht = 0.45 \text{ meter.}$$

bodem dikker (dikker 0,6m) i.v.m. pieksp.²
door ongelijkmatige belasting!

De bodem:

Gebruik wordt gemaakt van de VB 1974, tabel E-8.



De belasting. Het maximale moment in het bodemvlak treedt op tijdens het transport. Hiervoor is het wel noodzakelijk dat de fundering goed is afgewerkt om piekspanningen te voorkomen. Het belasting geval voor de vloer tijdens het transport, is in het nevenstaande figuurtje weergegeven. Bij het verlagen van de ballast waterstand, zal de caisson minder diep gaan liggen, waardoor de op de bodem werkende belasting gelijk blijft. Voor de veiligheidscoëfficiënt, tijdens het transport, wordt weer 1.2 gekozen.

Volgens tabel E-8, VB 1974, volgt dan;

$$0.001 \cdot q \cdot l_x^2 = 2.22$$

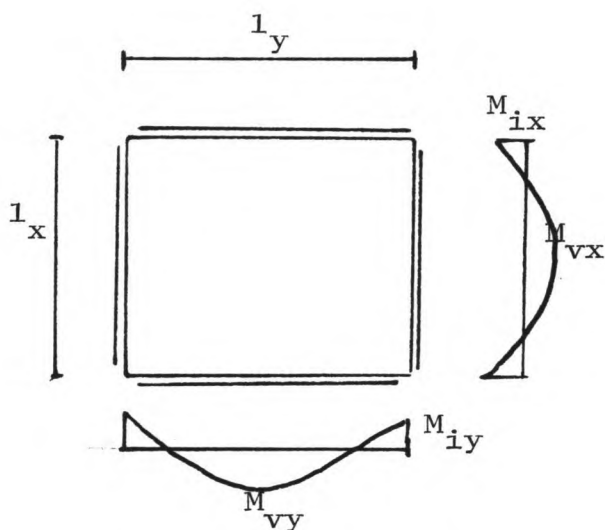
$$l_y / l_x = 1.30$$

$$M_{vx} = 2.22 \cdot 32 = 71$$

$$M_{vy} = 2.22 \cdot 12 = 27$$

$$M_{ix} = 2.22 \cdot 72 = 160$$

$$M_{iy} = 2.22 \cdot 55 = 122$$



M.b.v. de formules op blz. 34 volgt nu dat een bodemdikte van 0.37 meter voldoende is. Door de onzekerheid bij het afwerken van de fundering wordt de bodem even dik uitgevoerd als de wanden (0.45 m). Voor de tussenwanden, die nauwelijks op een moment belast worden, is nu een dikte van 0.25 meter gekozen.

Om een exacte berekening te maken voor de momentenverdeling over de caisson zou een handberekening volgens CROSS kunnen worden uitgevoerd. Gezien echter het aantal "staven" en "knooppunten" voor een berekening van dit caisson is dit vrijwel ondoenlijk. Computer programma's kunnen hier uitkomst bieden. (bv Plane Frame Program)

De hier gevolgde procedure ($\frac{1}{12} q l^2$ als maatgevend moment) is in ieder geval voldoende veilig.

niet juist! een dikkere bodem heeft
het zwaartepunt meer beneden, dus
dan wordt Z_c kleiner!

Bij deze afmetingen moet nu een controle berekening worden uitgevoerd. Daar de instabiliteit tijdens het transport het grootste probleem was, wordt eerst hiervoor de controle uitgevoerd. Met een caissonbreedte van 13 meter volgt:

DIKTE BODEM	.45 M
DIKTE BINNEN	.25 M
DIKTE BUITEN	.45 M
SOORTELIJK GEW	20.69 KN/M ³

? → zie opm. blz. 32!

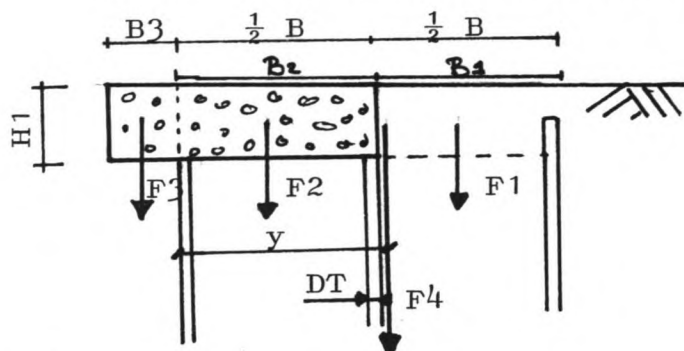
METACENTRUM

S.G. WATER	10.25 KN/M ³
BALLAST HOOGTE	3.5 M
DIEPGANG	8.97 M
ZW PUNT	4.97 M
ME HOOGTE	.8 M

Door de veranderde bodemdikte wordt dus het metacentrum gunstig beïnvloed. (vergl. uitvoer blz. 33) Wel moet er meer geballast worden, de ballast hoogte bedraagt nu 3,5 meter, maar ook dit zal een gunstige invloed hebben op de belastingen tijdens het transport. De maximale belasting tijdens het transport bedraagt nu ongeveer 50 kN/m². (vergl. blz. 33; $8.97 - 3.5 - .45 = 5.02 \approx 50 \text{ kN/m}^2$.)

Een totale controleberekening moet nu nog worden uitgevoerd waarbij de juiste waarden voor de belasting door de coping kunnen worden ingevoerd, alsmede een belasting veroorzaakt door een puntlast (b.v. kraanbaan)

Voor het bepalen van de belasting op de caisson, van de coping en de daarachter liggende grond, is weer een eenvoudige computerberekening gemaakt. Eén en ander is direct uit de figuur te bepalen. Voor het bepalen van de kracht met de daarbij behorende excentriciteit t.o.v. de voorzijde van de caisson, dienen de breedte (B), de hoogte van de coping (H1), de tussenwanddikte en de overstekbreedte bekend te zijn. Uitgegaan is dat de coping aan de achterzijde op de tussenwand wordt opgelegd.



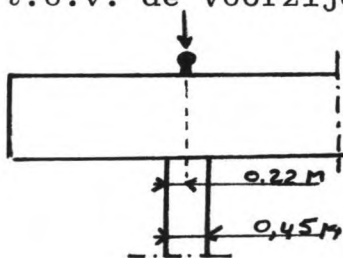
$$\begin{aligned}
 B1 &= B/2 - DT/2 & F1 &= B1 * H1 * 19 \\
 B2 &= B/2 + DT/2 & F2 &= B2 * H1 * 24 \\
 F3 &= B3 * H1 * 24 \\
 F4 &= F1 + F2 + F3 \\
 Y &= (F1 * (B1/2 + B2) + F2 * B2/2 - F3 * B3/2) / F4
 \end{aligned}$$

X * 5.6 m * ?

Bij een caissonbreedte van 13 meter en een tussenwanddikte van 0.25 meter worden de waarden:

HOOGTE COPING 1.15 M
 OVERST. COPING 1 M
 KRACHT TOTAAL 349.74 kN/M' $\rightarrow 7250$
 EXCEN. VOORZIJD $\overset{E.O.V.}{\text{de}}$ 5.6 M = y

Voor de kraan is, inclusief de last, een ontwerpgewicht van 500 kN gekozen. Nu zal dit gewicht niet als een puntlast in één punt aangrijpen. In het ongunstigste geval zal het totale gewicht door de twee voorste (=poten die het dichtst aan de waterkant staan) poten van de kraan moeten worden opgenomen. (de kraan staat op het punt a) Doordat de kraan op een rail geplaatst is, is het redelijk om deze totale last b.v. te spreiden over 5 meter kadelengete. De kademuur wordt dan belast door een (lijn-) last van 100 kN/m'. Het aangrijpingspunt van deze kracht is variabel, door het verplaatsen van de last, zal ook de resultante van de kracht door die last en de kracht t.g.v. het gewicht van de kraan, verplaatsen. In het extreme geval (bijna kantelen v.d. kraan) zal de resultante t.p.v. de rail aangrijpen. In het geval van de caisson wordt de voorste rail boven het midden van de voorste caissonwand gemonteerd, dus dient de veiligheids-berekening te worden uitgevoerd met een kracht van 100 kN/m' met een excentriciteit o.v. de voorzijde van de constructie van 0.22 meter. (zie figuur



In het onderstaande is de berekening uitgevoerd voor twee gevallen. Geval 1 geeft de veiligheidscoëfficiënten in de onbelaste toestand, d.w.z. de troskracht en de puntlast zijn beide 0, en geval 2 geeft de overeenkomstige waarden in de belaste toestand. Zoals duidelijk te zien wordt bij deze afmetingskeuze nergens een kritieke waarde overschreden. De controle tijdens het transport is uitgevoerd op blz 36, en de daar gevonden metacentrumhoogte van 0,8 meter voldoet aan de gestelde eisen.

PL = $\frac{1}{\text{mass}}$?



HOOGTE CONSTR.	14.9 M
E DOOR KORREL	551 KN/M'
MOMENT KORREL	3111 KNM/M'
WATERSTAND	14.4 M
GRONDWATERST	14.8 M
TROSKRACHT	0 KN/M'
SG CONSTRUCTIE	20.69 KN/M ³
PUNTLAST	0 KN/M'
EX. PUNTLAST	0 M
PL. COPING/GR.	349.74 KN/M'
EX. COPING+GR.	5.6 M
MOMENT OM MID.	3908.44 KNM/M'
RESULTANTE HOR	283.25 KN/M'
RESULTANTE VER	2962.42 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 6.26
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
COEFFICIENT .1

BREEDTE CONSTR 13 M

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	50 M
PHI WAARDE	30 GRADEN
MAX BELASTING	269610.69 KN
VEILIGHEID	1.82

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 6.03

HOOGTE CONSTR.	14.9 M
E DOOR KORREL	551 KN/M'
MOMENT KORREL	3111 KNM/M'
WATERSTAND	14.4 M
GRONDWATERST	14.8 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
SG CONSTRUCTIE	20.69 KN/M ³
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	.22 M
PL. COPING/GR.	349.74 KN/M'
EX. COPING+GR.	5.6 M
MOMENT OM MID.	5032.94 KNM/M'
RESULTANTE HOR	313.25 KN/M'
RESULTANTE VER	3062.42 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 5.5
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
COEFFICIENT .1

BREEDTE CONSTR 13 M

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	50 M
PHI WAARDE	30 GRADEN
MAX BELASTING	232293.52 KN
VEILIGHEID	1.51

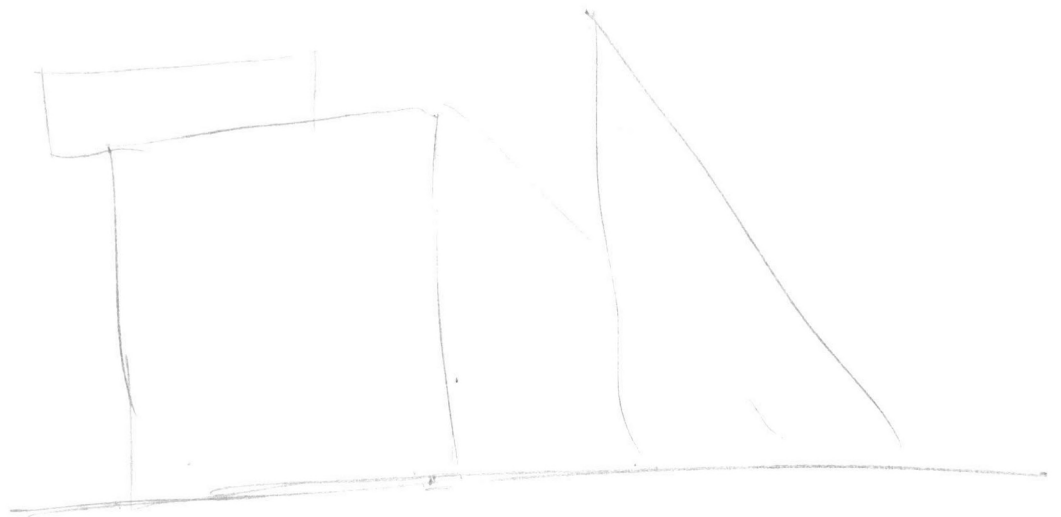
AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 5.64

geval I

geval 2

De definitieve Caisson berekening. (tekening II)

X Tot slot dient er nog een controle te worden uitgevoerd. Hoe gedraagt de constructie ^{hier} onder extreme waterstanden, en in hoeverre komen deze variaties in de haven van Curaçao voor. Zoals al in de inleiding beschreven zijn de waterstands variaties in de haven van Curaçao zeer gering. In de uitvoer op blz. 39 is de berekening afgebeeld waarin de laagst mogelijke waterstand wordt weergegeven (bij gelijkblijvende belastingen en grondwaterstand), waarbij nog juist aan de veiligheidsfactor van Brinch Hansen wordt voldaan. Bij een waterstandsvelaging van 1,3 meter wordt nog juist aan de voorwaarden voldaan. Een dergelijke waterstands afwijking is voor Curaçao ondenkbaar en dus is de constructie voldoende veilig. Dit nog afgezien van het feit dat er, in de hier bepaalde extreme toestand, een waterstandsvariatie tussen het grondwater en het buitenwater aanwezig is van 1,7 meter, hetgeen niet reëel is.



$\rightarrow +1,05 = 16,05 \text{ m.}$

HOOGTE CONSTR.	14.9	M
E DOOR KORREL	551	KN/M'
MOMENT KORREL	3111	KNM/M'
WATERSTAND	13.1	M
GRONDWATERST	14.8	M
TROSKRACHT	30	KN/M'
SG CONSTRUCTIE	20.69	KN/M3
PUNTLAST	100	KN/M'
EX. PUNTLAST	.22	M
PL. COPING/GR.	349.74	KN/M'
EX. COPING+GR.	5.6	M
MOMENT OM MID.	6445.85	KNM/M'
RESULTANTE HOR	492	KN/M'
RESULTANTE VER	3146.92	KN/M'
BINNEN DE KERN		

KANTELVEILIGHEID 4.28
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
COEFFICIENT .16

BREEDTE CONSTR 13 M

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR. 50 M
PHI WAARDE 30 GRADEN
MAX BELASTING 160811.34 KN
VEILIGHEID 1.02

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 3.69

X uitvoer "extrem waterstand".

(in de haven)

Een controle bij een extreme stijging van de waterspiegel is niet noodzakelijk omdat dit de veiligheid ten goede komt. Een controle op een stijging van de grondwaterspiegel is ook niet noodzakelijk. Dit komt omdat bij de berekeningen al met een extreem hoge grondwaterspiegel gerekend is. Normaal zal de grondwaterspiegel zich op N.M.P. 0 bevinden, en de berekeningen zijn uitgevoerd met een grondwaterspiegel van N.M.P. 0,4⁺ meter, hetgeen, voor een land waarin de neerslag zo gering is, zeker een maximale waarde vertegenwoordigd. (Bij tropische buien valt er in korte tijd wel veel water, maar dit water zal veelal het grondwater niet bereiken, en via oppervlakteafvoer worden afgevoerd.)

Om onderstroming te voorkomen, hoewel deze zeer gering zal zijn door de geringe variatie van de waterstanden, is het toch verstandig een drainagesysteem aan te brengen tussen het grondwater en het buitenwater.

Voor het minder diep gefundeerde gedeelte (zie tekening I, Een gewichtsconstructie als kademuur op Curaçao) worden caissons gebruikt met eenzelde breedte, maar met een aangepaste hoogte. Problemen met de stabiliteit zijn hierdoor niet te verwachten. Ook aan de funderingscriteria wordt voldaan. Een controle berekening dient te worden uitgevoerd m.b.t. de metacentrumhoogte.

METACENTRUM		METACENTRUM	
S.G. WATER	10.25 KN/M3	S.G. WATER	10.25 KN/M3
BREEDTE CAIS.	13 M	BREEDTE CAIS.	13 M
HOOGTTE CAIS.	9.9 M	HOOGTTE CAIS.	12.6 M
BALLAST HOOGTE	0 M	BALLAST HOOGTE	3.5 M
DIEPGANG	4.28 M	DIEPGANG	8.19 M
ZW PUNT	3.96 M	ZW PUNT	4.14 M
ME HOOGTE	1.47 M	ME HOOGTE	1.37 M

Beide caissons zijn stabiel.

V-5 Blokkenmuur. (figuur 4 blz 53, tekening no. I)

Een kademuur opgebouwd uit losse blokken is wel een gewichtsconstructie, maar de berekening kan niet op gelijke manier uitgevoerd worden als b.v. die van de caisson.

Bij dergelijke constructies wordt de berekening uitgevoerd voor een constructie uit één geheel, terwijl bij een blokkenmuur hiervan geen sprake kan zijn.

Elke blokkenlaag moet voldoen aan de criteria voor stabiliteit (zie bijlage I).

De berekening is weer uitgevoerd voor de ontwerp funderingsdiepte van N.M.P. 14.40⁻ en met grondgegevens zoals beschreven in het hoofdstuk fundatie en grondgegevens (blz. 20).

Ook hier wordt weer de berekening uitgevoerd met het computerprogramma dat beschreven staat in bijlage II,

Wel moet een veronderstelling gemaakt worden over het soort berekening. (actief, passief, neutraal.)

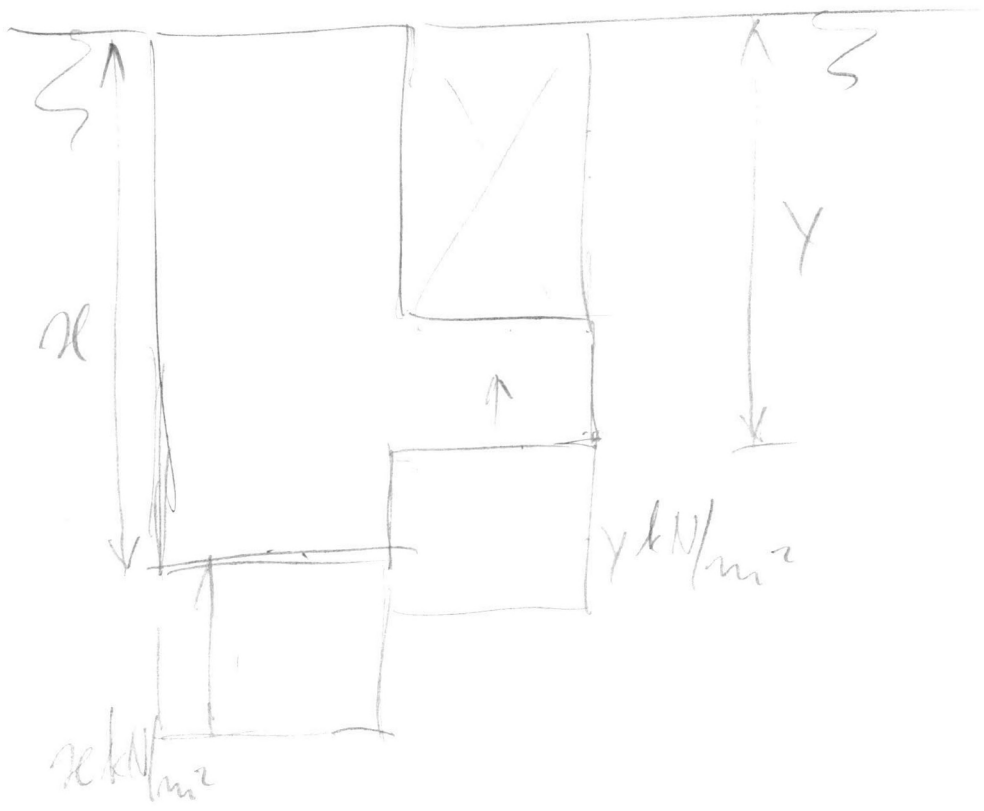
Van passieve gronddruk kan geen sprake zijn en gezien de mogelijkheden van vervormingen lijkt een actieve berekening aanvaardbaar. (zie bijlage I, actief - passief - neutraal)

Zoals in de handleiding van het computer programma beschreven, is het voor een berekening nodig om de grondmoot achter de kademuur in te delen in lagen met een specifiek karakter.

Dit geeft een indeling in drie lagen, nl. droge grond, natte grond met $\phi = 32,5^{\circ}$ en natte grond met $\phi = 30^{\circ}$.

Deze driedeling, met een sommatie over de diepte, geeft voorwaarden voor de breedte van de constructie (zie b.v. hfst. caisson), maar de constructie is dan als één geheel beschouwd.

Voor een blokken berekening zal dus een verdere opsplitsing gemaakt moeten worden waarbij deze tweede onderverdeling moet samenvallen met de onderkant van de blokken.

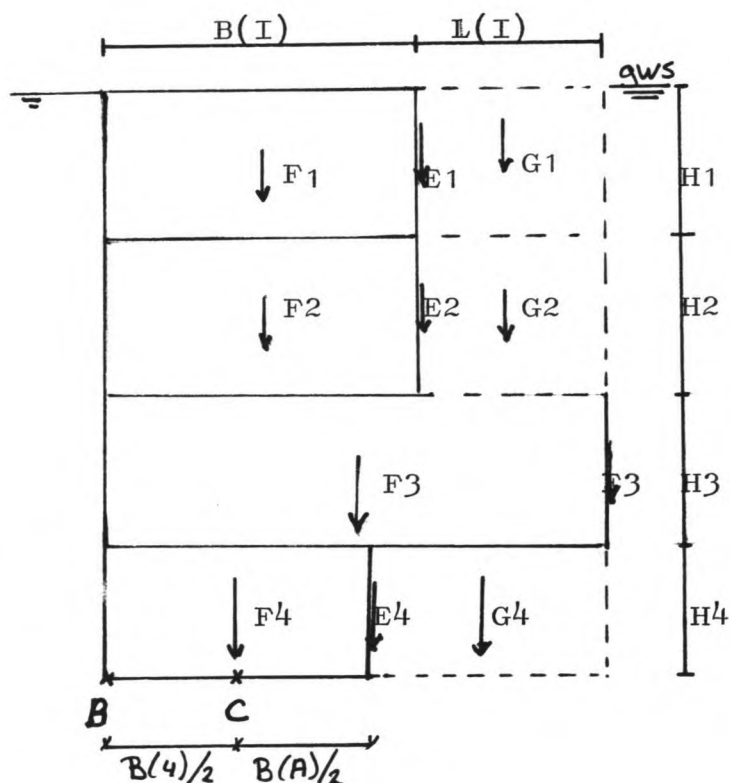


Om nu een dergelijke berekening te maken, in vergelijking met het bestaande ontwerp van D.O.W. Curaçao, is in eerste instantie de hoogte van de blokken gelijk gekozen aan die in het ontwerp van DOW. Om nu een evenwichtsberekening voor elke blokkenlaag toe te kunnen passen moet eerst de kracht en het moment, die op het blok werken worden bepaald. Daartoe is de grondkrachtberekening (uitvoer 4) nogmaals uitgevoerd, maar nu met een indeling in 9 grondlagen, waarvan er 7 samenvallen met de onderkant van de blokken. (zie uitvoer 5, blz. 58)

Om nu de evenwichtsberekenings voor elke blokkenlaag uit te voeren volgens het programma van bijlage 2, moeten er echter in het programma enige veranderingen worden aangebracht.

Bij het opstellen van de voorwaarden voor evenwicht (bijlage 1) is uitgegaan van een blokvormige constructie, die een bepaald soortelijk gewicht bezit. Bij los gestapelde blokken is dit moeilijk te bepalen omdat een deel van de grond, met een ander soortelijk gewicht, op de blokken rust. Buiten dit veranderende soortelijk gewicht, zal ook nog een moment worden geïntroduceerd.

Onderstaande subroutine bepaalt, bij invoering van de representatieve afmetingen, de Verticale resultante van het gewicht van de blokken $\frac{1}{2}$ de kracht door de EA $\sin \delta$ en het door deze krachten veroorzaakte moment tov. van B, (zie bijlage 1)



```

4100 M1=0:R1=0:FORI=1TOR
4110 F(I)=H(I)*B(I)*22
4115 MF(I)=F(I)*B(I)/2
4120 G(I)=H(I)*L(I)*SG(I)
4130 MG(I)=G(I)*(L(I)/2+B(I))
4140 ME(I)=E(I)*B(I)*SIN(D)
4150 R1=R1+F(I)+G(I)+E(I)*SIN(D)
4160 M1B=M1B+MF(I)+MG(I)+ME(I)
4170 NEXTI
4200 M2C=R1*(M1B/R1-B(A)/2)
4300 PRINTR1,M2C
4400 RETURN

```

met reël, indien de coping in
blok 1 is meegerekend.

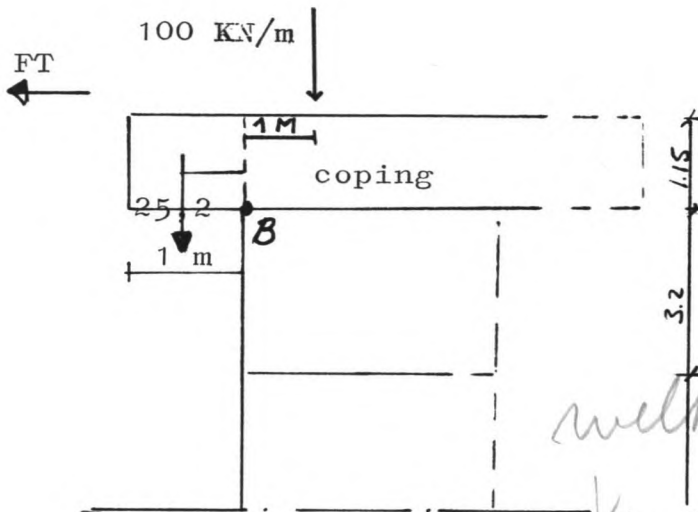
Waarin: I = de beschouwde laag
 A = totaal aantal lagen
 $F(I)$ = kracht door het gewicht van het blok
 $G(I)$ = kracht door het gewicht van de grond
 $E(I)$ = kracht t.g.v. E actief.
 R1 = verticale resultante van de krachten
 M1B = moment t.g.v. de krachten t.o.v. B
 M2C = moment t.g.v. de krachten t.o.v. C
 B = de afmeting van het breedste blok.
 $SG(I)$ = soortelijke gewicht van de beschouwde grondmoot.

Eén opmerking moet nog worden gemaakt, indien een berekening wordt uitgevoerd voor een constructie zoals weergegeven in de figuur op blz. 41. Voor het soortelijk gewicht voor de grondmooten 1 en 2 kan als getalwaarden 20 kN/m^3 worden ingevoerd. (stel waterspiegel aan de bovenzijde van de constructie.) De krachten op laag 3 zijn dan bekend. (G_1 en G_2 , F_1 en F_2 , E_1 en E_2) De opwaardse kracht wordt bepaald (zie bijlage I) door $(H_1 + H_2 + H_3) \cdot B \cdot 10$, indien de waterspiegel aan beide zijde van de constructie gelijk is. Bij een berekening voor 4 lagen ^{vertrekt} gaat de berekening analoog indien nu voor het S.G. van de vierde grondmoot, $SG(4)$, niet 20 kN/m^3 maar 10 kN/m^3 wordt ingevoerd. Bij een gelijkblijvende berekening van de opwaardse kracht, zal de totale resultante de juiste waarde aannemen.

Door deze ^{zwaarlijk} berekening is het ook nodig enige kleine veranderingen in het hoofdprogramma aan te brengen. Eén en ander is weergegeven op blz. II - 8.

Bij het bepalen van de breedte van een blok is het dus steeds noodzakelijk de afmetingen van de daarbovenliggende blokken te kennen.

In bijlage 1 is de controle berekening van Brinch Hansen gegeven voor een fundatie op zandgrond. Deze formule (blz I-14a) is een functie van allerlei grootheden, waarvan de φ -waarde en de breedte van de constructie, buiten de belastingen, de belangrijkste waarden zijn. Aangetoond is (zie hoofdstuk caisson) dat bij een geringe toename van de φ -waarde de veiligheid meer dan evenredig stijgt. In het eerste ontwerp is er van uitgegaan dat er voldoende draagkracht van de grond aanwezig is (voldoende φ -waarde, rotsbodem) om aan het criterium van Brinch Hansen te voldoen. In het tweede ontwerp wordt wel voldaan aan het Criterium van Brinch Hansen, en wel bij een maximale φ -waarde van 35°



Belastingen:

Belasting door de grond, zie uitvoer 5, blz. 58. (volgens D.O.)
Kraanbaanlast, 100 kN/m^2 op 1 meter vanaf de voorzijde kade (E)
Overstek van de coping wordt als lijnlast ingevoerd.

Belasting op de blokkenmuur werkt ontlastend (niet meegenomen.)

Troskracht (FT), 30 kN/m^2

HOOGTE CONSTR.	1.15 M
E DOOR KORREL	12.66 KN/M^2
MOMENT KORREL	6.15 KNM/M^2
WATERSTAND	0 M
GRONDWATERST	0 M
TROSKRACHT	30 KN/M^2
PUNTLAST	100 KN/M^2
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M^2
EX. COPING+GR.	-0.5 M
MOMENT OM MID.	469.38 KNM/M^2
RESULTANTE HOR	41.9 KN/M^2
RESULTANTE VER	339.64 KN/M^2
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 17.89
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-COEFFICIENT .12

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	8.3	0	19

In de nevenstaande berekening wordt er van uitgegaan dat de coping niet verbonden wordt met eerste blok. Er vindt dus buiten de wrijvings- en normaalkracht geen krachtsoverdracht plaats.

Bij een berekening waarin de coping en de eerste laag als één geheel beschouwd worden, wordt de breedte maat van de coping veel gunstiger. zie uitvoer op blz 44.

s.g. coping? zie blz. 19 → s.g. beton = 22 kN/m^3

Verklaringen:

laag	- nummer van de beschouwde laag
hoogte	- hoogte van de beschouwde laag in meters
B.blok	- breedte van het beschouwde blok in m.
B.grond	- breedte van de beschouwde grondmoot achter het blok. zie blz. 41-42 in m.
SG grond	- maatgevend s.g. van de beschouwde grondmoot in kN/m^3 .

HOOGTE CONSTR.	4.35 M
E DOOR KORREL	72 KN/M'
MOMENT KORREL	125 KNM/M'
WATERSTAND	2.7 M
GRONDWATERST	3.1 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	- .5 M
MOMENT OM MID.	497.41 KNM/M'
RESULTANTE HOR	109.26 KN/M'
RESULTANTE VER	530.02 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 4.53
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .21

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	5.7	0	19
2	3.2	5.7	0	20

HOOGTE CONSTR.	4.35 M
E DOOR KORREL	72 KN/M'
MOMENT KORREL	125 KNM/M'
WATERSTAND	1.4 M
GRONDWATERST	3.1 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	- .5 M
MOMENT OM MID.	580.9 KNM/M'
RESULTANTE HOR	135.91 KN/M'
RESULTANTE VER	589.03 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 4.76
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .23

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	0	19
2	3.2	6	0	20

Coping + 1 laag (geheel)

idem, bij extreme waterstand

Mede gezien de problemen, die ontstaan door de scheepsstoot, is gekozen voor een uitvoering waarin de tweelagen één geheel vormen. Voorzieningen hiervoor zijn wel nodig. Eén en ander is eenvoudig te realiseren door tijdens het maken van de laatste blokkenlaag enige wapening uit de blokken te laten steken (aan de bovenzijde) die dan weer kan worden opgenomen in de gewapend betonnen coping. De coping wordt in het werk gestort!.

Zoals uit de uitvoer blijkt, is een blokbreedte van 5.70 meter voldoende om stabiliteit te verzekeren. Bij een extreem lage waterstand is het echter noodzakelijk een grotere blokbreedte toe te passen. Hoewel dit een zeer extreme omstandigheid is, bij deze waterstand, zijn ook de troskracht en de puntlast maximaal aanwezig, is toch gekozen voor deze blokbreedte. (6 meter)

De berekeningen voor de andere lagen kan nu eenvoudig uitgevoerd worden. De waarden van de berekeningen zijn weergegeven op blz. 59. (zie ook blz. 53, afbeelding blokkenconstructie)

De bepaling van de breedte van het onderste blok is weergegeven op blz 45. Bij de lagen 5,6 en 7 is bij SG GROND de waarde 10kN/m³ ingevoerd, overeenkomstig de beschrijvingen op blz. 42.

gevaarlijk!

HOOGTE CONSTR.	16.05	M
E DOOR KORREL	551	KN/M'
MOMENT KORREL	3111	KNM/M'
WATERSTAND	14.4	M
GRONDWATERST	14.8	M
TROSKRACHT	30	KN/M'
PUNTLAST	100	KN/M'
EX. PUNTLAST	1	M
PL. COPING/GR.	25.2	KN/M'
EX. COPING+GR.	-5	M
MOMENT OM MID.	1879.11	KNM/M'
RESULTANTE HOR	606.17	KN/M'
RESULTANTE VER	1766.73	KN/M'
BINNEN DE KERN		

zie blz. 39 - zelfde waarde, doch constructie is hoger.

KANTELVEILIGHEID 1.6
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-COEFFICIENT .34

LAAG	HOOGTE	B. BLOK	B. GROND	SG GROND
1	1.15	6	1.8	19
2	3.2	6	1.8	20
3	2.9	6.7	1.1	20
4	2.4	7.8	0	20
5	1.9	6	1.8	10
6	2.3	6	1.8	10
7	2.2	6	1.8	10

*zie blz. 19
 22 kN/m³*

Afgezien van de ongunstige hoogte verdeling van de blokken, zullen de bovengenoemde afmetingen van de blokken voldoen aan de criteria voor stabiliteit, mits de grond voldoende draagkracht bezit. M.a.w. de fundering mag niet kunnen afschuiven, hetgeen alleen mogelijk is indien de fundering bestaat uit rotsbodem. Indien dit niet het geval is, is een controle berekening volgens Brinch Hansen noodzakelijk. (zie bijlage I) Zoals al in de genoemde bijlage beschreven, is de veiligheidsfactor van Brinch Hansen een functie van allerlei grootheden. Als belangrijkste moet de ϕ - waarde van de fundering worden ingevoerd. Een toename van deze waarde heeft een grote invloed op de veiligheid volgens Brinch Hansen. Berekeningen hebben ~~bepaald~~ *uitgewezen* dat bij een ϕ -waarde van 30° er onaanvaardbare afmetingen van de blokken ontstaan. Zoals ook uit figuur 1 blijkt, is dit de absolute ondergrens. Voor de uitvoering van de blokkenconstructie zal men dan ook de ϕ -waarde moeten verhogen d.m.v. verdichten van de funderingsgrondslag. Een verhoging tot een ϕ -waarde van 35° kan bereikt worden. Hogere waarden zijn niet reëel.

*X
 blz. 50*

Bij deze ϕ -waarde (35°) is ^{er}vechter, bij een constructiebreedte van 6 meter (onderste blok), geen veiligheid volgens Brinch Hansen.

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	500	M
PHI WAARDE	35	GRADEN
MAX BELASTING	322339.84	KN
VEILIGHEID	.36	

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 2.04

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	500	M
PHI WAARDE	35	GRADEN
MAX BELASTING	1014537.87	KN
VEILIGHEID	1.14	

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 2.04

breedte 6 meter

breedte 9 meter

Een oplossing voor dit probleem kan worden gevonden door het verbreden van het ondersteblok tot 9 meter. Een totale herberekening van de constructie is niet noodzakelijk. Door aan beide zijden het blok 1,5 meter breder te maken, (zie figuur blz. 53) vinden er geen fundamentele veranderingen plaats. Het midden van het blok, punt "C" , blijft op zijn plaats, en dus blijven ook de momenten t.o.v. dit punt gelijk. Alleen wordt de verticale resultante wat groter, hetgeen voor de veiligheid van Brinch Hansen gunstig ^{is}. Ook zal er een "grondmoot" op de verbreding rusten, maar ook dit introduceert een positieve bijdrage aan het moment. Deze verandering kan dus eenvoudig toegepast worden.

Bij het bekend zijn van de ϕ - waarde van de funderingsgrondslag wordt ook weer de afschuifveiligheid gegeven. ($= RV \times \tan \phi / RH$) Deze waarde is groter dan 1,5 waardoor de constructie voldoende veilig is tegen afschuiven.

Bij de breedteberekeningen van de verschillende blokken wordt de minimale benodigde wrijvingscoëfficiënt afgedrukt. Deze coëfficiënt is gedefinieerd als het quotient van de normaalkracht en de wrijvingskracht. (horizontaal) Zie bijlage I.

In figuur I, blz. 50, is voor beton op beton deze waarde op 0,65 gesteld. In geen van de gevallen wordt deze waarde ook maar enigzins benaderd, zodat van een vertanding is afgezien.

Tot slot nog een economische opmerking over het hier bepaalde ontwerp. Indien de afmetingen van de blokken nogmaals bekeken worden, dan valt een grote verscheidenheid aan blokken direct op. Door de verschillende hoogtes van de blokken moeten verschillende bekistingen worden gemaakt.

In het onderstaande ontwerp, zie ook tekening I, "een gewichtsconstructie als kademuur op Curaçao", worden de blokken meer volgens ~~na~~ standaard afmetingen gemaakt. Verder is er voor gezorgd dat het volume van de blokken zoveel mogelijk gelijk is.

De berekening **verloopt volledig gelijk** aan die gemaakt is met de afmetingen volgens het ontwerp van D.O.W. , en zal dan ook verder niet besproken worden. (zie ook blz. 58 en 60)

HOOGTE CONSTR.	3.85 M
E DOOR KORREL	60.77 KN/M'
MOMENT KORREL	94.44 KNM/M'
WATERSTAND	1 M
GRONDWATERST	2.6 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-0.5 M
MOMENT OM MID.	526.18 KNM/M'
RESULTANTE HOR	115.91 KN/M'
RESULTANTE VER	546.26 KN/M'
BINNEN DE KERN	

HOOGTE CONSTR.	16.05 M
E DOOR KORREL	551.41 KN/M'
MOMENT KORREL	3110.81 KNM/M'
WATERSTAND	14.4 M
GRONDWATERST	14.8 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-0.5 M
MOMENT OM MID.	1613.44 KNM/M'
RESULTANTE HOR	606.56 KN/M'
RESULTANTE VER	1773.12 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID	5.41
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS- COEFFICIENT	.21

KANTELVEILIGHEID	1.62
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS- COEFFICIENT	.34

LAAG	HOOGTE	B. BLOK	B. GROND	SO GROND	LAAG	HOOGTE	B. BLOK	B. GROND	SO GROND
1	1.15	6	0	19	1	1.15	6	2.1	19
2	2.7	6	0	20	2	2.7	6	2.1	20
					3	2.4	6.9	1.2	20
					4	2.1	8.1	0	20
					5	2.7	6	2.1	10
					6	2.7	6	2.1	10
					7	2.3	6	2.1	10

s.g. beton?

coping + 1 laag
extreme waterstand

berekening ondersteblok
afmetingen van de blokken.

Ook de controle berekening van Brinch Hansen moet weer worden uitgevoerd, en met een constructie breedte van 9 meter wordt de veiligheidscoëfficiënt voldoende groot.

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	500	M
BREEDTE CONSTR	9	M
MOMENT OM MID.	1613.44	KNM/M'
RESULTANTE HOR	606.56	KN/M'
RESULTANTE VER	1773.12	KN/M'
PHI WAARDE	35	GRADEN
MAX BELASTING	1112426.71	KN
VEILIGHEID	1.25	

AFSCHUIFVEILIGHEID	
GAMMA WAARDE	2.04

de volgen moeten wel grond-
dicht zijn!

De wrijvingscoëfficiënt en de afschuifveiligheid geven in dit ontwerp ook geen probleem.

Voor de blokken in het minder diep gefundeerde gedeelte kan/kunnen eenvoudig het onderste c.q. de onderste twee blokken worden weggelaten.

Stabiliteitsberekeningen zijn voor alle lagen toegepast, zodat geen extra controle berekening noodzakelijk is. Een funderingscontrole is echter wel nodig. Bij een constructie hoogte van 11.05 meter zijn geen extra maatregelen noodzakelijk, maar bij een ~~bij een constructie~~ constructiehoogte van 13.75 meter dient het onderste blok (laag 6) met 1 meter verbreed te worden. De respectievelijke funderingsdieptes worden dan N.M.P. 9.4⁻ meter en 12.10⁻ meter.

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	500	M
BREEDTE CONSTR	6	M
MOMENT OM MID.	-18.07	KNM/M'
RESULTANTE HOR	339.69	KN/M'
RESULTANTE VER	1323.17	KN/M'
PHI WAARDE	35	GRADEN
MAX BELASTING	1143784.04	KN
VEILIGHEID	1.72	

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 2.72

BRINCH HANSEN

LENGTE CONSTR.	500	M
BREEDTE CONSTR	7	M
MOMENT OM MID.	707.9	KNM/M'
RESULTANTE HOR	475.13	KN/M'
RESULTANTE VER	1563.06	KN/M'
PHI WAARDE	35	GRADEN
MAX BELASTING	952134.54	KN
VEILIGHEID	1.21	

AFSCHUIFVEILIGHEID
GAMMA WAARDE 2.3

funderingsdiepte N.M.P. 9.4⁻

funderingsdiepte N.M.P. 12.10⁻

Voor de overeenkomstige belastingen zie ook blz. 60.

Ook bij de blokkenmuur dient men pipping te voorkomen. Door de aanwezige voegen zal de grondwaterstand de buitenwaterstand vrijwel direct volgen, waardoor geen problemen door piping te verwachten zijn.

De lengte van de blokken, dwz de afmeting in de lengte richting van de kademuur, is op 1,8 meter gesteld, waardoor de blokken allemaal een gewicht krijgen van rond de 60 tonf.

VI Conclusie.

In de voorgaande hoofdstukken zijn een aantal alternatieven voor de gewenste kadeconstructie in Curaçao uitgewerkt. Een financiële afweging tussen de verschillende alternatieven is niet gemaakt en valt eigenlijk ook buiten het bestek van dit rapport. Daar echter de constructievormen qua aanzicht (alleen de coping is zichtbaar) allen gelijk zijn, zal een keuze ook niet op esthetische gronden kunnen plaatsvinden. Een voorkeur voor één van de uitgewerkte constructies is dan ook moeilijk te geven, want indien de constructies uitgevoerd worden zoals in dit rapport beschreven, voldoen ze allemaal aan de gestelde eisen.

Als echter alle voor en nadelen nogmaals bekeken worden, de tussen damwanden gestorte constructie blz. 10, de caisson blz. 9 en de blokkenconstructie blz.8, dan gaat de voorkeur toch uit naar het eerst genoemde alternatief.

De belangrijkste punten voor deze beslissing zijn:

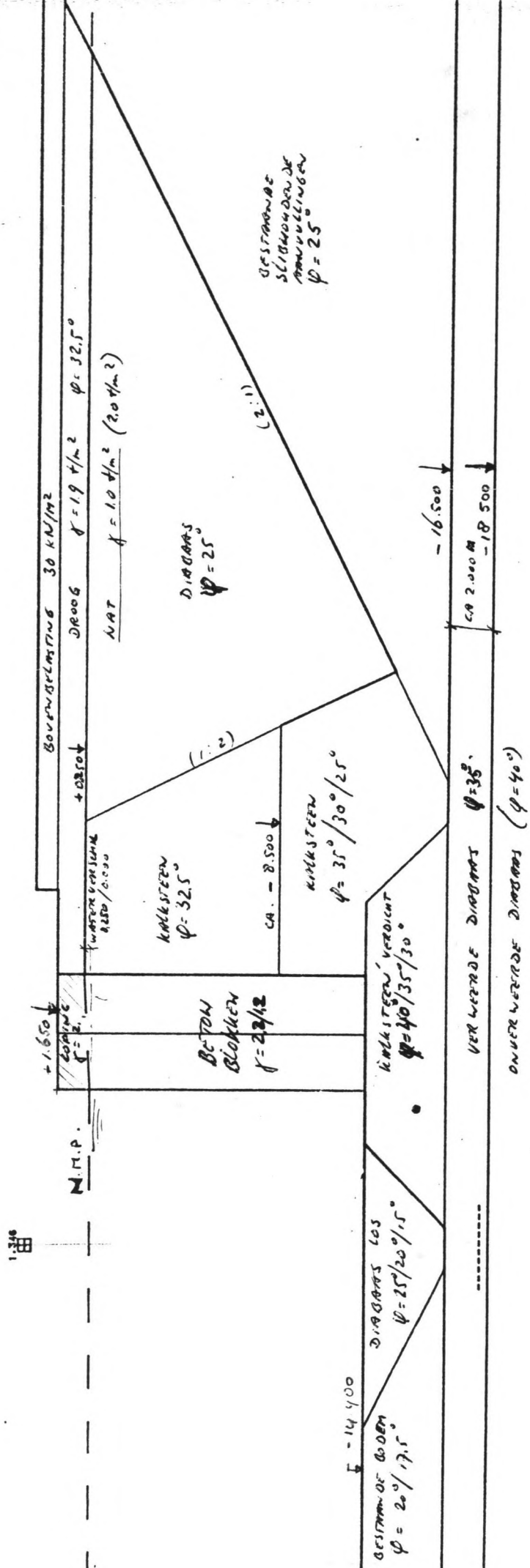
- Een technisch eenvoudige uitvoering is een groot voordeel op een eiland als Curaçao.
- Geen problemen met de afwerking van de fundering.
- In verhouding weinig equipment noodzakelijk.

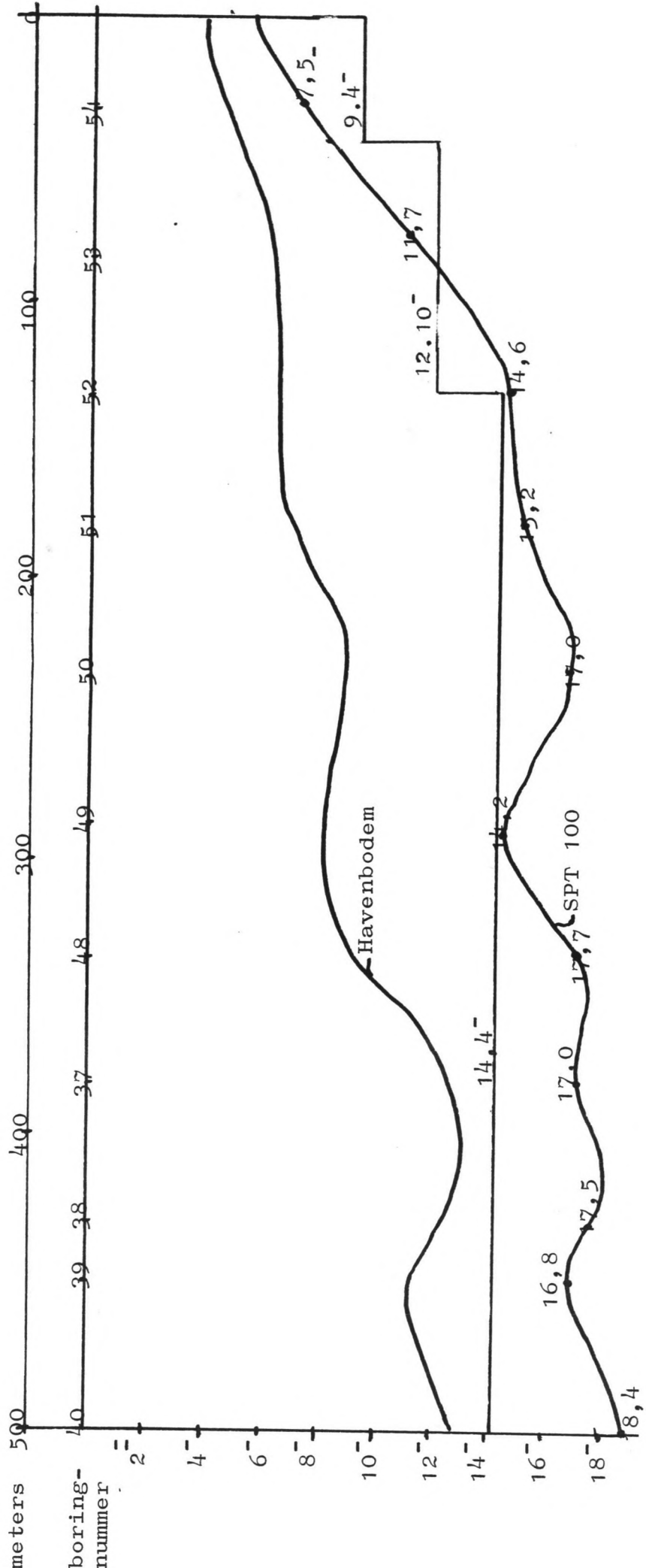
Nogmaals wordt er met nadruk op gewezen dat de keuze niet op financiële gronden gemaakt is. Met name zal de keuze van deze constructievorm geweldig kostbaar worden indien de damwandplanken niet teruggewonnen kunnen worden. In dat geval zal één van de andere alternatieven moeten worden gekozen.

BOLDERS h.o.m. 28 m. $H = 20.6 \text{ kN/m}^2$
 $V = 16.5 \text{ kN/m}^2$

WEGVINDINGS COEFF.: BETON - 0.65
BETON - STAEFSTEN (TANDEN)
 $\phi \psi = 0.58 / 0.70$

VERLICHTINGEN: KANTVELLICHTEN (2)
GLIJDVELLICHTEN 1.5





lengteschaal 1 : 2000.
 diepteschaal 1 : 200
 maten in meters
 dieptematen t.o.v. N.M.P.

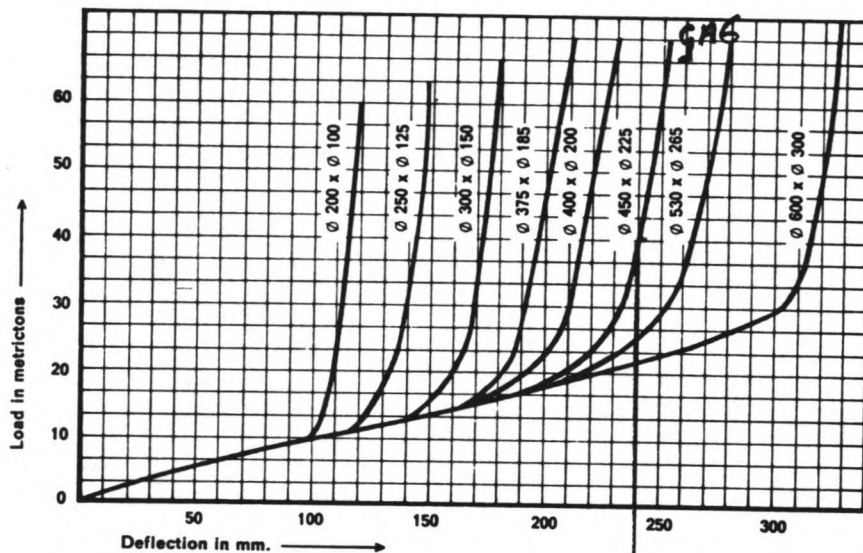
figuur 2- Bodemprofiel t.p.v. de kadeconstructie.

Voor boringnummer zie "Grondonderzoek Containerkade Curaçao".
 Voor situering zie tekening nummer 2.

CYLINDRICAL FENDERS

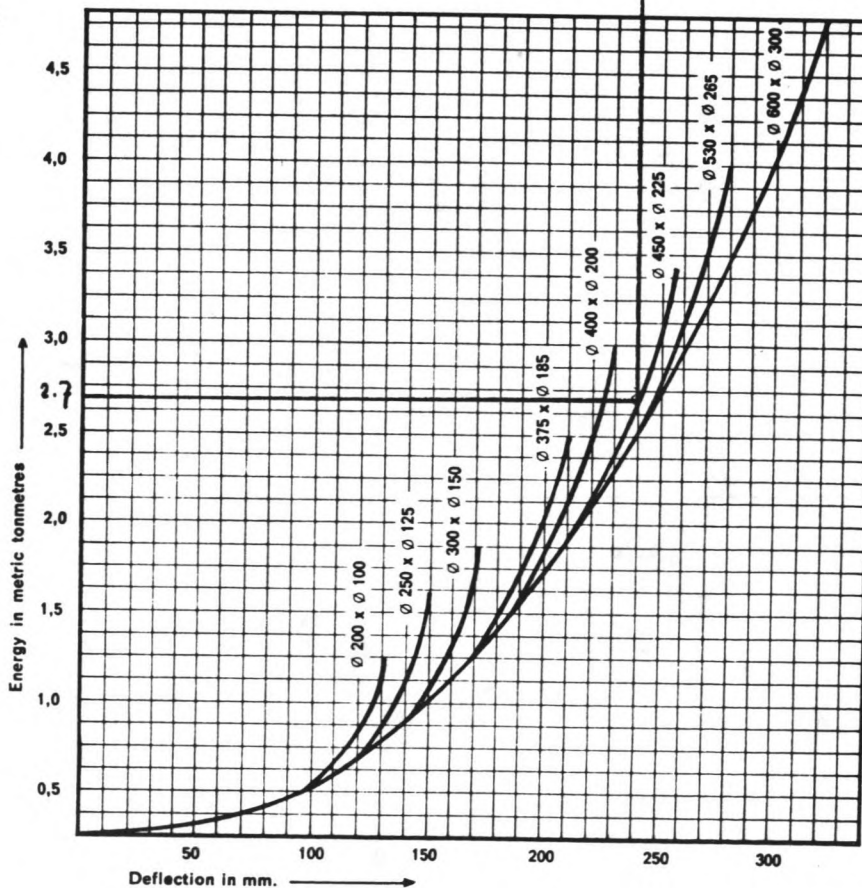
FIGUR 3

Force deflection graph

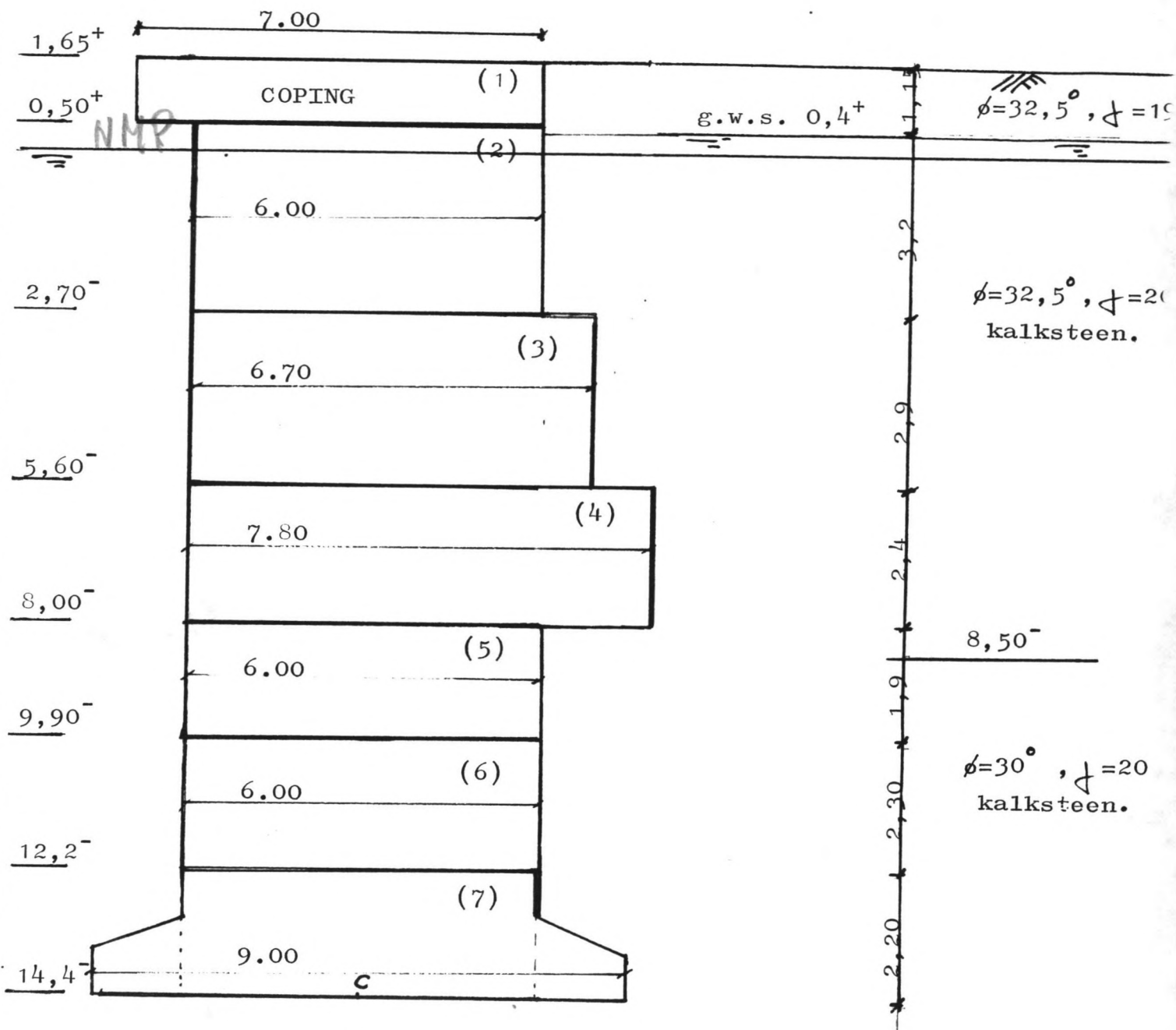


figuur 3, 2

Energy absorption graph



figuur 3, 1



Geschematiseerde blokkenconstructie,
 Hoogtematen overeenkomstig tekening
 nummer 78.03,005 Havenwerken Curaçao, DRSN 2

figuur 4, maten in meters.

Uitvoer 1

BEREKENING	NEUTRAAL	
BOVENBELASTING	30	KN/M'
HOEK DELTA VAN E	0	GRADEN

1 E DEELHOOGTE	1.25 M	
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	19	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.46	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	24.11	KN/M'
SOM MOMENT	13.65	KNM/M'

2 E DEELHOOGTE	8.75 M	
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.46	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	393.02	KN/M'
SOM MOMENT	1463.58	KNM/M'

3 E DEELHOOGTE	10 M	
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	30	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.49	
HOEK ALPHA	35.14	GRADEN
SOM E	937.67	KN/M'
SOM MOMENT	4281.84	KNM/M'

TOTALE HOOGTE	20	M
E DOOR KORREL	1354.81	KN/M'
E DOOR GRWATER	1757.81	KN/M'
M DOOR KORREL	10141.43	KNM/M'
TOTAAL E	3112.62	KN/M'
TOTAAL MOMENT	21127.76	KNM/M'

HOOGTE CONSTR.	20	M
E DOOR KORREL	1354.81	M
MOMENT KORREL	10141.43	M
WATERSTAND	18.5	M
GRONDWATERST	18.75	M
TROSKRACHT	30	KN/M'
SG CONSTRUCTIE	22	KN/M3
PUNTLAST	0	KN/M'
EX. PUNTLAST	0	M
PL. COPING/GR.	0	KN/M'
EX. COPING+GR.	0	M
MOMENT OM MID.	11257.72	M
RESULTANTE HOR	1431.37	M
RESULTANTE VER	5350.79	M
BINNEN DE KERN		

KANTELVEILIGHEID 3
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .27

BREEDTE CONSTR 12.64 M

BEREKENING	ACTIEF	
BOVENBELASTING	30	KN/M'
HOEK DELTA VAN E	20	GRADEN

1 E DEELHOOGTE	1.25	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	19	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.25	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	14.08	KN/M'
SOM MOMENT	7.39	KNM/M'

2 E DEELHOOGTE	8.75	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.25	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	229.5	KN/M'
SOM MOMENT	791.61	KNM/M'

3 E DEELHOOGTE	10	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	30	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.27	
HOEK ALPHA	34.42	GRADEN
SOM E	568.53	KN/M'
SOM MOMENT	2406.67	KNM/M'

TOTALE HOOGTE	20	M
E DOOR KORREL	812.1	KN/M'
E DOOR GRWATER	1757.81	KN/M'
M DOOR KORREL	5610.32	KNM/M'
TOTAAL E	2682.73	KN/M'
TOTAAL MOMENT	16596.65	KNM/M'

HOOGTE CONSTR.	20	M
E DOOR KORREL	812.1	M
MOMENT KORREL	5610.32	M
WATERSTAND	18.5	M
GRONDWATERST	18.75	M
TROSKRACHT	30	KN/M'
SG CONSTRUCTIE	22	KN/M3
PUNTLAST	0	KN/M'
EX. PUNTLAST	0	M
PL. COPING/GR.	0	KN/M'
EX. COPING+GR.	0	M
MOMENT OM MID.	6713.4	M
RESULTANTE HOR	888.65	M
RESULTANTE VER	4114.9	M
BINNEN DE KERN		

KANTELVEILIGHEID 3.01
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .22

BREEDTE CONSTR 9.81 M

BEREKENING	ACTIEF	
BOVENBELASTING	30	KN/M'
HOEK DELTA VAN E	0	GRADEN

1 E DEELHOOGTE	1.25	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	19	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.3	
HOEK ALPHA	28.87	GRADEN
SOM E	15.75	KN/M'
SOM MOMENT	8.92	KNM/M'

2 E DEELHOOGTE	8.75	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	32.5	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.3	
HOEK ALPHA	28.87	GRADEN
SOM E	256.77	KN/M'
SOM MOMENT	956.2	KNM/M'

3 E DEELHOOGTE	10	M
AANTAL PARTJES	20	
HOEK INW. WRIJVING	30	GRADEN
GRONDGEWICHT	20	KN/M3
C-WAARDE	0	KN/M2

LABDA WAARDE	.33	
HOEK ALPHA	30.13	GRADEN
SOM E	637.49	KN/M'
SOM MOMENT	2911.08	KNM/M'

TOTALE HOOGTE	20	M
E DOOR KORREL	910.02	KN/M'
E DOOR GRWATER	1757.81	KN/M'
M DOOR KORREL	6739.31	KNM/M'
TOTAAL E	2667.83	KN/M'
TOTAAL MOMENT	17725.64	KNM/M'

HOOGTE CONSTR.	20	M
E DOOR KORREL	910.02	M
MOMENT KORREL	6739.31	M
WATERSTAND	18.5	M
GRONDWATERST	18.75	M
TROSKRACHT	30	KN/M'
SG CONSTRUCTIE	22	KN/M3
PUNTLAST	0	KN/M'
EX. PUNTLAST	0	M
PL. COPING/GR.	0	KN/M'
EX. COPING+GR.	0	M
MOMENT OM MID.	7845.71	M
RESULTANTE HOR	986.58	M
RESULTANTE VER	4452.72	M
BINNEN DE KERN		

KANTELVEILIGHEID 3.01
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .22

BREEDTE CONSTR 10.59 M

Caisson

*zie ook
blz. 53.*

BEREKENING ACTIEF
BOVENBELASTING 30 KN/M'
HOEK DELTA VAN E 20 GRADEN

1 E DEELHOOGTE 1.25 M
AANTAL PARTJES 20
HOEK INW. WRIJVING 32.5 GRADEN
GRONDGEWICHT 19 KN/M3
C-WAARDE 0 KN/M2

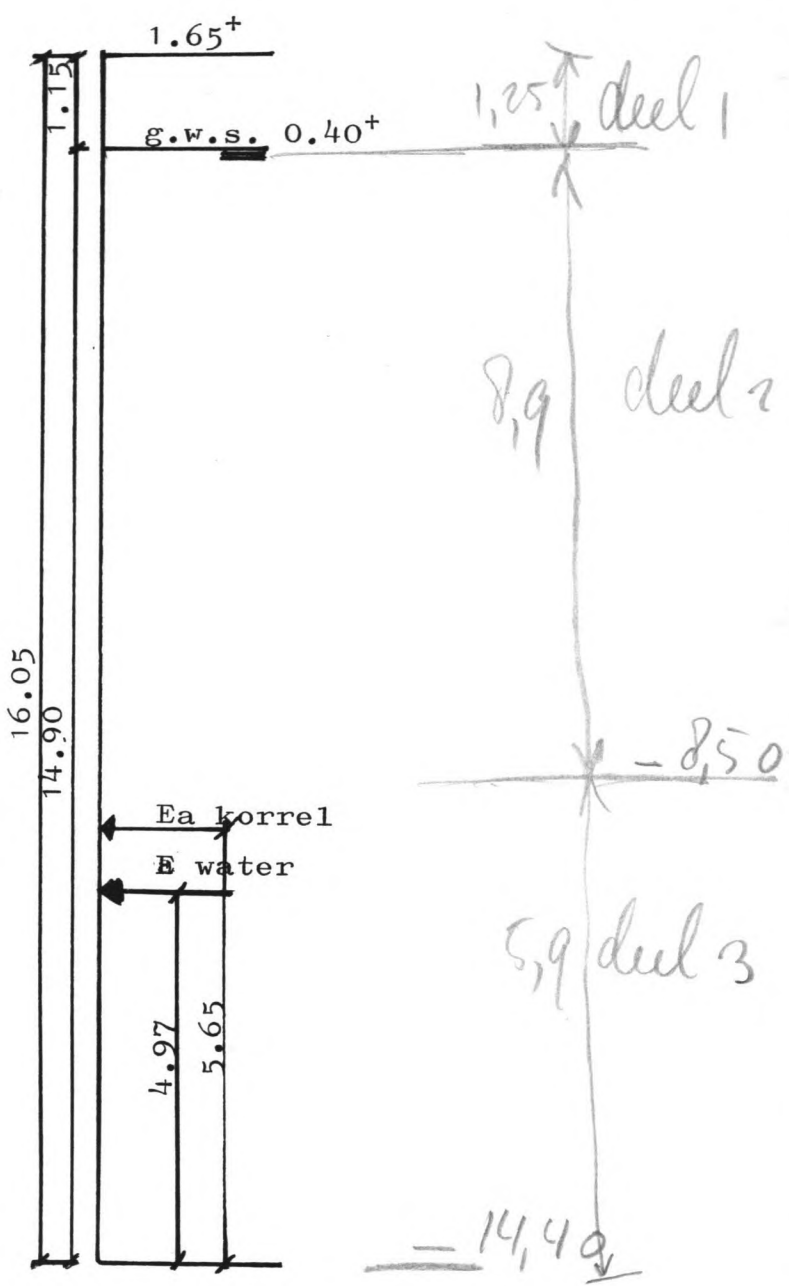
LAMBDA WAARDE .25
HOEK ALPHA 34.42 GRADEN
SOM E (korrel) 14.08 KN/M'
SOM MOMENT 7.39 KNM/M'

2 E DEELHOOGTE 8.9 M
AANTAL PARTJES 20
HOEK INW. WRIJVING 32.5 GRADEN
GRONDGEWICHT 20 KN/M3
C-WAARDE 0 KN/M2

LAMBDA WAARDE .25
HOEK ALPHA 34.42 GRADEN
SOM E (korrel) 235.23 KN/M'
SOM MOMENT 823.92 KNM/M'

3 E DEELHOOGTE 5.9 M
AANTAL PARTJES 20
HOEK INW. WRIJVING 30 GRADEN
GRONDGEWICHT 20 KN/M3
C-WAARDE 0 KN/M2

LAMBDA WAARDE .27
HOEK ALPHA 34.42 GRADEN
SOM E (korrel) 302.11 KN/M'
SOM MOMENT 779.54 KNM/M'



maten in meters.
dieptes t.o.v. N.M.P.

TOTALE HOOGTE 16.05 M
E DOOR KORREL 551.41 KN/M'
E DOOR GRWATER 1095.2 KN/M'
M DOOR KORREL 3110.81 KNM/M'
TOTAAL E 1716.9 KN/M'
TOTAAL MOMENT 8513.79 KNM/M'

Handwritten calculations:
 1646.61
 $8514 = 5.2 \text{ m.}$
 1647

Uitvoer 5, Berekeningen v.d. belastingen t.b.v. de blokken.

TOTALE HOOGTE	1.15 M
E DOOR KORREL	12.66 KN/M'
E DOOR GRWATER	0 KN/M'
M DOOR KORREL	6.15 KNM/M'
TOTAAL E	12.66 KN/M'
TOTAAL MOMENT	6.15 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	1.15 M
E DOOR KORREL	12.66 KN/M'
E DOOR GRWATER	0 KN/M'
M DOOR KORREL	6.15 KNM/M'
TOTAAL E	12.66 KN/M'
TOTAAL MOMENT	6.15 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	4.35 M
E DOOR KORREL	71.83 KN/M'
E DOOR GRWATER	48.05 KN/M'
M DOOR KORREL	125.24 KNM/M'
TOTAAL E	122.96 KN/M'
TOTAAL MOMENT	174.89 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	3.85 M
E DOOR KORREL	60.77 KN/M'
E DOOR GRWATER	33.8 KN/M'
M DOOR KORREL	94.44 KNM/M'
TOTAAL E	96.74 KN/M'
TOTAAL MOMENT	123.73 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	7.25 M
E DOOR KORREL	149.26 KN/M'
E DOOR GRWATER	180 KN/M'
M DOOR KORREL	417.92 KNM/M'
TOTAAL E	340.81 KN/M'
TOTAAL MOMENT	777.92 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	6.25 M
E DOOR KORREL	120 KN/M'
E DOOR GRWATER	125 KN/M'
M DOOR KORREL	293.13 KNM/M'
TOTAAL E	253.02 KN/M'
TOTAAL MOMENT	501.47 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	9.65 M
E DOOR KORREL	230.44 KN/M'
E DOOR GRWATER	352.8 KN/M'
M DOOR KORREL	837.84 KNM/M'
TOTAAL E	605.88 KN/M'
TOTAAL MOMENT	1825.68 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	8.35 M
E DOOR KORREL	184.54 KN/M'
E DOOR GRWATER	252.05 KN/M'
M DOOR KORREL	588.03 KNM/M'
TOTAAL E	452.77 KN/M'
TOTAAL MOMENT	1184.55 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	11.55 M
E DOOR KORREL	311.63 KN/M'
E DOOR GRWATER	530.45 KN/M'
M DOOR KORREL	1316.9 KNM/M'
TOTAAL E	876.12 KN/M'
TOTAAL MOMENT	3138.11 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	11.05 M
E DOOR KORREL	288.7 KN/M'
E DOOR GRWATER	480.2 KN/M'
M DOOR KORREL	1176.2 KNM/M'
TOTAAL E	799.72 KN/M'
TOTAAL MOMENT	2744.85 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	13.85 M
E DOOR KORREL	426.66 KN/M'
E DOOR GRWATER	793.8 KN/M'
M DOOR KORREL	2108.64 KNM/M'
TOTAAL E	1271.41 KN/M'
TOTAAL MOMENT	5442.6 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	13.75 M
E DOOR KORREL	421.34 KN/M'
E DOOR GRWATER	781.25 KN/M'
M DOOR KORREL	2069.01 KNM/M'
TOTAAL E	1252.72 KN/M'
TOTAAL MOMENT	5324.22 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	16.05 M
E DOOR KORREL	551.41 KN/M'
E DOOR GRWATER	1095.2 KN/M'
M DOOR KORREL	3110.81 KNM/M'
TOTAAL E	1716.9 KN/M'
TOTAAL MOMENT	8513.79 KNM/M'

TOTALE HOOGTE	16.05 M
E DOOR KORREL	551.41 KN/M'
E DOOR GRWATER	1095.2 KN/M'
M DOOR KORREL	3110.81 KNM/M'
TOTAAL E	1716.9 KN/M'
TOTAAL MOMENT	8513.79 KNM/M'

hoogtes verdeeld volgens
ontwerp " D.O.W. "

hoogtes verdeeld volgens
economische blokafmeting.

Blokkenberekening, hoogte verdeling volgens " D.O.W ".

HOOGTE CONSTR.	7.25 M
E DOOR KORREL	149 KN/M'
MOMENT KORREL	418 KNM/M'
WATERSTAND	5.6 M
GRONDWATERST	6 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-5 M
MOMENT OM MID.	931.99 KNM/M'
RESULTANTE HOR	193.21 KN/M'
RESULTANTE VER	849.32 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID	3.67
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-	
COEFFICIENT	.23

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	.7	19
2	3.2	6	.7	20
3	2.9	6.7	0	20

Sig. beton?

HOOGTE CONSTR.	9.65 M
E DOOR KORREL	230 KN/M'
MOMENT KORREL	838 KNM/M'
WATERSTAND	8 M
GRONDWATERST	8.4 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-5 M
MOMENT OM MID.	1539.23 KNM/M'
RESULTANTE HOR	278.93 KN/M'
RESULTANTE VER	1196.09 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID	3.45
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-	
COEFFICIENT	.23

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	1.8	19
2	3.2	6	1.8	20
3	2.9	6.7	1.1	20
4	2.4	7.8	0	20

HOOGTE CONSTR.	11.55 M
E DOOR KORREL	312 KN/M'
MOMENT KORREL	1317 KNM/M'
WATERSTAND	9.4 M
GRONDWATERST	10.3 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-5 M
MOMENT OM MID.	564.93 KNM/M'
RESULTANTE HOR	411.83 KN/M'
RESULTANTE VER	1380.44 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID	2.38
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-	
COEFFICIENT	.3

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	1.8	19
2	3.2	6	1.8	20
3	2.9	6.7	1.1	20
4	2.4	7.8	0	20
5	1.9	6	1.8	10

HOOGTE CONSTR.	13.85 M
E DOOR KORREL	427 KN/M'
MOMENT KORREL	2109 KNM/M'
WATERSTAND	12.2 M
GRONDWATERST	12.6 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-5 M
MOMENT OM MID.	975.24 KNM/M'
RESULTANTE HOR	480.85 KN/M'
RESULTANTE VER	1565.92 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID	2.01
MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-	
COEFFICIENT	.31

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	1.8	19
2	3.2	6	1.8	20
3	2.9	6.7	1.1	20
4	2.4	7.8	0	20
5	1.9	6	1.8	10
6	2.3	6	1.8	10

HOOGTE CONSTR.	6.25 M
E DOOR KORREL	120 KN/M'
MOMENT KORREL	293.13 KNM/M'
WATERSTAND	4.6 M
GRONDWATERST	5 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-.5 M
MOMENT OM MID.	803.22 KNM/M'
RESULTANTE HOR	161.96 KN/M'
RESULTANTE VER	775.83 KN/M'
BINNEN DE KERN	

HOOGTE CONSTR.	8.35 M
E DOOR KORREL	184.54 KN/M'
MOMENT KORREL	588.03 KNM/M'
WATERSTAND	6.7 M
GRONDWATERST	7.1 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-.5 M
MOMENT OM MID.	35287.16 KNM/M'
RESULTANTE HOR	231.01 KN/M'
RESULTANTE VER	29244.67 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 4.46
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .21

KANTELVEILIGHEID 981.85
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .01

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	.9	19
2	2.7	6	.9	20
3	2.4	6.9	0	20

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	2.1	19
2	2.7	6	2.1	20
3	2.4	6.9	1	2
4	2.0	65	8.1	0

HOOGTE CONSTR.	11.05 M
E DOOR KORREL	288.7 KN/M'
MOMENT KORREL	1176.2 KNM/M'
WATERSTAND	9.4 M
GRONDWATERST	9.8 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-.5 M
MOMENT OM MID.	-18.07 KNM/M'
RESULTANTE HOR	339.69 KN/M'
RESULTANTE VER	1323.17 KN/M'
BINNEN DE KERN	

HOOGTE CONSTR.	13.75 M
E DOOR KORREL	421.34 KN/M'
MOMENT KORREL	2069.01 KNM/M'
WATERSTAND	12.1 M
GRONDWATERST	12.5 M
TROSKRACHT	30 KN/M'
PUNTLAST	100 KN/M'
EX. PUNTLAST	1 M
PL. COPING/GR.	25.2 KN/M'
EX. COPING+GR.	-.5 M
MOMENT OM MID.	707.9 KNM/M'
RESULTANTE HOR	475.13 KN/M'
RESULTANTE VER	1563.06 KN/M'
BINNEN DE KERN	

KANTELVEILIGHEID 2.87
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .26

KANTELVEILIGHEID 2.05
 MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-
 COEFFICIENT .3

LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	2.1	19
2	2.7	6	2.1	20
3	2.4	6.9	1.2	20
4	2.1	8.1	0	20
5	2.7	6	2.1	10

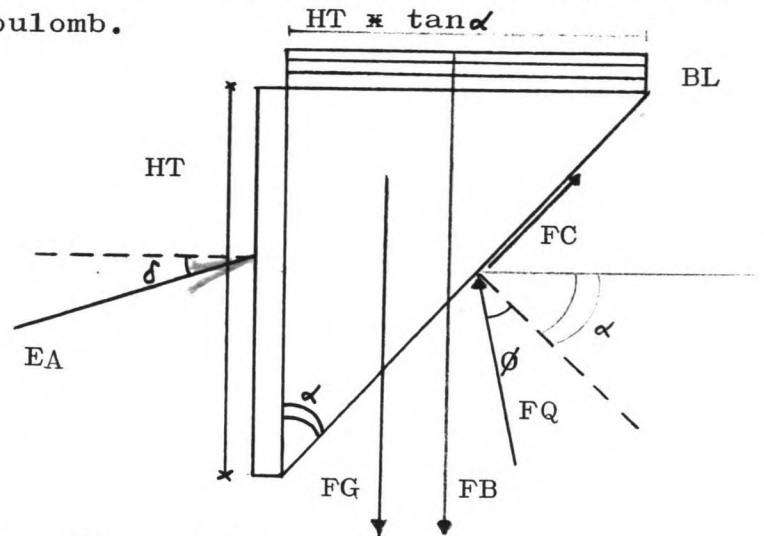
LAAG	HOOGTE	B.BLOK	B.GROND	SG GROND
1	1.15	6	2.1	19
2	2.7	6	2.1	20
3	2.4	6.9	1.2	20
4	2.1	8.1	0	20
5	2.7	6	2.1	10
6	2.7	6	2.1	10

Bijlage I

Bepaling van de stabiliteit:

In het algemeen moet men bij een stabiliteitsberekening eerst de krachten uitrekenen, die de te keren grond op de constructie uitoefent. Een veel toegepaste methode is de berekening m.b.v. rechte glijvlakken van Coulomb.

In het nevenstaande plaatje zijn alle krachten getekend met de daarbij behorende hoeken, die op de grondmassa kunnen werken.



We spreken eerst over het actieve geval.

Gegeven zijn de grondparameters:

- *) ϕ , hoek inwendige wrijving in graden ($30^\circ - 40^\circ$)
 C, haakweerstand (cohesie) in kN/m^2
 GR, soortelijk gewicht v/d grond (γ) in kN/m^3

De krachten kunnen worden uitgedrukt per m' .

$$\begin{aligned} FG &= \frac{1}{2} * GR * HT * HT * \tan \alpha && \text{(kracht door } \Delta \text{ grond)} \\ FB &= HT * BL * \tan \alpha && \text{(kracht door Bovenbelasting)} \\ FC &= C * HT / \cos \alpha && \text{(kracht door de cohesie)} \end{aligned}$$

uit het krachten evenwicht volgt:

$$\begin{aligned} EA * \cos \delta + FC * \sin \alpha - FQ * \cos (\alpha + \phi) &= 0 && \text{horizontaal (1)} \\ EA * \sin \delta + FC * \cos \alpha + FQ * \sin (\alpha + \phi) - FG - FB &= 0 && \text{verticaal (2)} \end{aligned}$$

- *) Omdat de berekening uitgevoerd wordt met een computer, die geen gebruik kan maken van de symbolen, die in de grondmechanica gebruikelijk zijn, wordt in deze bijlage afgeweken van de gebruikelijke symbolen.

Indien nu de constructieparameters gegeven zijn:

HT: hoogte in meters

BL: bovenbelasting in kN/m^2

δ : wrijvingshoek tussen constructie en grond
(lastig exact te bepalen).

Dan kan door eliminatie van FQ uit vergelijking (1) en (2) de EA als functie van α bepaald worden.

uit (1) volgt:
$$FQ = \frac{EA \cdot \cos \delta}{\cos(\alpha + \delta)} + \frac{FC \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha + \delta)}$$

invoeren in vergl. (2):

$$EA \cdot \sin \delta + \frac{EA \cdot \cos \delta \cdot \sin(\alpha + \delta)}{\cos(\alpha + \delta)} + \frac{FC \cdot \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta)}{\cos(\alpha + \delta)} +$$

$$FC \cos \alpha - FG - FB = 0$$

$$EA = \frac{+1}{(\sin \delta + \cos \delta \tan(\alpha + \delta))} \cdot \left\{ -FC (\sin \alpha \tan(\alpha + \delta) + \cos \alpha) + \right. \\ \left. FG + FB \right\} \quad (3)$$

zoals uit de formule van EA blijkt, blijft als enige onbekende de waarde α over. Let wel FC, FG, FB zijn ook een functie van α .

Analytisch is een oplossing mogelijk, en de waarden zijn in tabellen gegeven. Een berekening kan worden gemaakt met $c=0$ en met de gelijkstelling van $\frac{\partial EA}{\partial \alpha} = 0$. De waarde van EA is dan bepaald. Zie de Josseling de Jong.

Met deze twee beperkingen $FC = FB = 0$ komen we dan tot de "bekende" tabellen voor "horizontale gronddruk coëfficiënten met rechte glijvlakken".

Een nadeel van deze tabellen (buiten FC, FB) is echter dat indien $\delta \neq 0$ het niet eenvoudig is de waarde van α te bepalen.

Bij $\delta = 0$ wordt vergl. (3) erg eenvoudig en is in te zien dat $\alpha = 45 - \delta/2$.

De waarde van α is echter wel belangrijk omdat deze bij het momenten evenwicht (zie verder) nog terugkomt.

Moderne aanpak:

Hierbij is gebruik gemaakt van een Commodore Vic-20 mini-computer, die een normaal televisie toestel als terminal gebruikt.

Het programma is geschreven in BASIC en gebruikt formule (3) en bepaalt dan door een steeds grotere waarde van α de maximale waarde van EA.

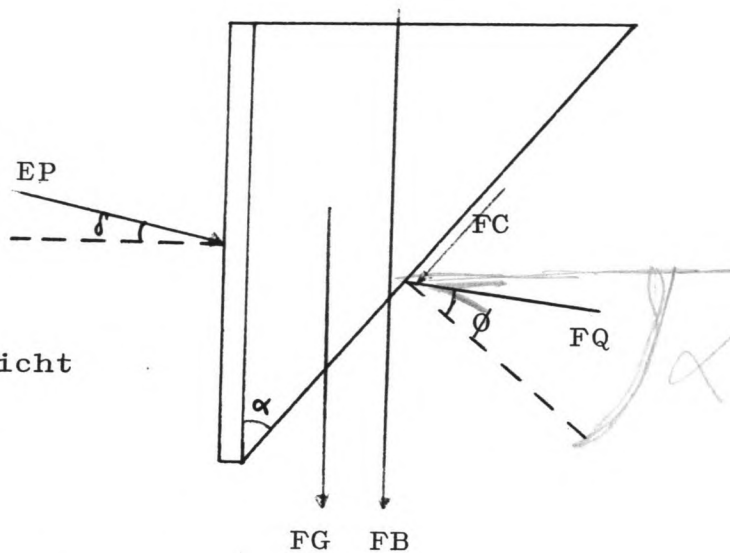
Als uitvoer wordt de hoek α en EA gegeven. Ter controle wordt ook de tabel parameter λ gegeven (= $\frac{EA \cos \delta}{\frac{1}{2} * GR * HT * HT}$)

Indien dus FC, FB = 0 dan worden de waarden in de tabel gegeven bij invoer van δ en δ .

Indien men dan $\delta = 0$ invoert ziet men dat inderdaad $\alpha = 45 - \delta/2!$

Passief benaderen

In nevenstaande schets zijn de krachten getekend, indien we uitgaan van een passieve gronddruk benadering.



Uit het krachten evenwicht volgt weer:

$$\begin{aligned} EP \times \cos \delta - FC \times \sin \alpha - FQ \times \cos (\alpha - \phi) &= 0 & \Sigma H=0 \\ - EP \times \sin \delta - FC \times \cos \alpha + FQ \times \sin (\alpha - \phi) - FG - FB &= 0 & \Sigma V=0 \end{aligned}$$

Deze formules komen sterk overeen met die van een actieve berekening.

Er geldt:

$$\begin{aligned} \cos (-\delta) &= \cos \delta \text{ en} \\ \sin (-\delta) &= -\sin \delta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EP \times \cos (-\delta) + (-FC) \times \sin \alpha - FQ \times \cos (\alpha + (-\phi)) &= 0 \\ EP \times \sin (-\delta) + (-FC) \times \cos \alpha + FQ \times \sin (\alpha + (-\phi)) - FG - FB &= 0 \end{aligned}$$

We kunnen dus gebruik maken van dezelfde formules alleen de waarden van δ , FC en ϕ tegengesteld nemen.

Bij het itereren naar een hoek α moet ook een andere procedure gevolgd worden, omdat we nu een minimale EP zoeken. Dit is echter programmeer technisch een eenvoudige zaak.

Dus: Bij invoer van de parameters wordt EP of EA, α en λ bepaald afhankelijk van het actieve of passieve geval.

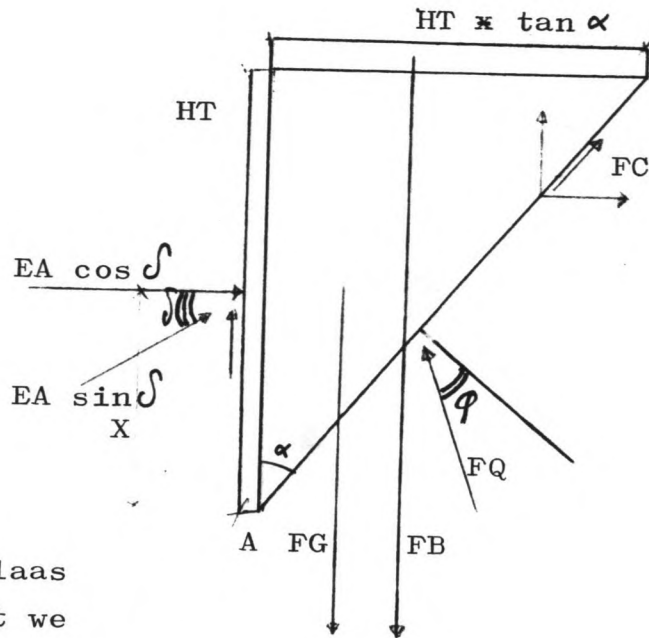
Momenten evenwicht

v.b.: actief geval

Blijft de vraag
waar grijpt EA aan.

Hiertoe nemen we
het moment om A.
De kracht FC
levert geen moment-
bijdrage.

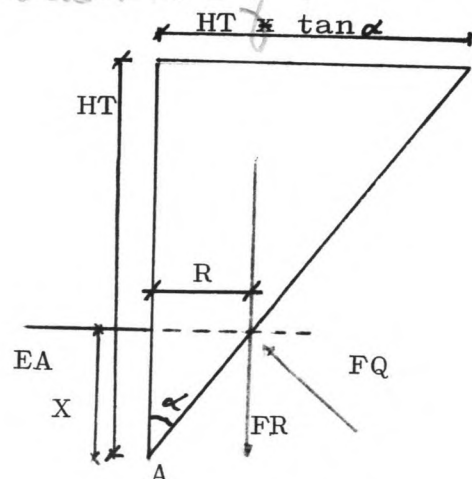
Het systeem is dan helaas
nog niet bepaald, want we
weten niet waar FQ aangrijpt.



Daartoe moeten we een differentie theorie eerst nader uitwerken.
Uitgaande van $\delta = 0$, $FC = 0$, bovenbelasting = 0

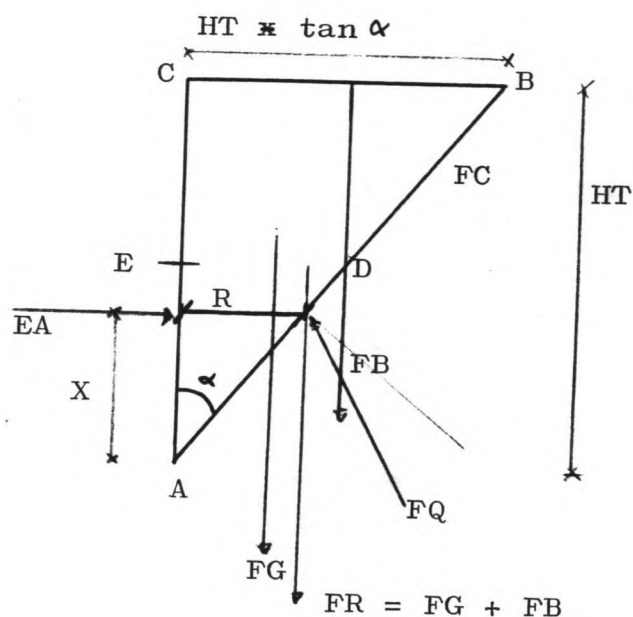
We weten dan dat EA aangrijpt op $X = 1/3 HT$. Dit lijkt
logisch, maar indien we uitgaan van een FQ, die in het
midden van de hypotenusa aangrijpt, dan is er geen evenwicht.
Het is duidelijk dat deze kracht FQ dan aangrijpt in het
snijpunt van de werklijnen van EA en FG.

Een eerste stap is het
invoeren van FB. Dit
geeft weinig problemen.
FG + FB is samen te
stellen in een resultante
FR met een afstand volgens



$$R * FR = FG * 1/3 * HT * \tan \alpha + FB * 1/2 * HT * \tan \alpha$$

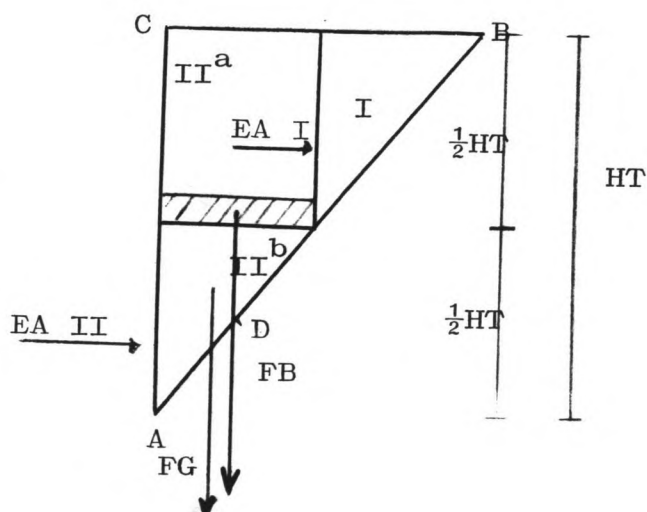
Indien we FQ weer in dit punt laten aangrijpen dan is evenwicht verzekerd. Bij toenemende bovenbelasting zal FQ naar het midden van de hypotenusa gaan (D), en EA steeds meer omhoog gaan (E).



In principe is dus bij een belastinggeval waarin alleen de bovenbelasting gegeven is (d.w.z. $C = 0$) het aangrijpingspunt van FQ bekend.

Het is mogelijk om een algemeen belastinggeval te transformeren volgens het nevenstaande plaatje.

Voor ΔABC is alles bekend, nl. de bovenbelasting = 0 en EA zal dan aangrijpen op $1/3 HT$ vanaf A.



Als we ΔABC opdelen in de vlakken I, II^a en II^b dan kunnen we uitgaan van de volgende belastinggevallen:

Voor ΔI : normaal belastinggeval, zonder bovenbelasting d.w.z. EA I grijpt aan op $1/3 \times 1/2 HT$.

Voor rechthoek II^a :

We zien deze rechthoek als bovenbelasting voor driehoek II^b . Deze bovenbelasting wordt dan gelijk aan $1/2 HT \times GR \text{ kN/M}^2 (= BL)$.

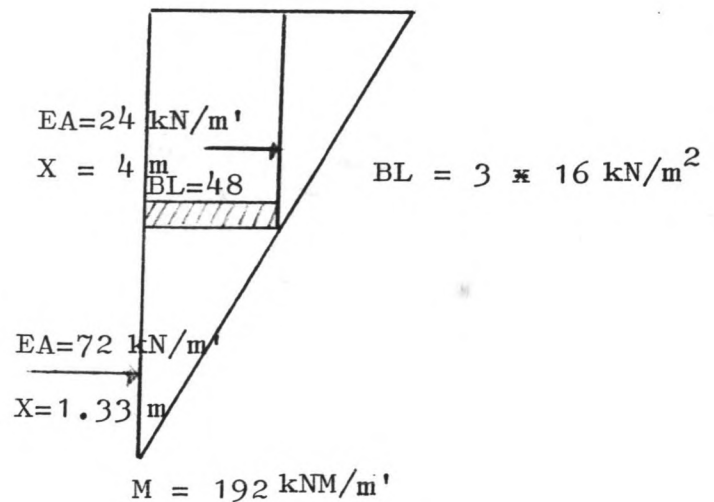
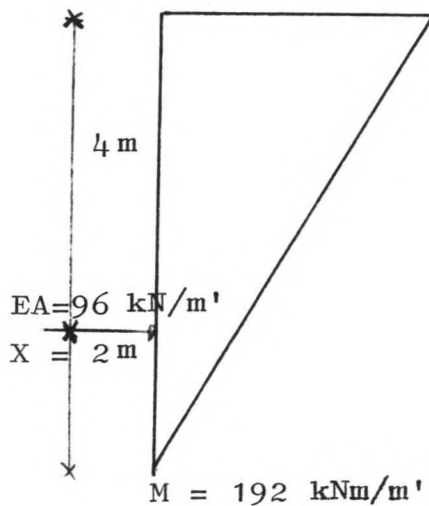
Voor II^b: Hiervoor geldt de theorie zoals die hiervoor behandeld is d.w.z. het samenstellen van FG en FB, waarin $FB = \frac{1}{2} \times HT \times \tan \alpha \times (\frac{1}{2} \times HT \times GR)$, en het verplaatsen van het aangrijpingspunt van FQ (en dus EA II) in de richting van D (bepaald door de afstand R).

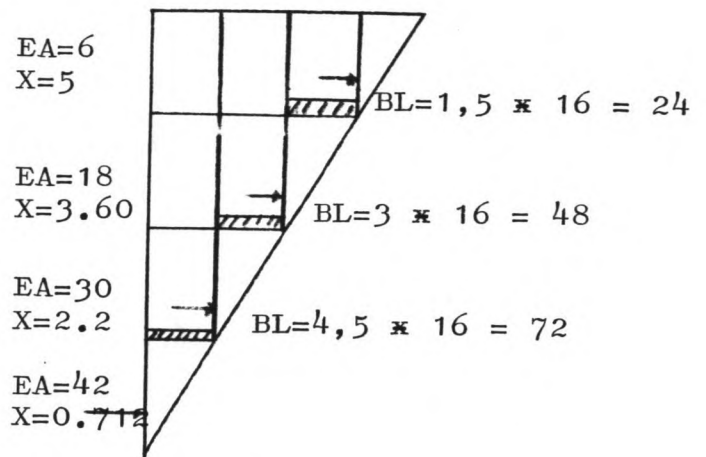
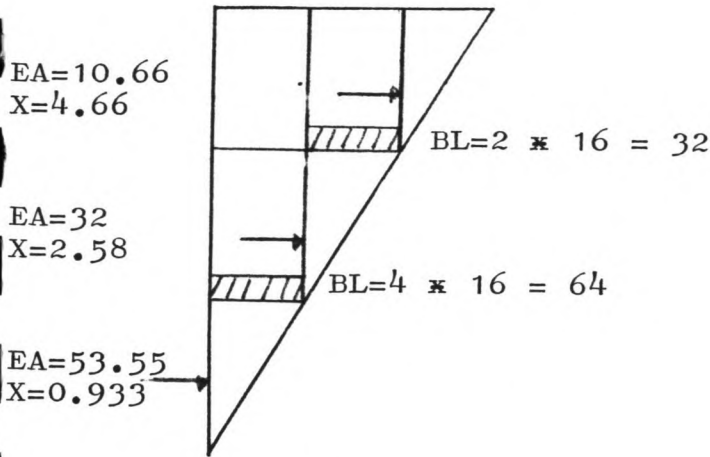
In het onderstaande is deze methode van berekening geïllustreerd, waarin HT in steeds meer delen ^{over} gedeeld wordt.

Bij de driehoeken met bovenbelasting is uiteraard de waarde R steeds bepaald en in rekening gebracht.

gegevens:

- HT = 6 totale hoogte (M)
 BL = 0 bovenbelasting
 $\delta = 0$ hoek kleef v/d constructie
 GR = 16 soortelijk gewicht van de grond (kN/m^3)
 C = 0 haakweerstand
 $\phi = 30^\circ$ hoek van inwendige wrijving.
 actief belastinggeval.





$M = 192$

$M = 192$

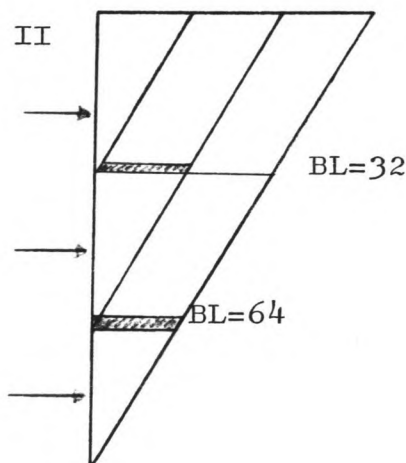
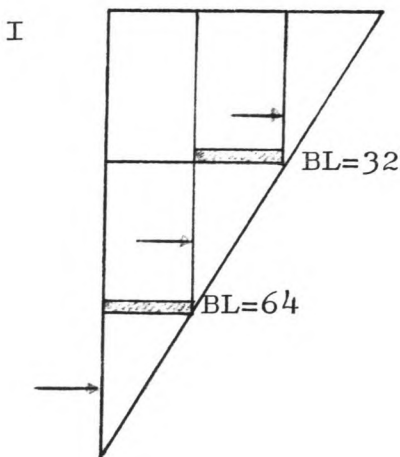
M in $\text{kNm/m}'$, EA in $\text{kN/m}'$, BL in kN/m^2 , X in m .

Uit deze berekeningen zijn belangrijke conclusies te trekken:

nl.: Doordat het totaal moment door EA (δ) niet verandert, alsmede de $\sum EA$ constant blijft, blijft het uitwendig beeld gelijk.

We zien dat bij grotere bovenbelastingen en kleiner wordende driehoeken het aangrijpingspunt van EA steeds meer in het midden van de driehoekszijde ligt. Dit komt natuurlijk doordat FB veel groter wordt dan FG zodat de resultante van deze twee steeds meer door het midden van de hypotenusa gaat.

Als opmerking moet nog de hieronderstaande transformatie bekeken worden. Duidelijk is dat beide gevallen hetzelfde belastingbeeld geven. De oppervlakte van de rechthoeken is immers gelijk aan die van de parallelogrammen.



Duidelijk is de overeenkomst. Bij situatie II is het ook mogelijk om EA te bepalen indien $\delta \neq 0$, hetgeen dan geen problemen geeft met het moment door EA veroorzaakt.

Een volgende stap is het steeds kleiner maken van de hoogte HT. Deze "kleine" hoogte zullen we H noemen, waarvoor geldt:

$$HT = H \times \text{aantal iteraties.}$$

We hebben al gezien dat FG een steeds geringere bijdrage geeft als H klein wordt. Ook hebben we gezien dat in dat geval de kracht FQ bijna in het midden van de hypotenusa aangrijpt.

Indien we FQ in het midden van de hypotenusa laten aangrijpen dan wordt de evenwichtsvergelijking voor X:

$$X = \frac{H \times \tan \alpha \left(-FG/3 - FB/2 + \frac{FQ \times \sin(\alpha + \varrho)}{2} \right) + H/2 \times FQ \cos(\alpha + \varrho)}{EA \times \cos \delta}$$

Waarin FQ uit het horizontaal evenwicht een bekende waarde heeft van

$$FQ = \frac{FC \times \sin \alpha + EA \cos \delta}{\cos(\alpha + \varrho)}$$

Met deze veronderstelling (FQ in het midden van de hypotenusa) werd een aantal berekeningen uitgevoerd.

De invoerwaarden zijn gelijk genomen aan het vorig voorbeeld, alleen het criterium dat C nul moet zijn is nu geen noodzaak meer.

Met $\mathcal{J} = 0$, $C = 0$, $FB = 0$, $GR = 16$, $HT = 6$ en $\varnothing = 30^\circ$ werden de volgende waarden gevonden:

aantal iteraties	EA	Moment	X
1	96	385	4,01
2	96	240	2,5
3	96	213	2,22
5	96	200	2,08
8	96	195	2,03
10	96	194	2,02
15	96	193	2,01
20	96	192	2,0

We zien dus dat bij stapjes van 30 cm (6 meter/20) de exacte waarde bereikt wordt.

Indien er op de constructie een bovenbelasting aanwezig is dan zal men nog sneller de exacte waarde bereiken.

De waarde EA wordt altijd exact bepaald want deze is immers onafhankelijk van het aangrijpingspunt van FQ.

Door deze methode voor elke specifieke laag grond toe te passen (specifieke laag is een laag waarvan de grondparameters constant zijn, dus ook het soortelijk gewicht van de grond) is het mogelijk een totaal beeld van de kracht EA te krijgen, alsmede het moment dat door deze kracht wordt veroorzaakt.

Het indelen in lagen maakt het meenemen van het grondwater mogelijk, nl. toepassen van GR-NAT en GR-DROOG.

Bepaling van de breedte van de kadeconstructie.(B)

Randvoorwaarden: Totaalhoogte	(HT)
Troskracht	(FT)
Waterstand	(W)
Grondwaterstand	(GW)
hoek δ	(Actief/Passief)
Puntlast	(FP) , op afstand yp

Uit het voorafgaande: EA, M om A door EA ($M_{EA} = EA \cos \delta \cdot x$)

De krachten per m'

$$FW = \frac{1}{2} \cdot RO \cdot G \cdot W^2$$

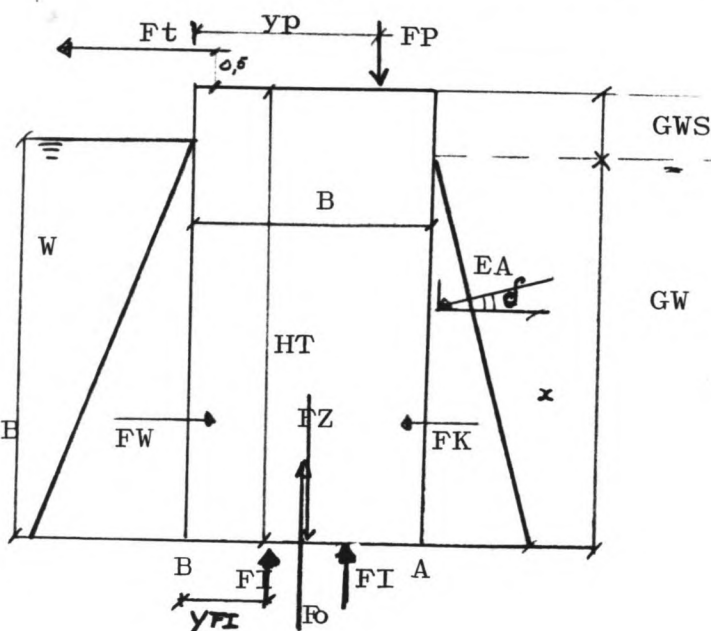
$$Fz = B \cdot HT \cdot SG$$

$$Fo = RO \cdot G \cdot W \cdot B \text{ of } RO \cdot G \cdot GW \cdot B \quad (1)$$

$$FI = \frac{1}{2} \cdot RO \cdot G \cdot |W - GW| \cdot B$$

(lineair verloop tussen de grondwater- en de buitenwaterstand.) (2)

$$FK = \frac{1}{2} \cdot RO \cdot G \cdot GW^2$$



In verticale zin: $RV = -Fo + Fz + EA \cdot \sin \delta + FP - FI$

Moment door de horizontale krachten: (t.o.v. grondvlak)

$$M_{H_A} = M_{EA} + Ft (HT + 0,5) + FK \frac{GW}{3} - FW \frac{W}{3}$$

G = Gravitatie, SG = Soortelijk gewicht beton, RO = dichtheid.

(1) afhankelijk of $W > GW$. Als $W > GW$ dan $Fo = RO \cdot G \cdot GW \cdot B$

(2) aangrijpingspunt van FI is afhankelijk van het feit of $W > GW$ ofwel $< GW$ is. Als $W > GW$ dan $y_{FI} = 1/3 B$ anders $2/3 B$

Criteria:

1. Kantelen (zie 3, wordt altijd aan voldaan als aan het kerncriterium voldaan wordt. (niet maatgevend)
2. Glijden
3. Geen "trek" in het grondvlak (c.q. "kern")
4. Draagvermogen van de fundering m.b.v. Brinch Hansen.

Ad. 1

Indien kantelen een gevaar gaat opleveren geldt:

Σ Mom B

$$+ \quad (F_z - F_o) \cdot \frac{1}{2}B + EA \cdot \sin \delta \cdot B + F_W \cdot \frac{1}{3} \cdot W - F_t \cdot (0.5 + HT) -$$

$$\underbrace{EA \cdot \cos \delta \cdot x}_{M_{EA}} - FK \cdot GW/3 + FP \cdot y_p - FI \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{2}{3}\right) B > \theta$$

$$(F_z - F_o) \cdot \frac{1}{2}B + EA \cdot \sin \delta \cdot B + FP \cdot y_p - FI \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{2}{3}\right) B <$$

$$\underbrace{M_{EA} + F_t (HT + 0.5) + FK \cdot GW/3 - F_W \cdot W/3}_{MH}$$

invoeren veiligheidsfactor: V_1

in woorden: "tegenwerkend moment" = $V_1 \cdot$ "Kantelmoment".

Dus $V_1 = 1$ is kritisch V_1 moet groter dan 1 zijn.

$$V_1 = \frac{(F_z - F_o) B/2 + EA \sin \delta B + FP y_p - FI \frac{1}{3} \left(\frac{2}{3}\right) B}{MH}$$

Ter controle: δ groter maken \rightarrow $\sin \delta$ wordt groter
 \Rightarrow kantelveiligheid groter O.K.

Ad. 2

De Algemene formule $F_{wr} = f F_{no}$ (1)

met f = wrijvingscoëfficiënt. (minimaal benodigde)

$$F_{normaal} = F_z - F_o + EA \sin \delta = RV \quad (\downarrow^+)$$

$$F_{horizontaal} = EA \cos \delta + F_t + F_k - F_w \quad (\leftarrow +)$$

$$F_{hor} < F_{wr} = f F_{normaal}$$

$$F_{hor} < f F_{normaal} \quad f = \frac{F_{horizontaal}}{F_{normaal}}$$

Bepaald wordt de waarde van $f = \frac{F_{horizontaal}}{F_{normaal}}$

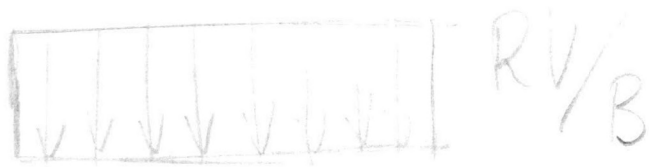
f moet dan kleiner zijn dan een aangenomen waarde. Is dit niet zo dan moet de breedte groter worden waardoor f kleiner wordt (immers $F_{normaal}$ wordt groter dus wordt het quotient kleiner).

Een andere veel gebruikte methode om de gewichtsconstructie op afschuiving te controleren, is die met behulp van de formule;

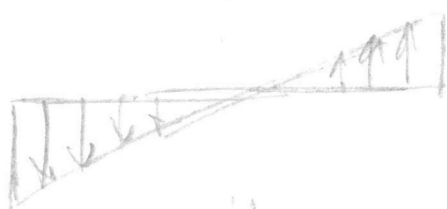
$$\downarrow * RH \leq \tan \varphi * RV$$

Waarin \downarrow groter dan 1,5 moet zijn, en voor φ de waarde onder de constructie, d.w.z. de φ -waarde van de funderingsgrondslag, moet worden gekozen. Deze waarde is tot nu toe nog niet in de berekening meegenomen, en daarom is in dit stadium deze controle berekening niet toegepast. Bij de controle berekening d.m.v. Brinch Hansen is deze φ -waarde een essentiële parameter, waardoor, bij de daar noodzakelijke φ -waarde, de bijbehorende \downarrow -waarde is bepaald. (zie ad. 4)

- (1) F_{wr} is de wrijvingskracht.
 F_{no} is de normaalkracht (verticaal)



+



||



$V_T \text{ min} = 0$

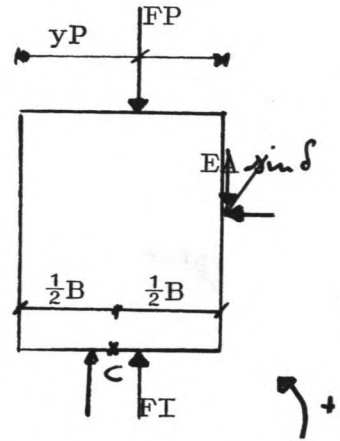
Ad. 3

Drukspanning door de verticale krachten op het grondvlak is gelijk aan RV/B

Het moment t.o.v. C is gelijk aan het moment door de horizontale krachten (MH) + het moment door de verticale krachten.

$$MV_C = (-EA \sin \delta \times \frac{1}{2}B) \pm (FI \times B/6) \pm (FP \times (\bar{y}_P - B/2))$$

De teken-waarden van FI en FP zijn afhankelijk van de aangrijpingspunten van de krachten. (blz. I-11)



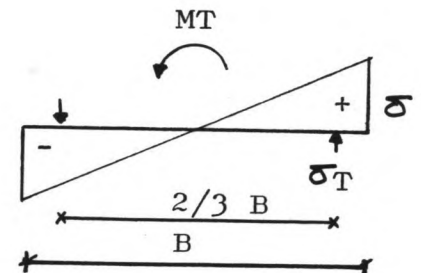
Het totaal moment om C wordt dan $MH + MV = MT$

Uit de theorie volgt:

$$2/3B \times \sigma_T = MT$$

$$\text{met } \sigma_T = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \sigma B$$

$$\sigma = 6 \frac{MT}{B^2}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{vergl.: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{1/6 bh^2} \quad \text{waarin } \left. \begin{array}{l} M = MT \\ b = 1 \\ h = B \end{array} \right\} \end{array} \right.$$

criterium is dat er geen trek in de ondergrond kan optreden;

$$\text{m.a.w. evenwichtsgeval: } \sigma = \frac{6 MT}{B^2} = \frac{RV}{B}$$

$$\Rightarrow 6 MT = B \times RV$$

$$\text{veilig} \quad 6 \times MT < B \times RV$$

$$\text{onveilig} \quad 6 \times MT > B \times RV$$

Controle: Als B groter wordt dan wordt $B \times RV$ groter en dus zal eerder aan het criterium veilig voldaan worden.

Ad. 4

De controle van het draagvermogen van de fundering volgens de methode Brinch Hansen.

Deze controle berekening heeft een ander karakter dan de voorgaande drie berekeningen en wordt daarom ook op een andere wijze uitgevoerd dan de andere drie berekeningen. In die berekeningen werd door de opgelegde belasting een breedte van de constructie bepaald, Eén van de criteria was maatgevend voor deze breedte. Bij de methode van Brinch Hansen wordt ook de kritieke breedte bepaald bij de opgelegde belasting, maar, zoals uit het onderstaande blijkt, wordt de toelaatbare kracht, (en de spanning door die kracht) mede bepaald door de φ -waarde van de funderingsgrondslag. Verder wordt de lengte van de constructie meegerekend, waardoor het niet mogelijk is de breedte te bepalen zonder daarbij rekening te houden met de keuze van de soort constructie. (caisson lengte bv 50 meter, blokken 1 à 2 meter.)

Voor een fundatie op zandgrond wordt de formule van Brinch Hansen gegeven als:

$$Q = \frac{1}{2} * B_{eff} * N_j * S_j * I_j * (GR-10) * B_{eff} * L$$

Waarin; Q = Maximale belasting (KN)

B_{eff} = Breedte - $2 MT/RV$

N_j = Draagvermogen, $1,5 * (N_q - 1) * \tan \varphi$, $N_q = e^{u \tan \varphi} \tan^2 \frac{2}{3} \varphi$

S_j = Vormfactor, $1 - (0,4 * B_{eff} * I_j / L)$

I_j = Belastingshellingfactor, $(1 - (0,7 * RH/RV))^5$

GR = Soortelijk gewicht van de grond.

L = Lengte van de constructie.

De maximale toelaatbare verticale draagkracht (Q) is dus een functie van; B , L , RH , RV , MT , GR en φ . Bij het bekend zijn van deze waarden is Q te bepalen, waarna de veiligheidscoëfficiënt, gedefinieerd als het quotiënt van de maximaal toelaatbare kracht en de optredende kracht, $Q / (RV * L)$, te bepalen is.

Het is hiermee dus mogelijk om met het bekend zijn van twee, van de drie aan te passen variabelen (L , B , en φ), een voorwaarde voor de derde te bepalen. Hierbij zal φ meestal een bekende waarden hebben. ($\varphi \approx 30^\circ$)

De C-waarde.

Bij de berekening wordt de grondparameter C, de cohesie of haakweerstand, als bekende in de berekening ingevoerd. In fig. I-1 is de kracht EA, met het bijbehorende moment M, als functie van C uitgezet. We zien de reducerende werking van de inwendige wrijving. Het moment neemt sterker af dan de kracht, natuurlijk omdat bij het moment, het produkt van kracht en afstand, zowel de kracht als de afstand afneemt bij toenemende waarde van C.

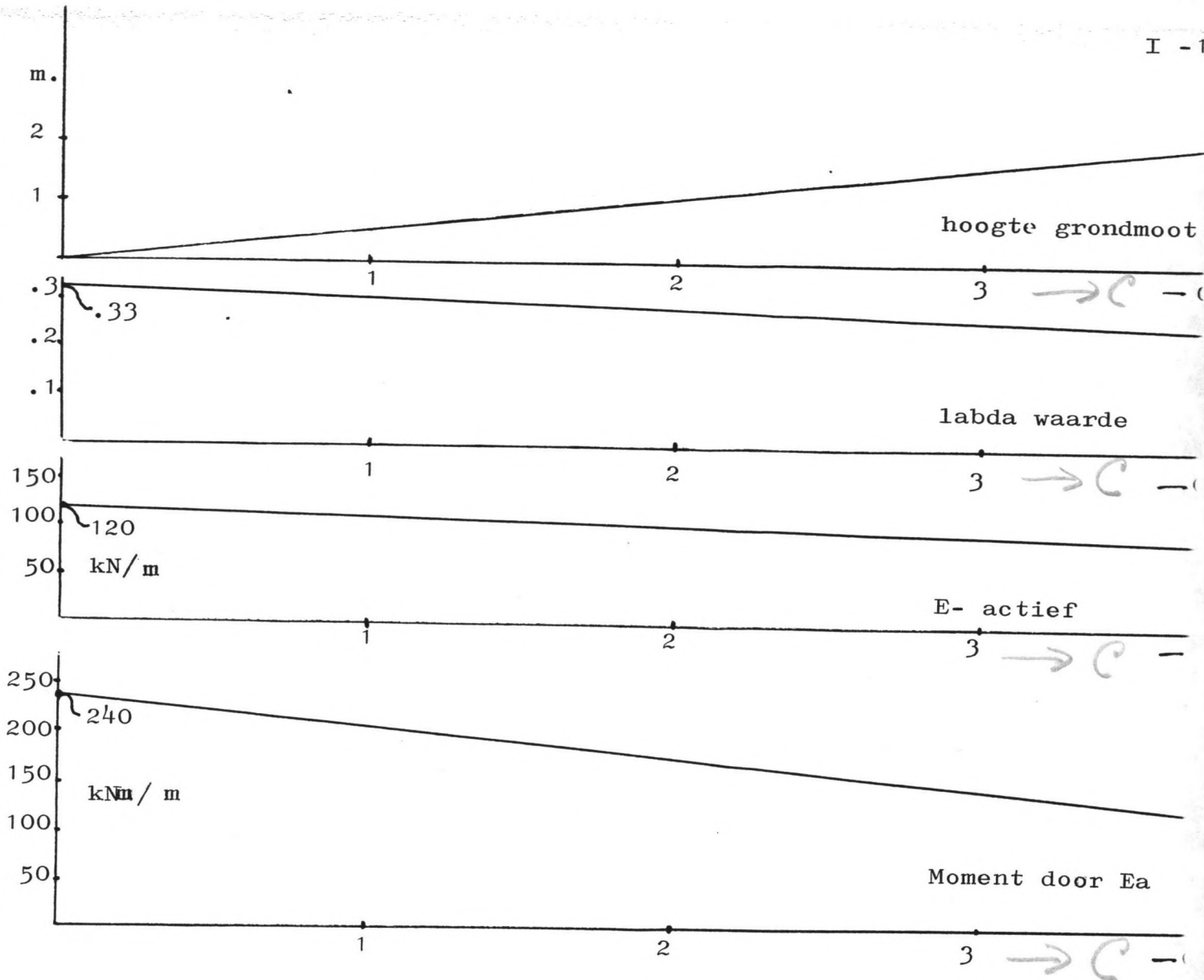
De vraag is nu welke waarde van C representatief is voor een bepaald geval. Er zijn mogelijkheden om deze waarde in het laboratorium te bepalen, maar om een indruk te krijgen over de grootte is een eenvoudige methode voorhanden. We kunnen, met het beschreven computer programma, bij een bepaalde waarde van C, de hoogte van een grondmoot bepalen waarbij de kracht E nog juist nul is. Bij de genoemde C-waarde hoort immers een wrijvingskracht FC, die weer een functie is van het wrijvingsvlak c.q. het afschuifvlak.

Er is nu één diepte waarbij deze wrijvingskracht evenwicht maakt met de zwaartekracht. In fig. I-1 is deze hoogte uitgezet als functie van C.

Bij een C-waarde van $1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ zal er al een grondmoot met een hoogte van 60 cm, onder een hoek van 90° moeten blijven staan. Voor zand zullen deze waarden nooit behaald kunnen worden, zodat, zeker bij geroerde grond, men moet rekenen met een C-waarde van 0.

Voor kleigrond is dit anders, maar ook bij deze grondsoort is het verstandig, niet te hoge waarden van C aan te nemen.

Tot slot is in de figuur de waarde van λ nog afgezet als functie van C. Deze functie daalt uiteraard evenredig met EA, gezien het lineaire verband tussen de twee grootheden.



Berekening uitgevoerd voor:

$$\delta = 20^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

HT= 6 meter (totale hoogte)

B0= 0 (bovenbelasting)

30 iteraties.

fig. I - 1

Labda actief-passief-neutraal.

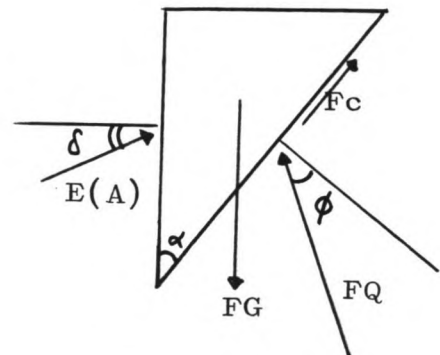
In voorgaande beschouwing wordt een methode behandeld die de kracht op een constructie bepaalt, bij het bekend zijn van de specifieke grondparameters.

Aan het begin van de berekening wordt een keuze gemaakt of een actieve of passieve benaderingswijze wordt gevolgd. Beide benaderingswijzen geven echter de extreme waarde voor het benaderde geval.

Om een nadere beschouwing te geven over het gebied tussen de twee extremen is het nodig eerst de betekenis van actief en passief nauwkeurig te omschrijven.

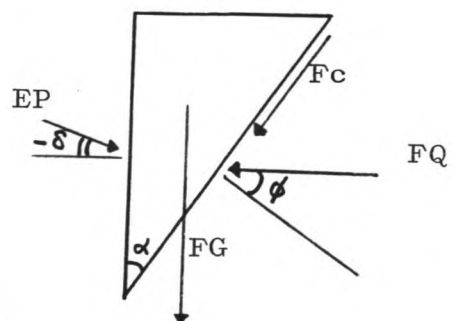
Actief:

Bij een actieve benadering gaan we ervan uit dat de gronddriehoek voldoende kan verplaatsen, zodat de krachten F_C en F_Q zich kunnen ontwikkelen in de aangegeven richting. De noodzakelijke verplaatsing moet dan naar voren (links) mogelijk zijn. Als de genoemde krachten zich kunnen ontwikkelen wordt een minimale hoek α bepaald waarbij $E(A)$ dan juist een maximum waarde moet hebben: m.a.w. Grenswaarde.



Passief:

Bij een passieve benadering is er juist sprake van het tegenovergestelde. De verplaatsing moet weer voldoende groot zijn, maar de verplaatsing en de daarbij behorende krachten, zijn juist tegengesteld gericht, m.a.w. de



verplaatsing is naar achteren (rechts, opdrukken).
De grenswaarde wordt weer bepaald, maar nu wordt α steeds kleiner tot er een maximale waarde van $E(P)$ gevonden wordt.

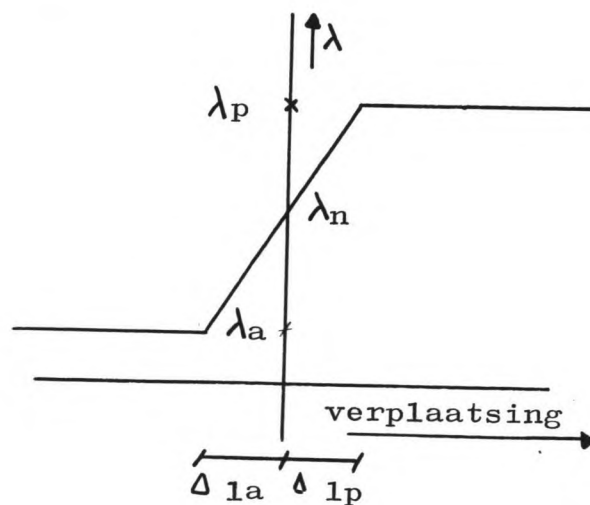
In beide grensgevallen (actief - passief) is het dus noodzakelijk dat er enige verplaatsing (zetting) mogelijk is. De moeilijkheid komt nu wanneer deze verplaatsing niet mogelijk is. Om hier het één en ander over te zeggen, en om een aansluiting te vinden bij door mij geraadpleegde literatuur, is het verstandig de krachten EA , resp. EP te transformeren in een parameter λ .

Labda wordt gedefinieerd als
$$\lambda(x) = \frac{E(x) \cdot \cos \delta}{\frac{1}{2} \cdot GR \cdot HT \cdot HT}$$

waarbij x een index is die de beschouwde toestand aangeeft bv. λ_a , EA voor actief
 λ_p , EP voor passief.

wel moet men rekening houden met de richting van de hoek δ .

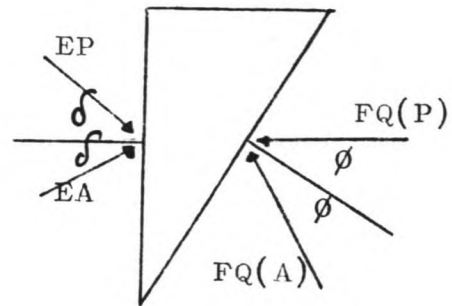
Indien we uitgaan van een lineaire interpolatie tussen λ_a en λ_p dan is het mogelijk λ_n te bepalen. (zie nevenstaand figuur). In de praktijk is dit echter niet zo eenvoudig. Men moet bij de λ_a en λ_p de bijbehorende verplaatsing bepalen. In een benadering wordt dan ook aangegeven:



$$\lambda_n = 1 - \sin \phi \quad (\text{Jacky} - 1944)$$

Merkwaardig bij deze benadering (Jacky) is dat λ_n totaal afhankelijk is van ϕ en dus onafhankelijk van δ . Ook is het, naar mijn idee, twijfelachtig of er nog een verband geldig is tussen λ_n van Jacky en de formule waarmee $\lambda(x)$ gedefinieerd is.

Het idee om een verband te zoeken met ϕ is echter niet onjuist. Als we namelijk het actieve en passieve geval in één figuur tekenen ($FC = 0$), dan zien we duidelijk het belang van ϕ (en δ).



Indien we nu, in eerste instantie, δ nul stellen dan zien we dat het verschil in actief en passief bepaald wordt door het teken van ϕ .

Nu is ϕ gedefinieerd als zijnde de hoek van inwendige wrijving, dus een tekenwisseling was te verwachten bij een verandering van de richting van de verplaatsing. Een gedachten gang kan dus zijn dat bij een te geringe verplaatsing, deze inwendige wrijving niet tot ontwikkeling kan komen. M.a.w. de grondparameter ϕ , die voor de grondsoort bepaald is, wordt in de constructieberekening kleiner. In formule:

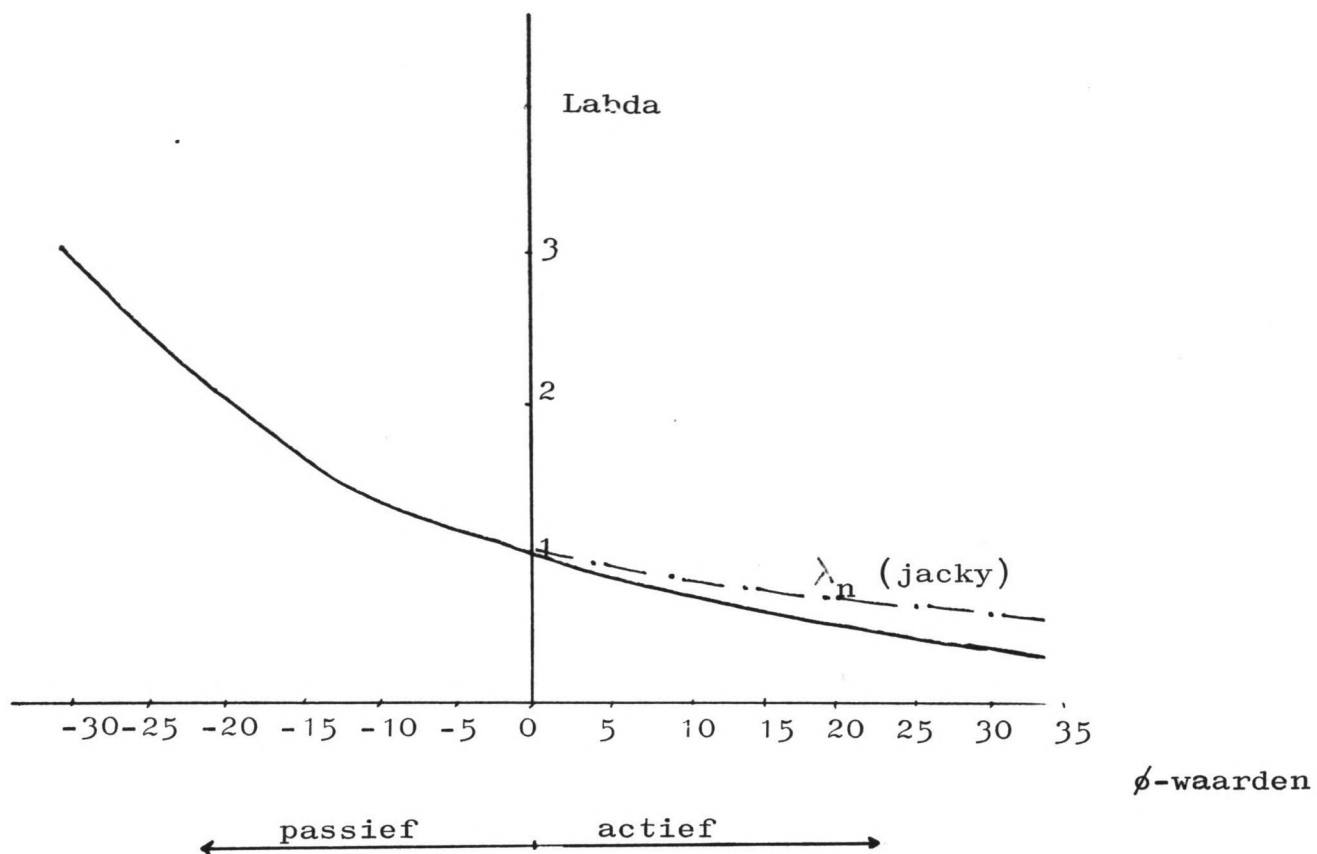
$$-\phi < \phi_W < \phi \quad \text{waar } -\phi: \text{ de waarde bij pas.gronddruk} \\ \phi_W : \text{ de werkelijke waarde} \\ +\phi : \text{ de waarde bij act. gronddruk.}$$

In fig. I-2 is λ_N als functie van ϕ , op twee manieren uitgezet.

1. volgens Jacky: $\lambda_N = 1 - \sin \phi$
2. volgens de algemene formule van $\lambda_{(\alpha)} = \frac{E(\alpha)}{\frac{1}{2} * GR * HT * HT} \quad \delta = 0$

De berekening in het tweede geval is uitgevoerd met het computer programma uit de vorige hoofdstukken. ($\delta = 0$).

Bij de overgang van passief naar actief ($\phi = 0$) wordt bij beide berekeningen een λ van 1 gevonden. De analogie met een vloeistof met een hydrostatische drukverdeling is dan direct duidelijk. De kracht E wordt dan gelijk aan $\frac{1}{2} * GR * HT * HT$



--- $\lambda_{\text{neutraal}} (\text{jacky}) = 1 - \sin \phi$ (passief geen fysische geldigheid.

— λ volgens $\frac{E(\kappa)}{\frac{1}{2} \times \text{GR} \times \text{HT} \times \text{HT}}$

figuur I - 2

Waarden met $\delta = 0$

BL = 0 (bovenbelasting)

GR = 16 (s.g. van de grond)

Beide grafieken hebben een beperkt geldigheidsgebied. Jacky is alleen geldig voor werkelijk optredende waarden van ϕ , en verder is fysisch gezien alleen het actieve gedeelte van belang. Voor dit gedeelte van de grafiek is een eenvoudige relatie tussen de λ -waarden van Jacky en de λ -waarden als functie van ϕ te bepalen. Indien we de hoek ϕ bij een neutrale berekening reduceren met een factor $2/3$ dan worden vrijwel de λ -waarden van Jacky gevonden:

ϕ	$\lambda_N = 1 - \sin \phi$	$\phi_W = 2/3 \phi$	λ_N
20°	0,66	13,33	0,62
$22,5^\circ$	0,62	15,00	0,59
25°	0,58	16,67	0,55
$27,5^\circ$	0,54	18,33	0,52
30°	0,50	20,00	0,49
$32,5^\circ$	0,46	21,67	0,46
35°	0,43	23,33	0,43

Met dit eenvoudige verband is nu een berekening mogelijk van de E_{II} door alleen de ϕ met een factor $2/3$ te reduceren. De vraag is nu wel of het niet reëel is de hoek delta mee te nemen. Deze hoek delta, met een waarde van $2/3 \phi$, is ingevoerd om een berekening mogelijk te maken met rechte glijvlakken. In het geval van neutrale gronddruk is het moeilijk om over glijvlakken te spreken.

Opmerking:

Met nadruk wijs ik erop dat de methode om een E neutraal te berekenen een benadering is die volledig op empirische gronden is bepaald. Het gaat hier om een eenvoudige berekeningswijze, waarbij de theoretische achtergrond niet aanwezig is. De λ neutraal wordt gevonden via de glijvlak theorie, terwijl er geen glijvlakken zijn en formule $\phi_W = 2/3 \phi$ is bepaald om een aansluiting met de praktijk te vinden.

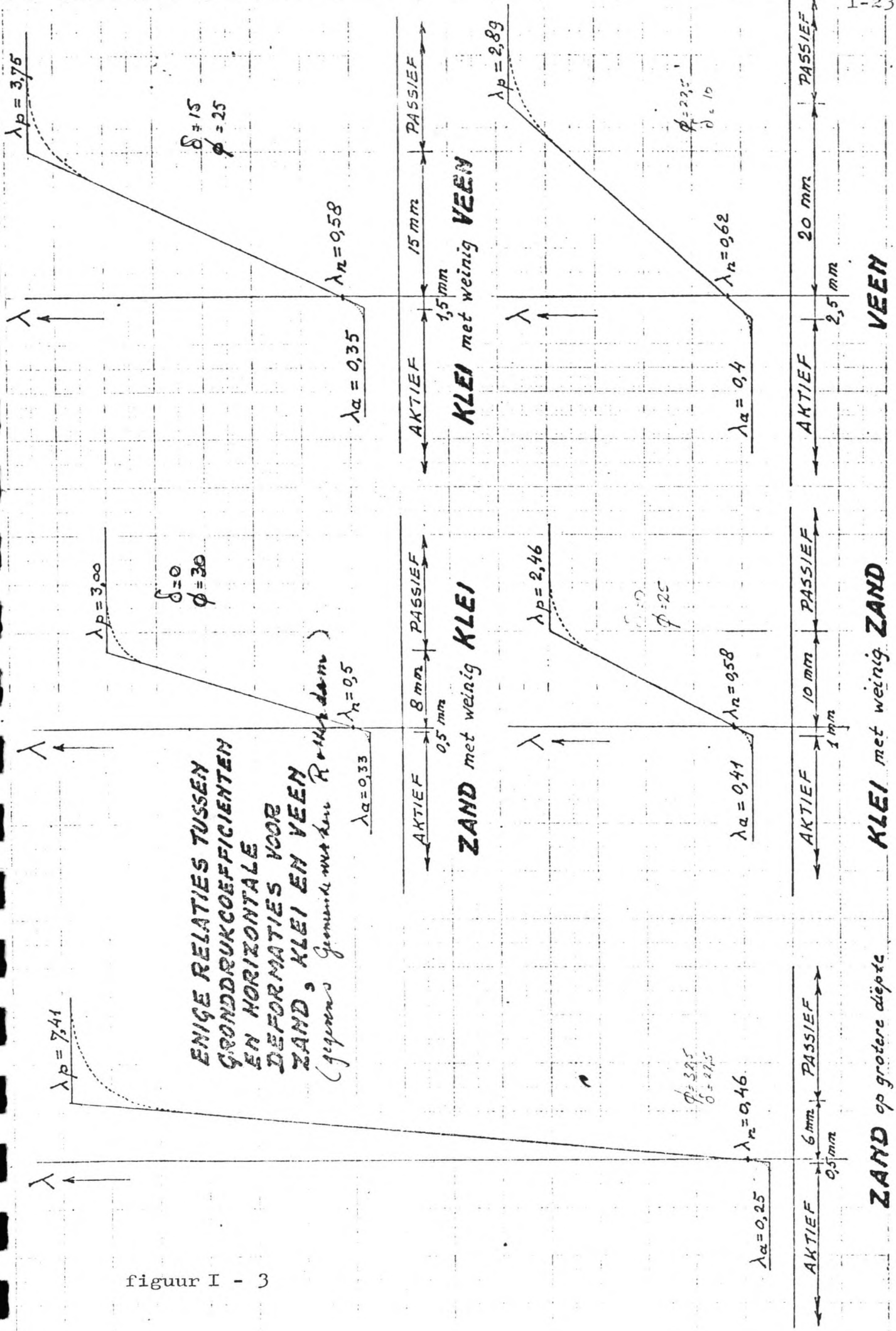
De berekening:

Als slotvraag blijft over wanneer moeten we een actieve, passieve of neutrale berekening uitvoeren.

Duidelijk zijn wel de twee uiterste waarden **actief en passief**, maar het tussengebied blijft moeilijk.

De relatie tussen spanning en vervormingen (verplaatsingen) zal hierbij een grote rol spelen. In figuur I - 3 zijn de deformaties als functie van de gronddrukcoëfficiënten afgebeeld. Bij kadeconstructies zal de aanvul grond meestal uit zand (met weinig klei) bestaan zodat een horizontale verplaatsing van 0,5 mm al voldoende is om een actieve berekening toe te passen.

Eén en ander is dus afhankelijk van de ondergrond waarop de constructie rust. (Gewichtsconstructie zelf: $EI = \infty$).



figuur I - 3

Bijlage 2

Het computer programma:

Zoals al beschreven is, is het computerprogramma geschreven in BASIC. Het is op een dergelijke manier geschreven dat het ook bereikbaar is voor iemand die weinig ervaring heeft met computer programma's.

Tijdens het uitvoeren van het programma vraagt de computer zelf om de nodige inputparameters. Bij het invoeren van zinloze waarden zal steeds teruggesprongen worden naar de stap voor de zinloze invoer.

Het gebruik: Sluit de computer (Vic-20, Commodore) aan volgens de handleiding, schakel televisie, computer en printer in.

Type in: LOAD "COULOMB"

op het scherm wordt afgedrukt:

- press play on tape.

Laad vervolgens het cassette bandje met "Coulomb".

op het scherm wordt afgedrukt:

- found coulomb

- loading

- ready (na enige tijd)

Type in: RUN

We zijn nu bij de werkelijke uitvoering van het programma gekomen. In hoofdlijnen is het programma in twee delen te splitsen nl.

1. Berekening van E, met het daarbij behorende moment.
2. Berekening van de breedte B van de constructie

AD 1:VRAAG Actief/passief/neutraal?

Eén van deze antwoorden moet gegeven worden, waarna de computer de juiste hoek ϕ en δ bepaalt (bij neutraal wordt δ automatische 0).

VRAAG : Bovenbelasting?
voer de waarde in (KN/m)

VRAAG: listing Y or N?
type antwoord: Y : printen op papier
N : printen op scherm.

VRAAG : aantal lagen, type aantal of ret.
Hiermee wordt bepaald in hoeveel lagen de
berekening moet worden gemaakt. Dus bij één
Grondsoort met grondwater type 2. N1. 1 laag
droge grond en een laag natte.

VRAAG : aantal iteraties?
Zoals beschreven is het nodig te itereren om een
juiste waarde voor het moment te krijgen.

VRAAG : G.W.S. onder M.V.
Voor het bepalen van de kracht is het nodig dat
de hoogte van het grondwater onder het maaiveld inge-
voerd wordt.

Bij droge grond moet men hier aannemen dat het grondwater net
onder de beschouwde laag staat.

VRAAG : totale hoogte?/deel hoogte?
Afhankelijk of men bij het aantal lagen 1 of
meerdere heeft ingevoerd komt nu bovengenoemde
vraag naar voren. Invoeren in meters.

VRAAG : Grondgewicht?
Voer waarde in.

VRAAG : Inwendige hoek?
voer waarde voor ϕ in (graden)

VRAAG : C-waarde
Voer de C-waarde in.

Na enige tijd komt op het scherm of op de printer:

Labda
 hoek Alpha
 som E
 som Moment

Totale hoogte
 E door Grond
 E door Grondwater

Totaal E
 totaal Moment

Indien meerdere lagen moeten worden berekend zal nu terug-
 sprongen worden naar de vraag: Deel hoogte?

AD 2: Op het scherm komt de vraag:

VRAAG : Bepaling Breedte met deze waarden
 Type Y / N / S.

Y : de berekening voor breedte wordt uitgevoerd
 voor de E en M bepaald onder 1.

N : de breedte berekening zal zelf vragen om de nodi
 nodige invoer gegevens zoals E, \dot{M} , δ , actief,
 passief, neutraal.

S : Stop.

- Indien, zoals in normale gevallen Y ingetyped
 is, vervolgt het programma met:

Totale hoogte

VRAAG : S.G. constructie?
 voer de waarde in.

VRAAG : Troskracht?
 voer de waarde in.

VRAAG : Waterstand?

Voer de waarde in t.o.v. de teen van de constructie (meter).

VRAAG : Minimale B Y/N

Y : de waarde van B wordt zodanig bepaald dat nog net aan het "kern criterium" wordt voldaan.

N : voor een willekeurige waarde worden de veiligheidsfactoren bepaald.

VRAAG : Listing Y / N ?

printer of scherm uitvoer.

Als uitvoer wordt gegeven: - de kernvraag
- de kantelveiligheid
- de minimale wrijvingscoëfficiënt
- de breedte van de constructie.

Tot slot wordt op het scherm afgedrukt:

Totaal opnieuw 1

Deels opnieuw 2

Stop 3

Keuze?

Bij 1 beginnen we bij ad. 1.

Bij 2 beginnen we bij ad. 2.

Bij 3 stop.

In het navolgende volgt een listing van het totale programma.

Regel 1 - 500 : programma voor berekening van E en M.

500 - einde : programma voor berekening van de breedte van de constructie.

3
4
5
6

70 PRINT"J"
81 A\$="ACTIEF":PRINT"ACTIEF/PASSIEF/NEUTRAAL":INPUTA\$:INPUT"BOVENBELASTING";BL
92 E=1:IFA\$="PASSIEF"THENE=-1
103 L\$="N":INPUT"LISTING Y OR N";L\$
114 K1=1:PRINT:PRINT"AANTAL LAGEN?":INPUT"TYPE AANTAL OF RET";K1
125 Z=10:PRINT:PRINT"AANTAL ITERATIES?":INPUT"TYPE AANTAL OF RET";Z
137 PRINT:INPUT"HOEK DELTA ";D:IFA\$="NEUTRAAL"THEND=0
148 PRINT:INPUT"GWS ONDER MV ";G1
159 DIMEA(K1),HT(K1),GR(K1),X(K1)
1610 IFL\$="Y"THENOPEN1,4:CMD1
1711 PRINT"BEREKENING ";A\$
1812 PRINT"BOVENBELASTING ";BL
1913 PRINT"HOEK DELTA VAN E ";D:D=E*D* π /180
2014 IFL\$="Y"THENPRINT#1:CLOSE1
2115 FORK=1TOK1:PRINT"J"
2216 IFK1<>1THENPRINTK;"E DEEL HOOGTE":INPUTHT:PRINT"J":GOTO18
2317 HT=6:INPUT"TOTALE HOOGTE ";HT
2418 GR=16:INPUT"GRONDGEWICHT ";GR
2519 O1=30:INPUT"INWENDIGE HOEK";O1:O=O1:IFA\$="NEUTRAAL"THENO=2*O/3
2620 C=0:INPUT"C-WAARDE ";C
2721 IFL\$="N"THENGOTO35
2822 IFL\$="Y"THENOPEN1,4:CMD1
2923 IFK1><1THENPRINTK;"E DEEL HOOGTE ";HT:GOTO25
3024 PRINT"TOTALE HOOGTE ";HT
3125 IFZ><1THENPRINT"AANTAL PARTJES ";Z
3226 PRINT"HOEK INWENDIGE WRIJ";O1
3327 PRINT"GRONDGEWICHT ";GR
3428 PRINT"C-WAARDE ";C
3535 PRINT"J"

```

306 IFL$="Y" THEN PRINT#1:CLOSE1
37 IFG2=>G1 THEN GR=GR-10
38 IFG2=G1 THEN G3=1
39 H=HT/Z
40 O=O*E*π/180
70 FORN=0 TO Z-1
71 IFT1=1 THEN GOTO105
72 A=0:IFE=-1 THEN A=π/2.2
73 EA=0:IFE=-1 THEN EA=10000
90 DA=.1*E
101 ES=EA:A=A+DA
1100 FG=GR*H*H/2*TAN(A)
1202 FC=C*H/COS(A)*E
1305 BO=N*H*GR+BL:FB=H*BO*TAN(A)
1400 EA=((-FC*(SIN(A)*TAN(A+O)+COS(A))+FB+FG)/(SIN(D)+(COS(D)*TAN(A+O))))
15201 IFT1=1 THEN GOTO207
16202 IFEA*E>ES*E THEN GOTO81
17203 IFABS(DA)<.001 THEN GOTO207
18206 A=A-DA:EA=ES:DA=DA/2:GOTO81
19207 FQ=(FC*SIN(A)+EA*COS(D))/COS(A+O)
20208 IFEA<0 THEN EA=0:GOTO215
2210 X=(((-FG/3-FB/2+FQ/2*SIN(A+O))*H*TAN(A)+(H/2*FQ*COS(A+O)))/(EA*COS(D)))
2211 X1=(HT-(N*H)-H+X)
23213 ZE=ZE+EA
24214 M=M+(EA*COS(D)*X1)
25215 EA=INT(EA+.5):PRINT"KRACHT EA ";EA
26216 X1=.01*INT(100*(X1+.005)):PRINT"AANGRIJPING ";X1
27217 PRINT"HOEK ALPHA ";INT(A*180/π+.5)
28218 PRINT:PRINT
29220 T1=1:IFAC.5 THEN T1=0
30221 NEXTN:T1=0
3265 IFL$="Y" THEN OPEN1,4:CMD1
3267 LA=.01*INT((100*ZE*COS(D)/(HT*(HT/2*GR+BL)))+.05):PRINT"LABDA ";LA
33270 PRINT"HOEK ALPHA ";INT(A*180/π+.5)
34271 PRINT"SOM E ";INT(ZE+.5)
35272 PRINT"SOM MOMENT ";INT(M+.5)
38300 IFL$="Y" THEN PRINT#1:CLOSE1
340 EA(K)=ZE:HT(K)=HT:GR(K)=GR:X(K)=M/(ZE*COS(D))
341 PRINT:PRINT:PRINT
342 BL=(GR(K)*HT(K))+BL
345 G2=HT+G2:ZE=0:HT=0:M=0
5350 NEXTK
6355 HT=0:ZE=0:FORK=1 TO K1:HT=HT+HT(K):ZE=ZE+EA(K):NEXTK
7360 M=0:N=0:FORK=K1 TO 1 STEP-1:M=M+(EA(K)*COS(D)*(X(K)+N)):N=HT(K)+N:NEXTK
8362 GW=HT-G1:FK=5*GW*GW
9369 IFL$="Y" THEN OPEN1,4:CMD1
10370 PRINT"TOTALE HOOGTE "HT
11372 PRINT"E DOOR GROND "INT(ZE+.5)
12373 PRINT"E DOOR GRWATER"INT(FK+.5)
13374 PRINT
14375 PRINT"TOTALE E "INT(ZE+FK/COS(D)+.5)
15379 PRINT"TOTALE MOMENT "INT(M+FK*GW/3+.5)
16380 IFG3=0 AND G1<HT THEN PRINT"GRONDWATER FOET INGEVOERD"
17390 IFL$="Y" THEN PRINT#1:CLOSE1
18399 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT:PRINT

```

```

33 500 REMCONTOLEKADE
34 509 PRINT"BEPALING BREEDTE MET DEZE WAARDEN "
35 510 B$="Y":INPUT"TYPE Y/N/S ";B$:PRINT"J":IFB$="Y"THENGOTO520
36 511 IFB$="S"THENGOTO9999
512 INPUT"TOTALE HOOGTE ";HT
513 INPUT"M DOOR GROND ";M
514 INPUT"ACTIEF/PASSIEF";A$:E=1:IFA$="PASSIEF"THENE=-1
515 INPUT"HOEK DELTA ";D:D=E*D*PI/180
516 INPUT"E DOOR DE GROND";ZE
517 INPUT"GRONDWATERST ";GW
518 REM IFGW>HTTHENPRINT"ONZIN INVOER"
519 REM IFGW>HTTHENGOTO517
520 RO=1:O=10
521 PRINT"TOTALE HOOGTE ";HT:PRINT
523 INPUT"SG CONSTRUCTIE";SG
525 INPUT"TROSKRACHT ";FT
526 INPUT"DEKKING P-LAST";FL
527 INPUT"DEKKING EXCEN ";YL:
528 INPUT"PUNTLAST ";FP
529 INPUT"PUNTL. EXCEN ";YP:
530 INPUT"WATERSTAND ";W
531 IFW>HTTHENPRINT"OVERSTROMING"
532 IFW>HTTHENGOTO530
544 B=1:DB=2
545 B$="N":INPUT"MINIMALE B Y/N";B$:IFB$="Y"THENGOTO552
550 INPUT"CONSTR BREEDTE";B
552 INPUT"LISTING Y OR N";L$:PRINT"J":IFL$="Y"THENOPEN1,4:CMD1
558 IFGW<WTHENFO=RO*G*GW*B:E=1:EE=-1
559 IFGW>WTHENFO=RO*G*W*B:E=2:EE=1
560 FW=RO/2*G*W*W:FZ=SG*B*HT:FK=RO*G*GW*GW/2:FI=RO*G*ABS(W-GW)*B/2
565 MH=M+FT*(HT+1.65)+FK*GW/3-FW*W/3
567 MB=((FZ-FO)*B/2+ZE*B*SIN(D)-(FI*E*B/3))+FP*YP+(FL*YL)
570 RV=FZ-FO+ZE*SIN(D)-FI+FP+FL
580 RH=ZE*COS(D)+FT+FK-FW
590 Y2C=(B/2)-YL:IFYL>B/2THENY2C=-(YL-B/2)
591 Y1C=(B/2)-YP:IFYP>B/2THENY1C=-(YP-B/2)
592 MC=-EA*SIN(D)*B/2+(EE*B*FI/6)+(FP*Y1C)+(FL*Y2C)
600 V1=MB/MH
700 V2=RH/RV
810 MT=MH+MC
811 IFB$="Y"ANDDB<.01THENB=B+.02:GOTO814
812 IFB$="Y"AND6*MT>B*RVTHENB=B+DB:GOTO560
813 IFB$="Y"THENB=B-DB:DB=DB/2:B=B+DB:GOTO560
814 PV=HT:PRINT"HOOGTE CONSTR.":GOSUB5000
816 PV=ZE:PRINT"E DOOR KORREL ":GOSUB5200
817 PV=M:PRINT"MOMENT KORREL ":GOSUB5100
818 PV=W:PRINT"WATERSTAND ":GOSUB5000
819 PV=GW:PRINT"GRONDWATERST ":GOSUB5000
820 PV=FT:PRINT"TROSKRACHT ":GOSUB5200
821 PV=SG:PRINT"SG CONSTRUCTIE":GOSUB5300
822 PV=FP:PRINT"PUNTLAST ":GOSUB5200
823 PV=YP:PRINT"EX. PUNTLAST ":GOSUB5000
824 PV=FL:PRINT"PL. COPING/GR.":GOSUB5200
825 PV=YL:PRINT"EX. COPING+GR.":GOSUB5000
826 PV=MT:PRINT"MOMENT OM MID.":GOSUB5100
827 PV=RH:PRINT"RESULTANTE HOR":GOSUB5200
829 PV=RV:PRINT"RESULTANTE VER":GOSUB5200
845 IF6*MT<B*RVTHENPRINT"BINNEN DE KERN":PRINT
846 IF6*MT=B*RVTHENPRINT"KRITIEK MET KERN"
847 IF6*MT>B*RVTHENPRINT"BUITEN DE KERN"
850 V1=.01*INT(100*(V1+.005)):PRINT"KANTELVEILIGHEID";V1
851 V2=.01*INT(100*(V2+.005)):PRINT"MIN. BENODIGDE WRIJVINGS-"
852 PRINT"COEFFICIENT ";V2:PRINT
860 PV=B:PRINT"BREEDTE CONSTR":GOSUB5000
900 IFL$="Y"THENPRINT#1:CLOSE1

```

VI 20

VI 20

Programma aanpassingen t.b.v. de blokken berekening. zie blz 41.

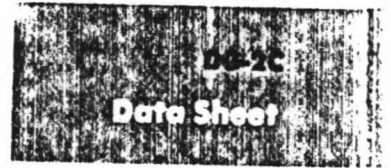
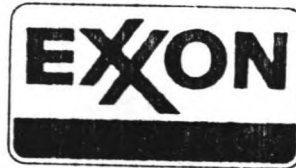
VIBRO

```

14
15 558 IFGW<WTHENFO=RO*G*GW*B:E=1
16 559 IFGW>=WTHENFO=RO*G*W*B:E=2
17 560 FW=RO/2*G*W*W:FZ=SG*B*HT:FK=RO*G*GW*GW/2:FI=RO*G*ABS(W-GW)*B/2
18 565 MH=M+FT*(HT+.5 )+FK*GW/3-FW*W/3
19 567 MB=(-M1B          )+(FO*B/2)+(FI*E*B/3)-(FP*YP)-(FL*YL)
20 570 RV=R1          -FO-FI+FP+FL
21 580 RH=ZE*COS(D)+FT+FK-FW
22 590 Y2C=(B(A)/2)-YL:IFYL>B(A)/2THENY2C=-(YL-B(A)/2)
23 591 Y1C=(B(A)/2)-YP:IFYP>B(A)/2THENY1C=-(YP-B(A)/2)
24 592 MC=-M2C          +((E*B/3-B(A)/2)*FI)+(FP*Y1C)+(FL*Y2C)
25 600 V1=ABS(MB/MH)
26 700 V2=RH/RV
27 810 MT=MH+MC
28
29
30 READY.
31

```

FILMO



Supersedes issue of 4 17 68

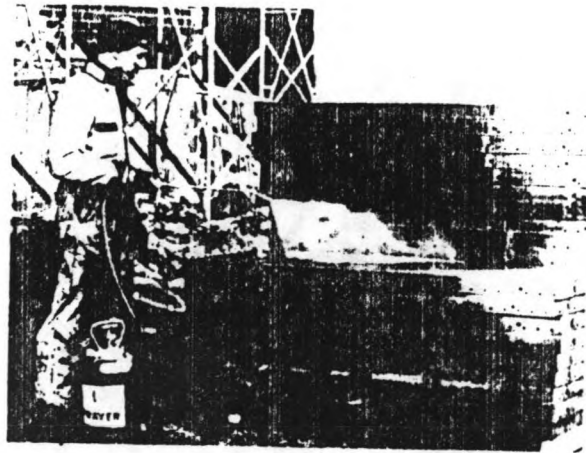
FILMO[®]

Concrete Form Coatings

Unlike ordinary form oils, FILMO is not a lubricant: it is a compound that acts chemically to prevent bonding between form and concrete. After the concrete has hardened, forms treated with FILMO break away with minimum effort, leaving smooth concrete surfaces and clean forms essentially free of concrete deposits. With practically all chipping and wire brushing eliminated, little labor is required to prepare the forms for re-use or to touch up the finish of the concrete.

Forms treated with FILMO last longer, too. Not only is there less distortion and breakage, but FILMO has a waterproofing effect on wooden forms, and it protects steel forms against rusting. FILMO is used as a rust preventive for steel forms in storage and as a general preservative and cleaning agent for all tools and equipment used in handling concrete mix. Repeated application of FILMO tends to loosen concrete deposits on old forms, and it works to prevent further accumulations.

FILMO can be applied quickly and easily with an inexpensive portable spray outfit available from the building material supplier. It can also be applied by brush, swab, or dip. Only a thin film is required. The recommended application rate is 800-1,000 square feet per gallon compared with 300-400 square feet per gallon for ordinary form oils.



Forms in continuous production service are treated with FILMO before each use. Stored or idle steel forms should be treated after the last casting and again immediately before being put back in service.

Typical Inspections

The values shown here are representative of current production. Specifications controlled by manufacturing instructions. Actual values may vary. All of them may vary within stated ranges.

FILMO Grade	40	45
Gravity, sp	81	28
Viscosity, SSU at 100°F	48	81
Flash Point (FCC), °F	75	87
API Gravity	1.4	35

The film has good weather resistance and can be expected to give weeks of effective protection against rusting.

FILMO does not stain. It leaves only a fine dusting of light-gray powder on the form and concrete surfaces. The powder has no effect on the forms and can be removed easily from the concrete, if necessary, by brushing. The brushed concrete surface can be readily coated with paint, waterproofing, cement, or plaster.

FILMO is available in two grades—FILMO 40, a regular grade suitable for general service; FILMO 45, a heavier-duty grade for certain critical applications.

Recommendations For Use

FILMO is a versatile product that can be used with all types of forms.

Plywood Forms: FILMO 40 is compatible with all plywood coatings, doubles or triples form life, and helps to keep grain from rising.

Patented Wall Forms: Spray forms with FILMO 40 before each casting; also spray backs occasionally for easy removal of concrete seepage or splatterings.

Steel Pans: Spray with FILMO 40 just before installing reinforcement.

Steel Column Forms: Regular applications of FILMO 40 will help to keep forms completely free of deposits and rust.

Fiber Tube Forms: Apply FILMO 40 to large tubes with spray; small tubes can be treated by soaking a swab in FILMO 40 and ramming it through them. Suitable for wax- or plastic-coated tubes. Tubes will strip easily within 90 days.

Post-tension Rods: Dip rods in the concentrate, FILMO 45, several weeks prior to their installation. Repeat just before installation. By preventing bonding between rod and concrete, this treatment can eliminate need for conduits.

Aluminum Forms: FILMO 40 is highly effective in eliminating the tight binding often encountered with aluminum forms.

Slip Forming: In cases where a release agent cannot be applied before each pouring, use the concentrate, FILMO 45, before placing the forms in service. For wood forms, soak staves in FILMO 45 for at least half an hour. If possible, re-spray the forms with FILMO 40 before each pouring.

Concrete Block Plants: Clean molds and spray them with FILMO 40 between castings.

Concrete Pipe Plants: Treat forms, rings, pallets, mixers, conveyors, etc., with the concentrate, FILMO 45.

Pre-stressed Beam Plants: A light spray of FILMO 40 before casting is adequate. For a clean break-away, allow full curing period before removing forms.

Cement-handling Equipment: Mixers, pavers, hoist buckets, power trowels, truck pans, wheelbarrows, chutes, conveyors, and other equipment that comes in contact with cement can easily be kept clean if it is hosed down at the end of the work period and sprayed with FILMO 40 or 45. Shovels, hoes, trowels, and other hand tools should be cleaned off and soaked in a drum containing FILMO 40 or 45.

Other Applications: Aluminum window frames, glass, truck cabs, floors, and other parts and areas subject to spattering with cement or plaster can be pre-coated with FILMO 40. Subsequent splatterings can be removed cleanly and easily.

Precaution

Because FILMO 40 and FILMO 45 have flash points of 75° and 67°F respectively, they should be used with adequate ventilation. Also, prolonged breathing of the vapor or prolonged or repeated contact with skin should be avoided. When not in use, FILMO containers should be kept closed and away from heat, sparks and open flame.

Bepaling van de reductie coëfficiënten bij een fender berekening.

- C_m - massacoëfficient
- C_e - excentriciteitcoëfficient
- C_s - stijfheidscoëfficient
- C_k - kadecoëfficient.

C_m wordt bepaald door de formule $\frac{m_s + m_w}{m_s} = 1 + \frac{m_w}{m_s}$

waarin m_w (massa verplaatste water) = $0,25 \times D^2 \times L \times \pi \times \rho_w$

L = lengte schip
D = diepgang schip

C_e wordt bepaald door de formule $\frac{I_p}{(I_p + a^2 m_s)}$

waarin I_p (polair massatraagheidsstraal) = $\frac{1}{12} L^2 m_s$ (homogene massaverdeling)
L = lengte schip
a = excentriciteit

C_s wordt bepaald door de stijfheid van het schip. Waarden tussen 0,9 en 1,0 zijn maatgevend. *worden gebruikt.*

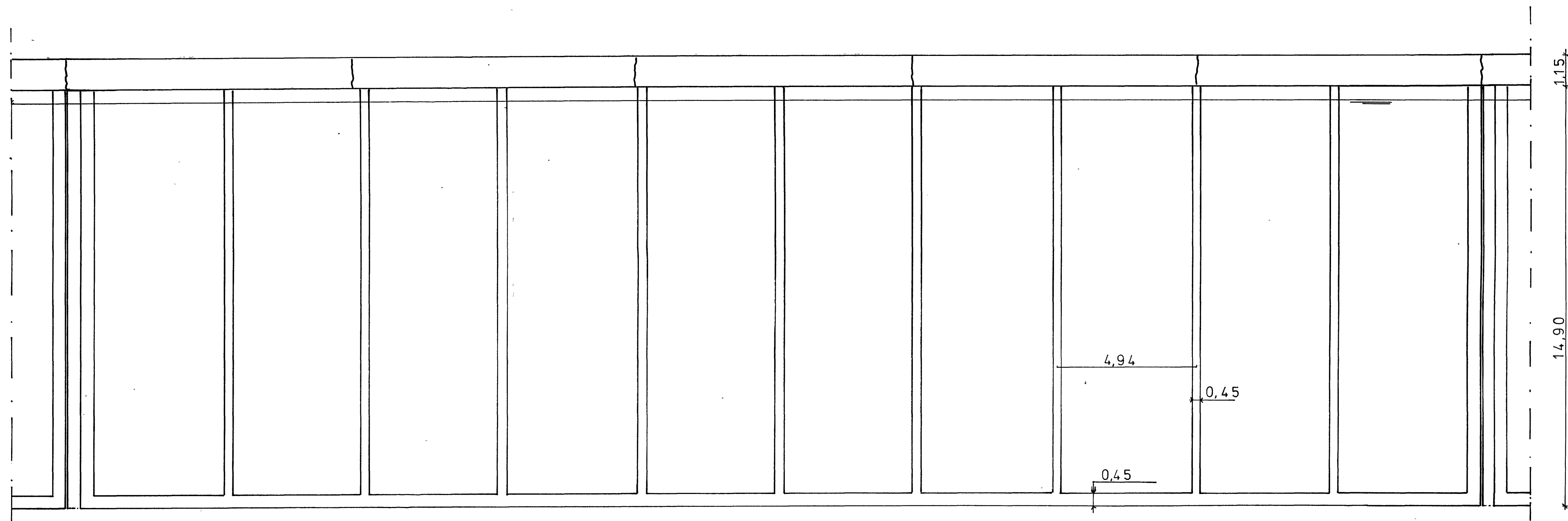
C_k wordt bepaald door de vorm van ~~afmeer~~ *kade* constructie. Waarden van 0,8 voor gesloten kademuren tot 1 voor een steiger,

Berekening voor het hier van belang zijnde ontwerp.

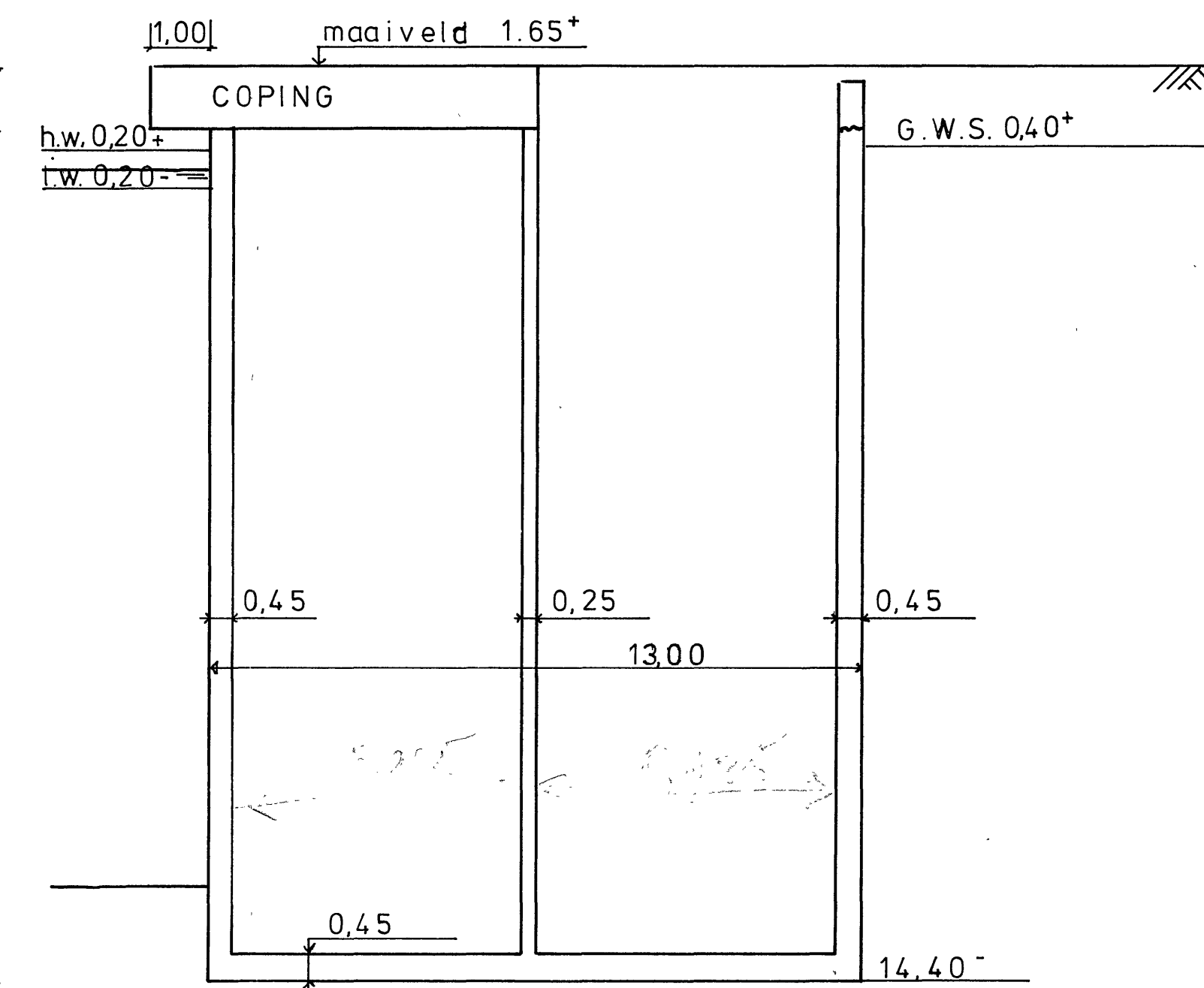
Ontwerpschip: lengte 150 meter
diepgang 8 meter
waterverplaatsing 20000 m^3
 ρ -water 1,025 ton/m^3

$C_e = 0,6$ ($a = \frac{1}{4} L$), $C_m = 1,4$, $C_s = 1$, $C_k = 0,9$, $C_e \times C_m \times C_s \times C_k = 0,75$

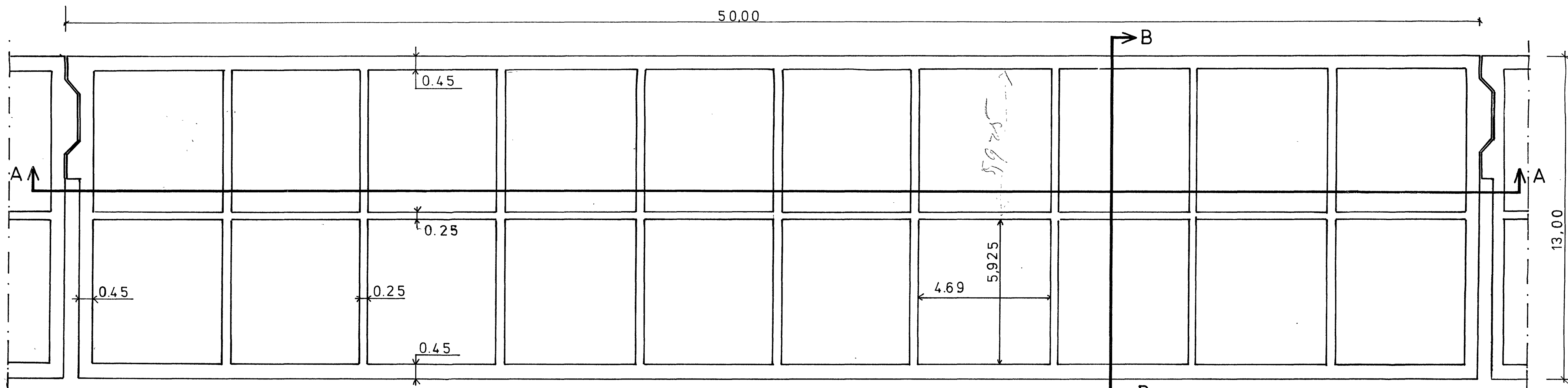
($C_s = 1$ omdat zeer stijve schepen worden afgemeerd (RO-RO), $C_k = 0,9$ omdat hier sprake is van een gesloten constructie, maar doordat de coping een overstek heeft is de waarde 0,8 te gunstig.)



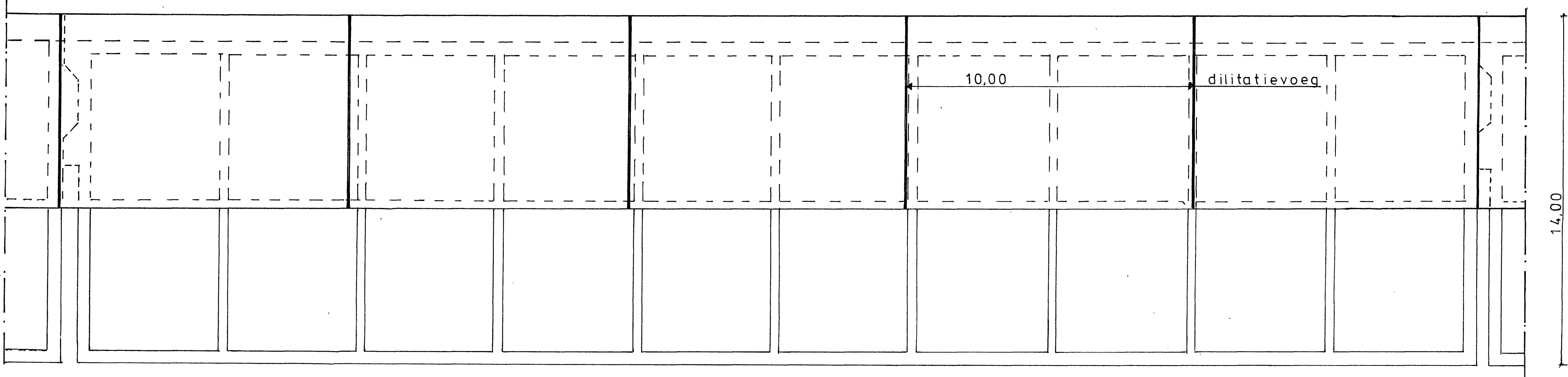
VERTICALE DOORSNEDE A - A



VERTICALE DOORSNEDE B - B

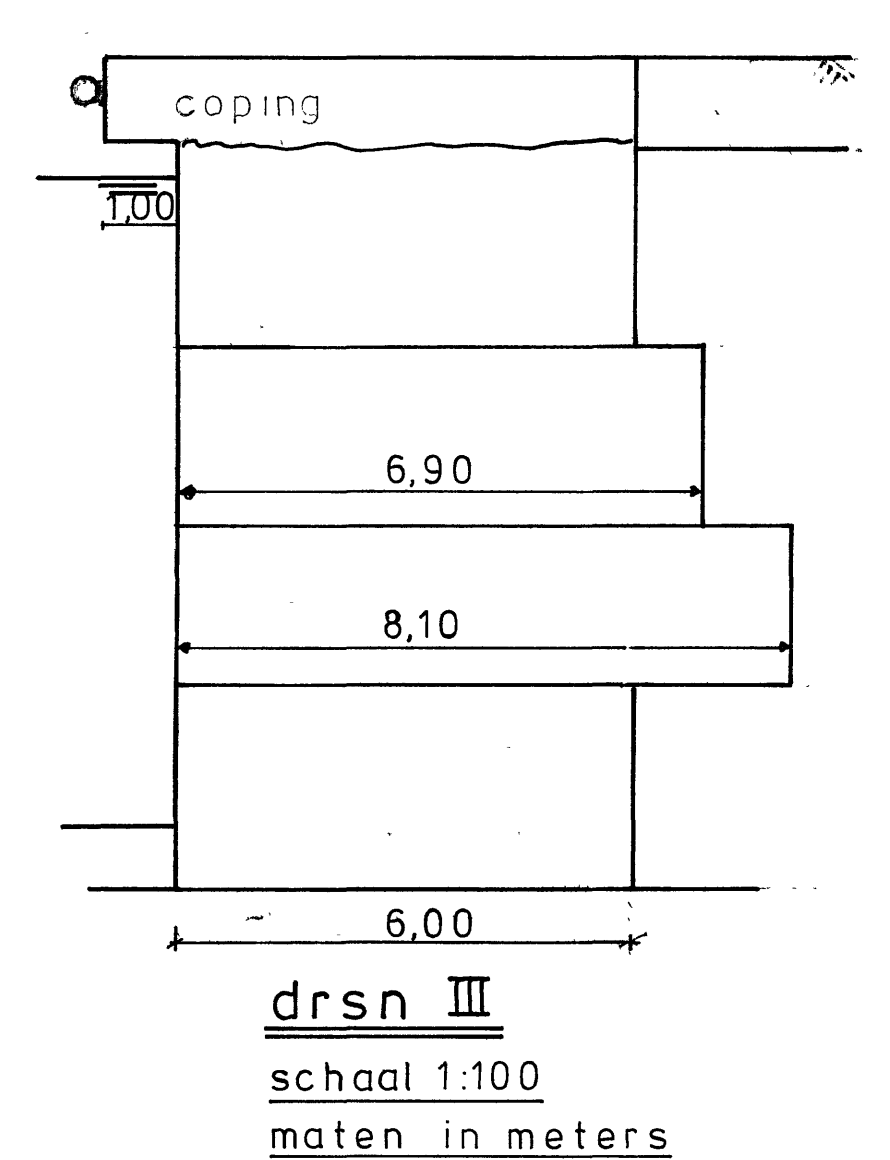
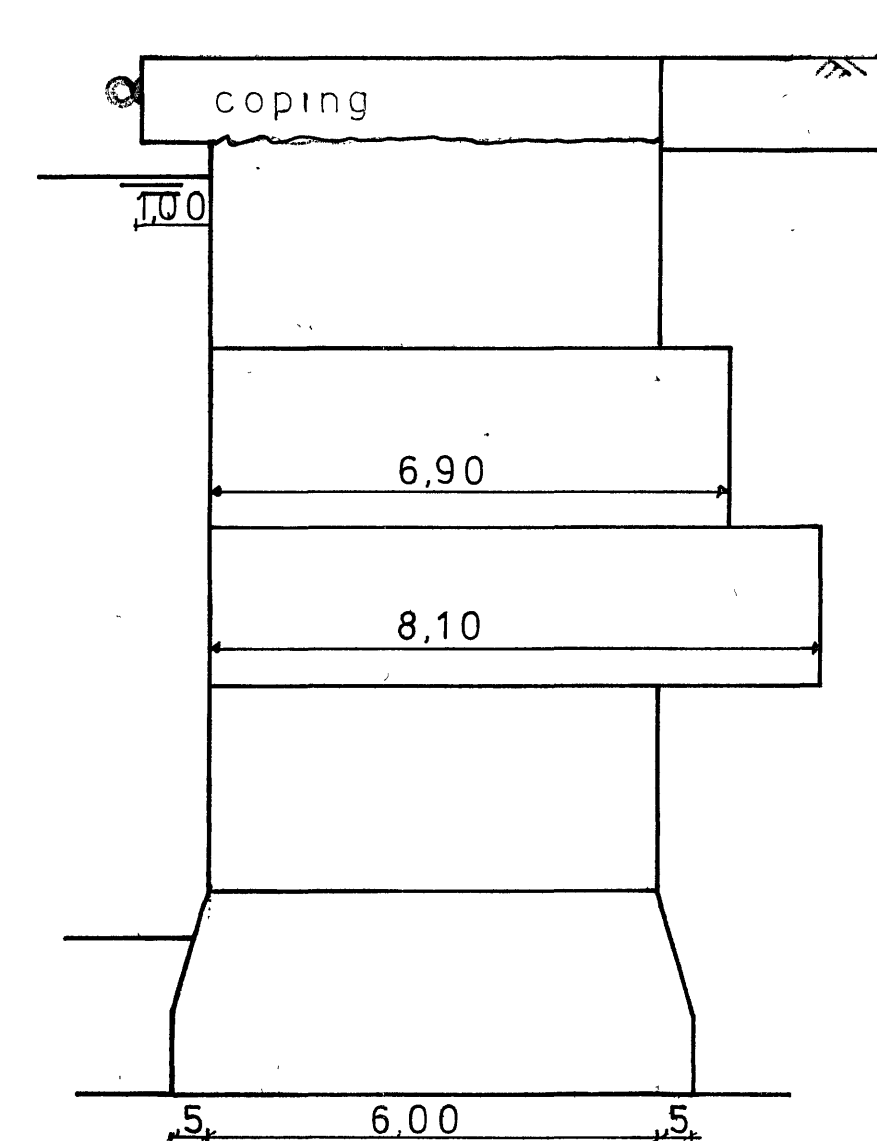
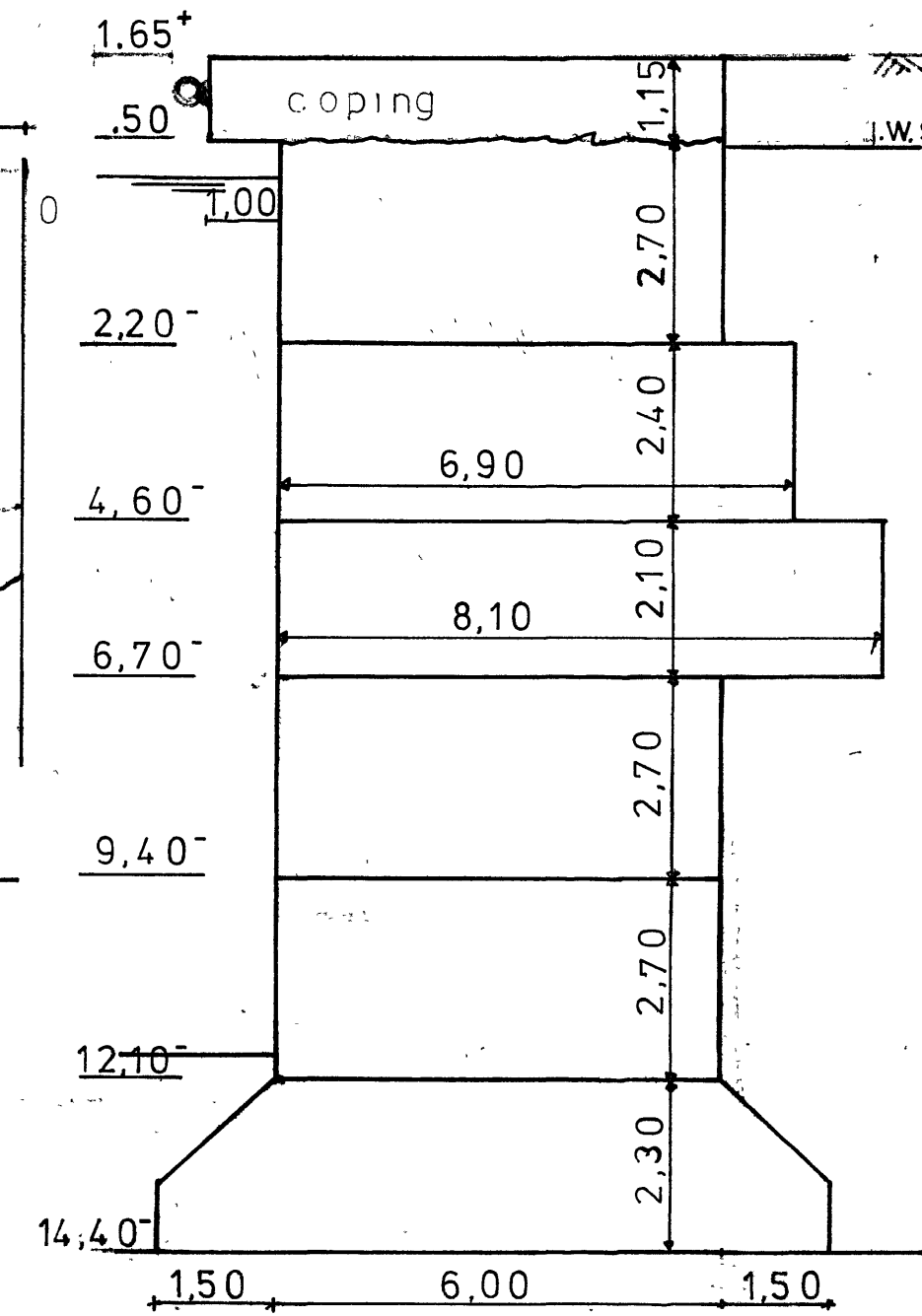
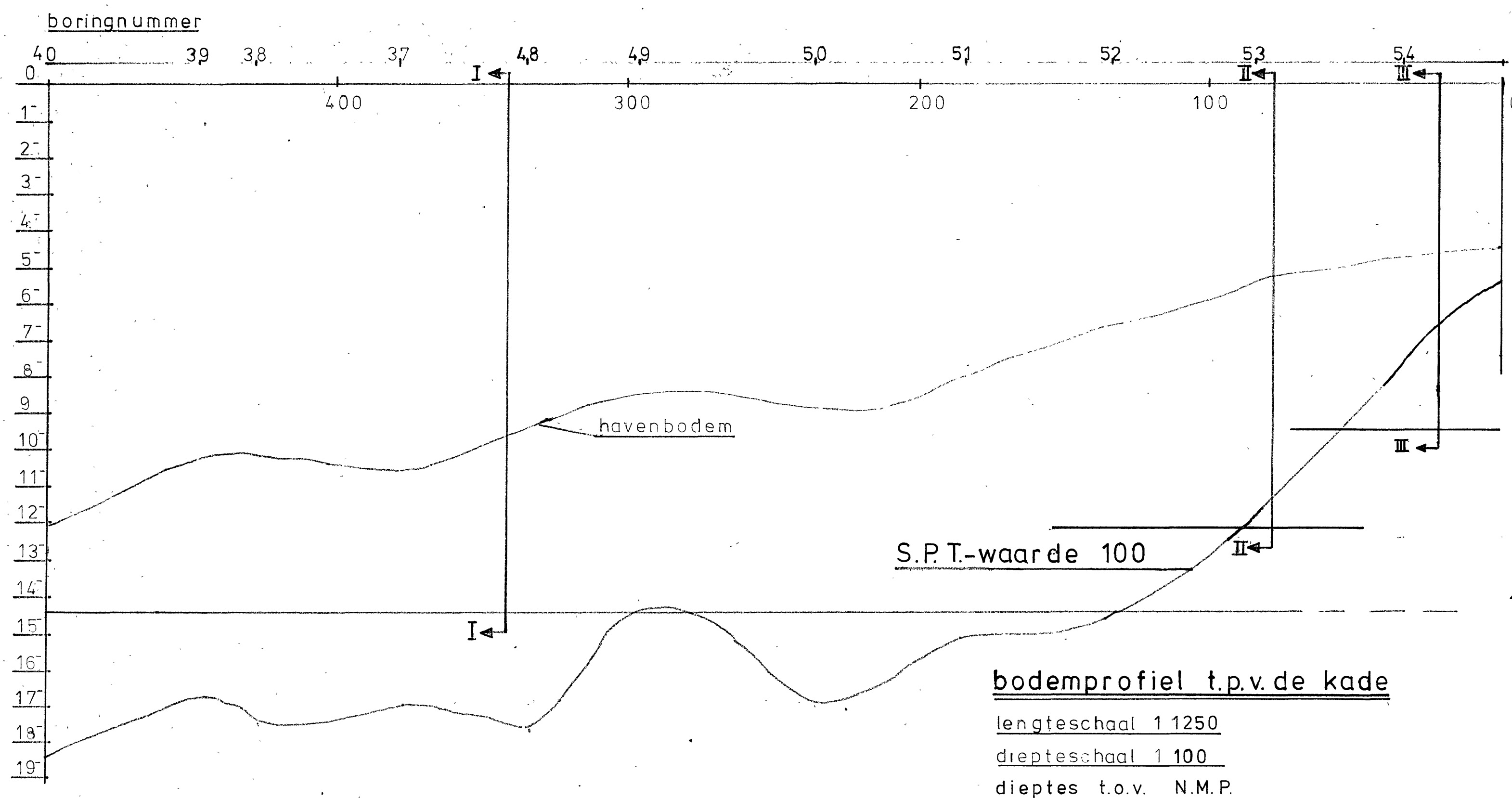
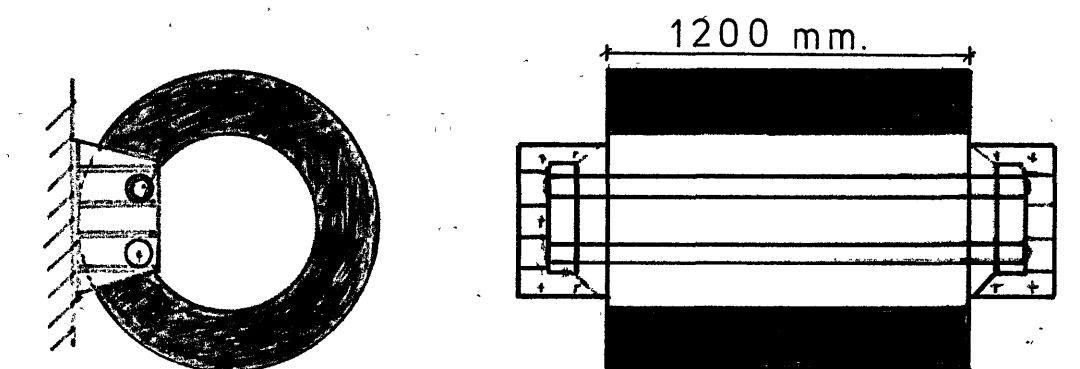
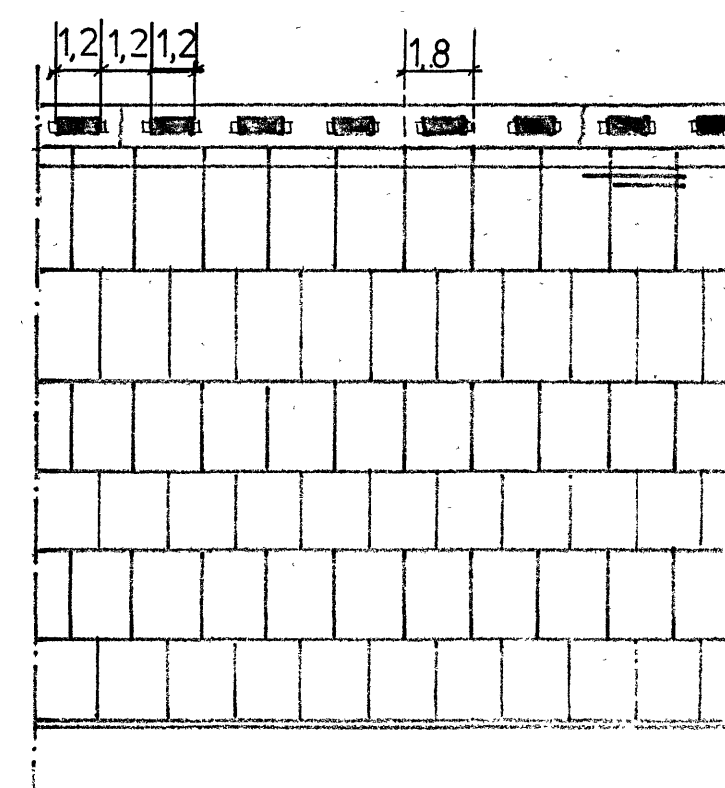
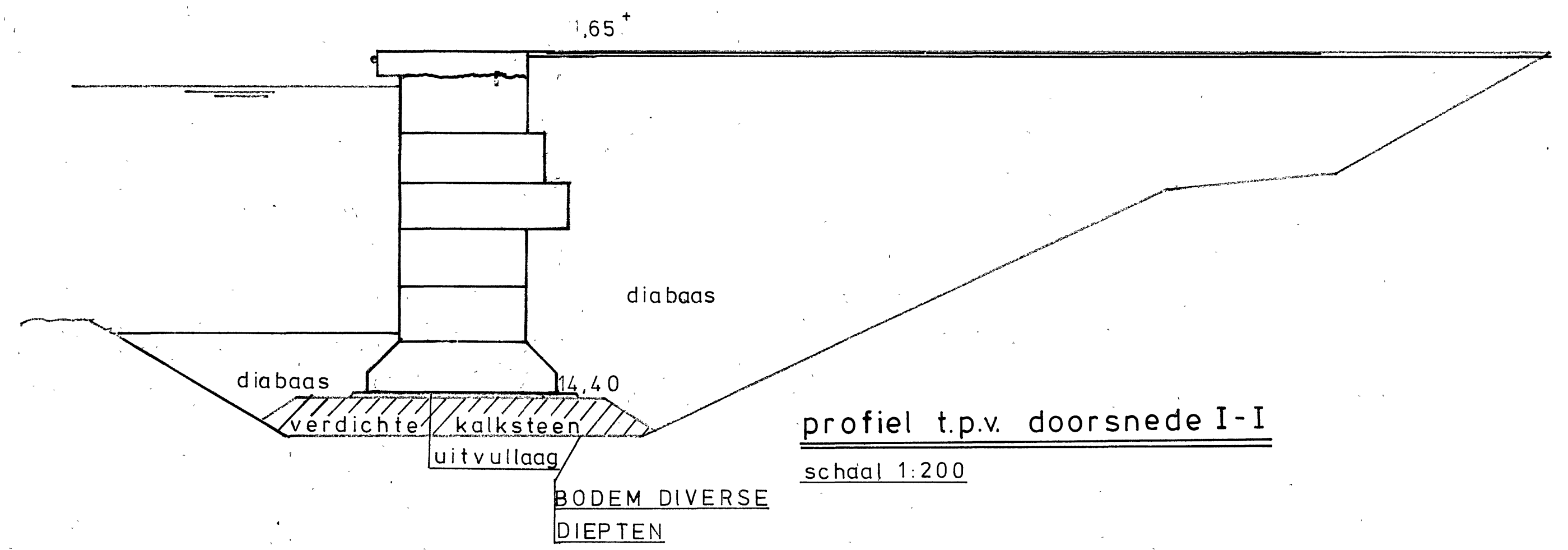
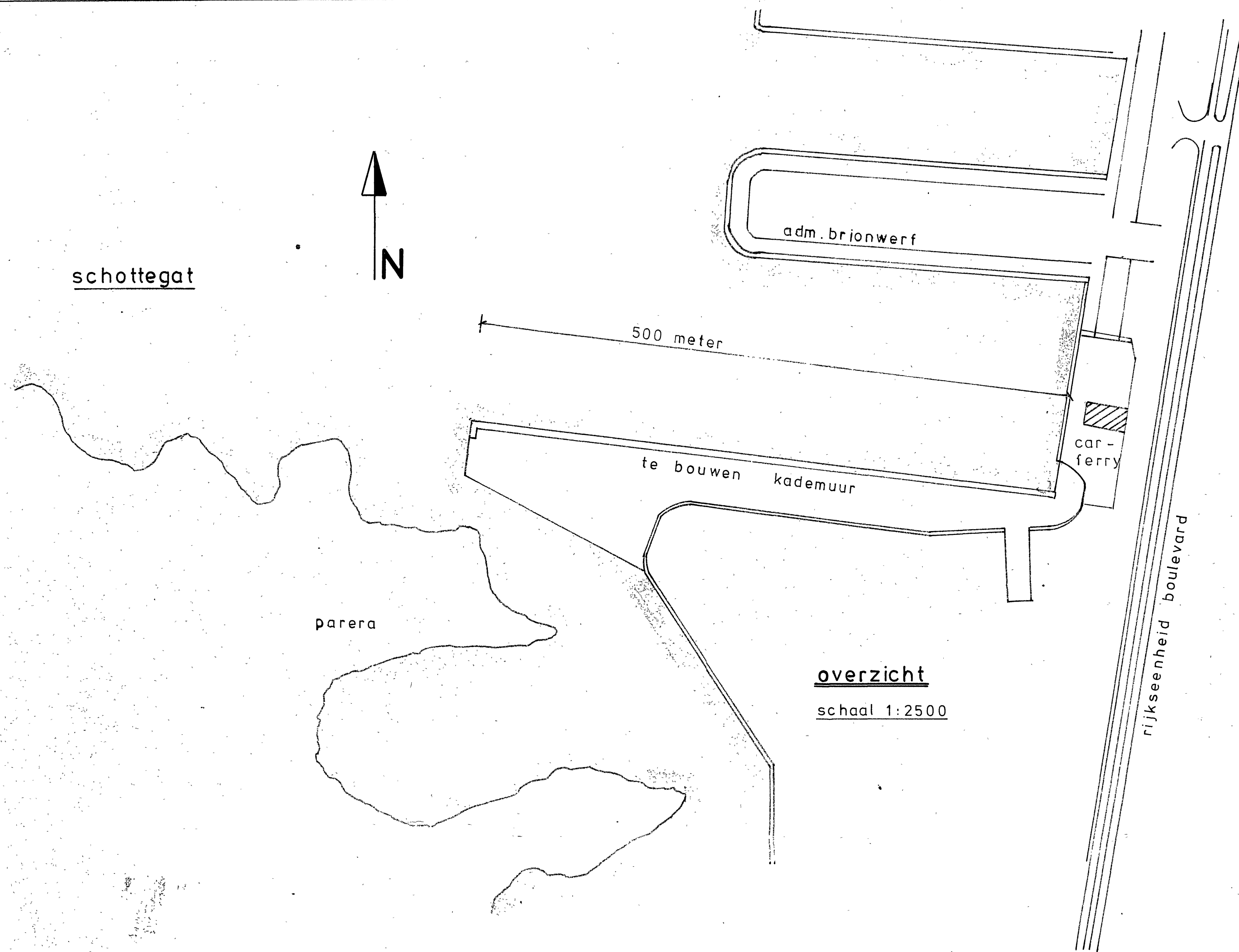


HORIZONTALE DOORSNEDE OP N.M.P.



HORIZONTALE DOORSNEDE OP N.M.P. + 1.00 m.

EEN GEWICHTS CONSTRUCTIE
 ALS KADEMUUR OP CURACAO
 TEKENING I: caisson
 schaal 1:100, maten in meter
 W. M. MIDDELBURG



EEN GEWICHTSCONSTR. ALS
ALS KADEMUUR OP CURACAO

TEKENING I: overzicht
blokkenmuur

diverse schalen



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

