
ONDERZOEK BOUWMETHODEN VOOR
ZEESLUIS IN SEVERN

GEOTECHNISCHE UITWERKING

A.J. HOMAN

 **TU Delft**

Faculteit der Civiele Techniek

Technische Universiteit Delft

ONDERZOEK BOUWMETHODEN VOOR
ZEESLUIS IN SEVERN

GEOTECHNISCHE UITWERKING

STUDENT	:	A.J. HOMAN
HOOGLERAAR / BEGELEIDER	:	PROF. IR. A.F. VAN WEELE
BEGELEIDER	:	IR. B. POLEN

Voorwoord

In het eerste gedeelte van deze studie was een onderzoek verricht naar verschillende bouwmethoden voor een zeesluis in de dam van de Severn. In dit rapport wordt, na een afweging van verschillende varianten, een uitwerking van het gekozen alternatief gegeven. De uitwerking bestaat uit twee onderdelen:

- een terre armée massief
- een diepwandkonstruktie

1. Inleiding.....	1
2. Uitgangspunten.....	1
3. Afweging konstruktieve mogelijkheden.....	4
4. Uitwerking alternatief gewapende grond-diepwanden.....	12
4.1 Gewapende grond.....	12
4.1.1. Inleiding.....	12
4.1.2. Nadere toelichting verschillende componenten gewapende grond.....	13
4.1.2.1. Aanvullingsmateriaal van gewapende grond.....	13
4.1.2.2. Wapeningsstrippen.....	14
4.1.2.3. Bekleding.....	15
4.1.2.4. Drainering.....	16
4.1.2.5. Uitvoering gewapende grond.....	18
4.1.2.6. Controle en toezicht.....	20
4.1.2.7. Uitgangspunten en theorie voor dimensionering..	21
4.2. Diepwandkonstruktie.....	29
4.3. Kosten.....	32
5. Uitvoering.....	34
6. Epiloog.....	35
Literatuurlijst.....	37
Bijlagen	

HOOFDSTUK 1 INLEIDING.

De sluis, waarvan de kolkwand nader moet worden uitgewerkt, bevindt zich in het Severn Estuary (fig. 1.1). De bouw van de sluis vindt plaats op een werkeiland. Fig. 1.2 geeft een dwarsdoorsnede van de gegeven situatie. De diepteligging van het werkeiland bedraagt OD -11m (OD = Ordnance Datum $\approx$ gemiddeld zeeniveau). Hieruit blijkt dat er nog een extra ontgraving moet plaats vinden, om de schutkolk op de gewenste diepte (OD -18m) te krijgen. De sluis bestaat uit twee schutkolken, waarbij de sluishoofden gecombineerd zijn (fig. 1.3). Dit houdt in dat de deurkassen in één gezamenlijk sluishoofd samengevoegd zijn.

HOOFDSTUK 2 UITGANGSPUNTEN.

1. Afmetingen.

De nuttige afmetingen van de beide schutkolken zijn $370 \times 50 \text{ m}^2$. Een dwarsdoorsnede van de kolkwand is gegeven in fig. 2.1. De top van de konstruktie is hier geschetst in de vorm van een L-muur, maar voor deze konstruktie komen meerdere varianten in aanmerking. Hier zal een beschouwing van worden gegeven. De bodem van de kolk bestaat uit betonnen platen ($10 \times 10 \text{ m}^2$) van ca. 1m dikte, gefundeerd op grind. Deze platen hebben een beschermende functie tegen ontgrondingen, maar men mag er niet vanuit gaan dat deze konstruktie een stempelende werking heeft. De platen kunnen bij een kleine vertikale excentriciteit namelijk opknikken (fig. 2.2). Ook zullen de platen openingen hebben om een wateroverdruk, tegen de onderkant, te voorkomen. De exakte afmetingen van de diepwanden en de onderlinge afstand tussen de voorste en de achterste wand zal nog nader bepaald moeten worden. De stabiliteit van de konstruktie en de meest ideale wijze van krachtoverdracht zal hier een invloed op hebben. Daartoe zal deze konstruktie verder geoptimaliseerd moeten worden. Fig 2.3 geeft een bovenaanzicht van de diepwandkonstruktie, welke als uitgangspunt genomen wordt. Hierin zijn de tussenwanden zichtbaar, die een belangrijke functie vervullen voor de stijfheid van het geheel. De exakte afmetingen van deze konstruktie zijn nog niet bekend. Deze moeten volgen uit een verdere uitwerking en controleberekening t.a.v. de stabiliteit.

2. Waterstanden.

Fig. 2.4 toont het verloop van de waterstanden en het generatieschema van de getijdencentrale bij springtij, gemiddeld tij en doodtij. Bij een werkend generatieschema zal het verval over de schutsluis variëren van ongeveer 4m tot 8m. Doordat er met een eb-generatieschema wordt gewerkt, waarbij het genereren tijdens eb plaats vindt, heeft het bassin gemiddeld een hoger niveau dan het gemiddelde zeeniveau. De grondwaterstand in het damlichaam zal geleidelijk van het bekkenniveau naar de buitengaatsse zijde lopen. Voor de stabiliteitsberekening lijkt een G.W.S. van OD +3m een redelijke schatting. Wel is het mogelijk, dat in extreme situaties (stormen), het maaiveld achter de kolkwand onder water komt te staan. Dit zorgt voor een tijdelijke verhoging van de G.W.S.. Men dient met de stabili-

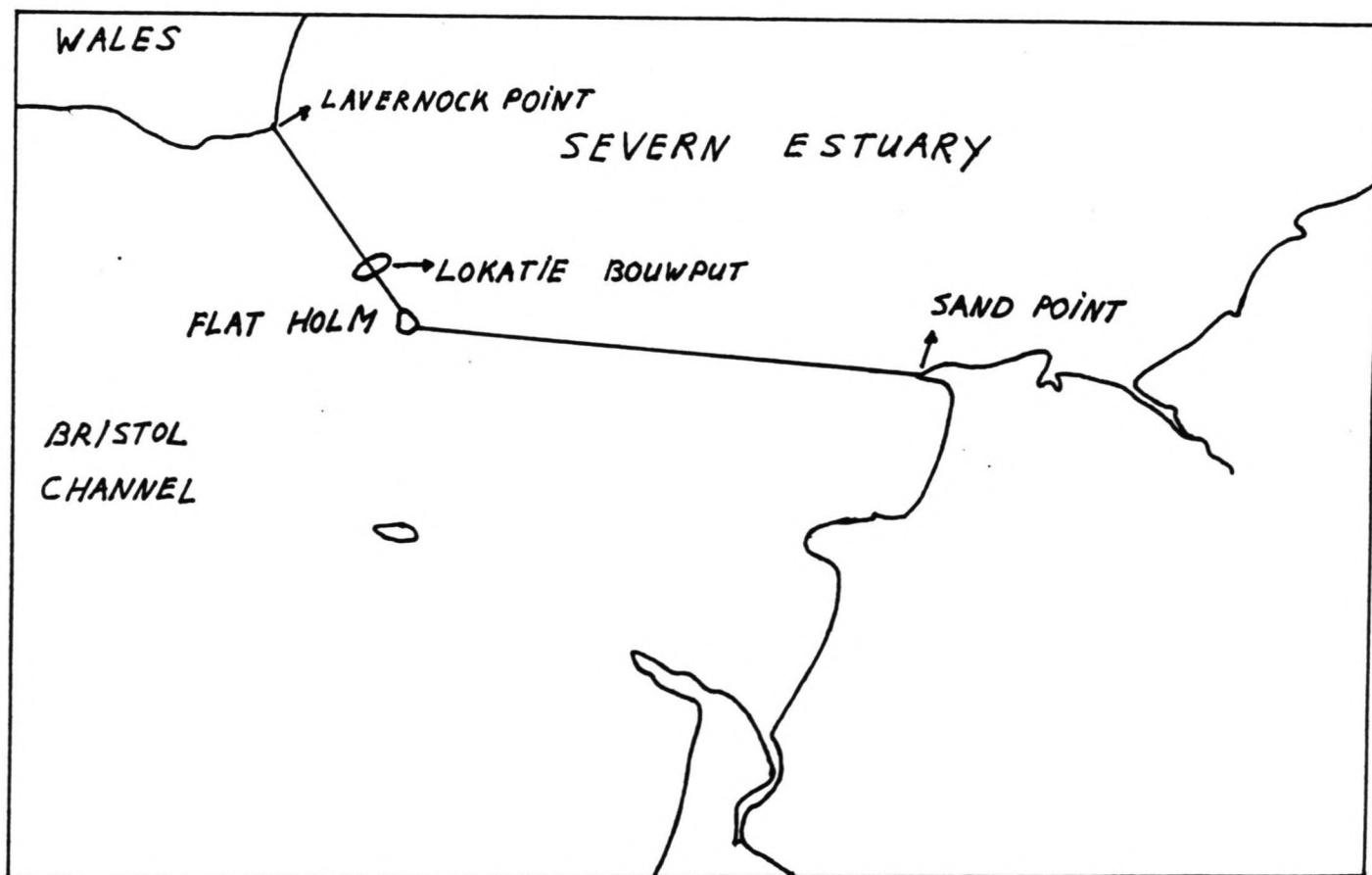
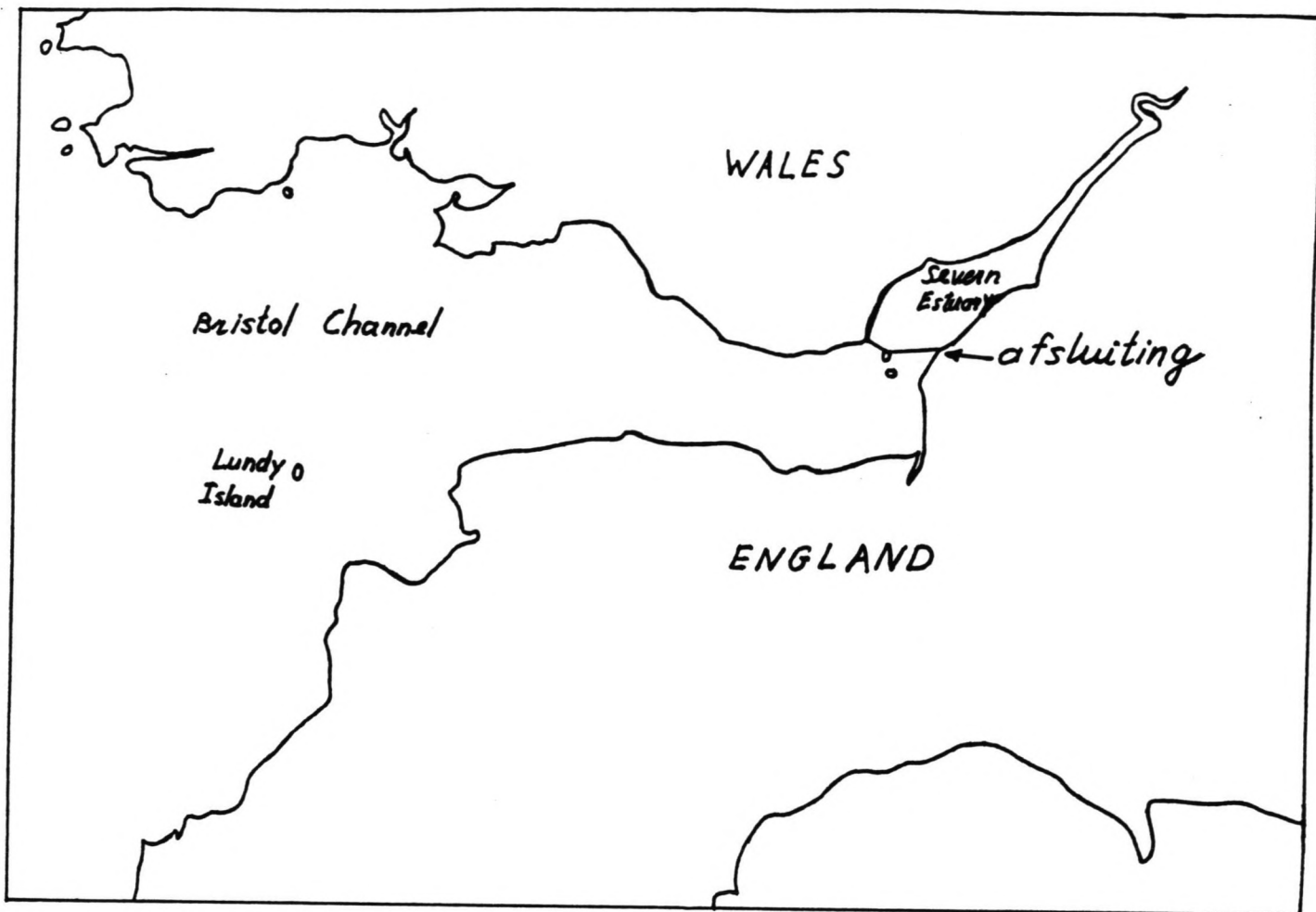


FIG 1.1



FIG 1.2 SCHAAL 1:4000

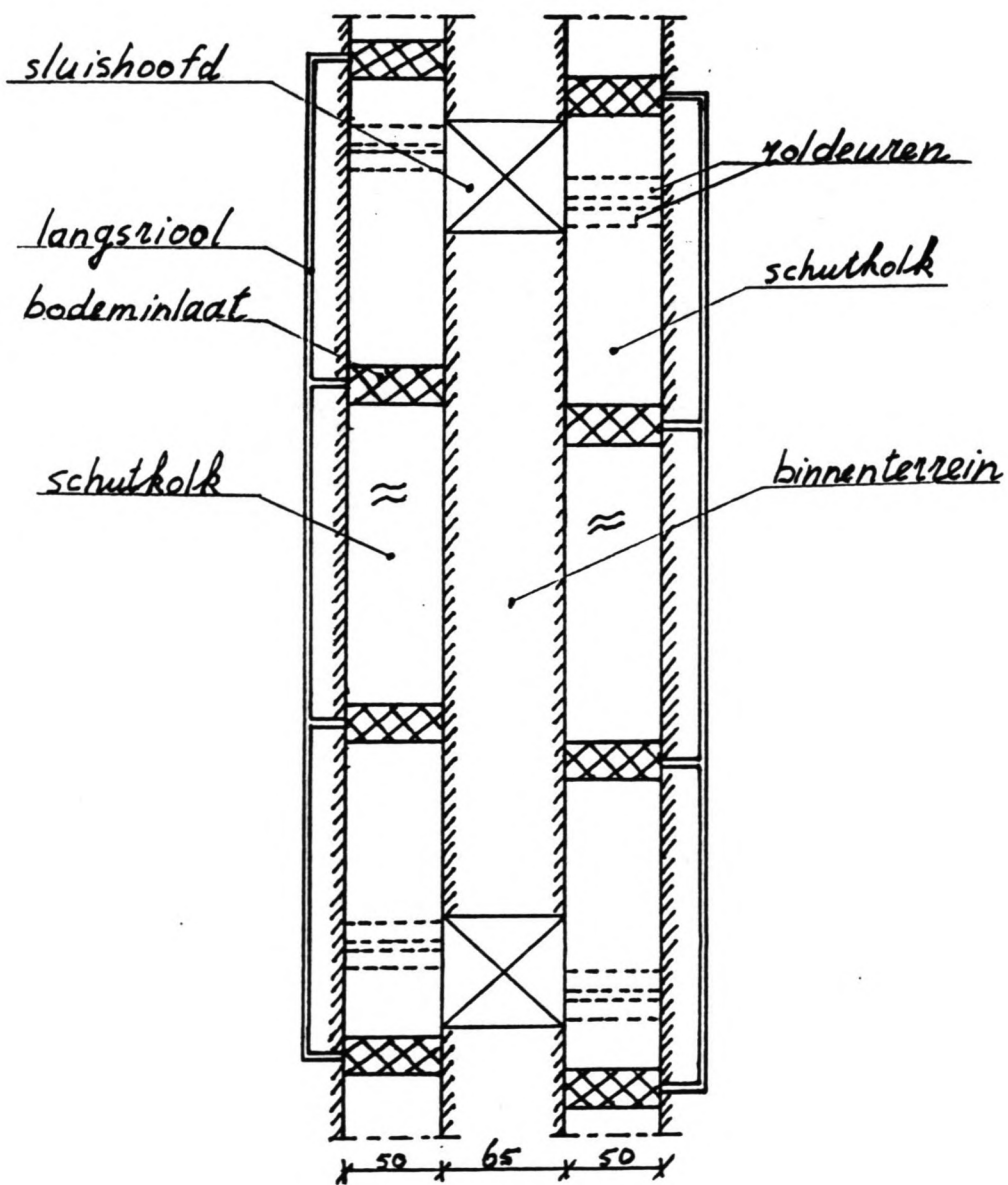


FIG 1.3 SCHAAL 1:4000

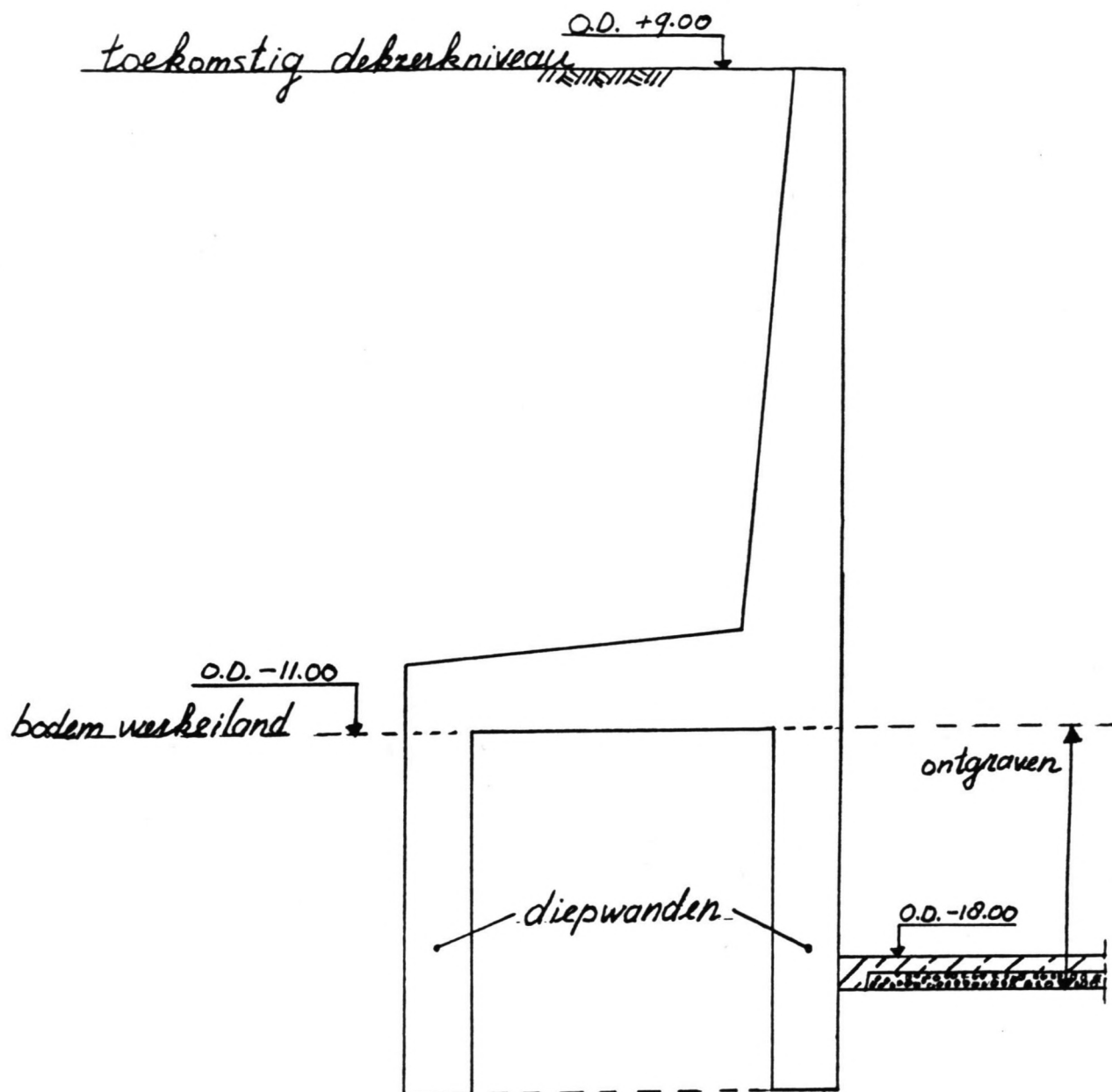


FIG 2.1

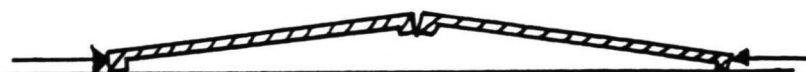


FIG 2.2

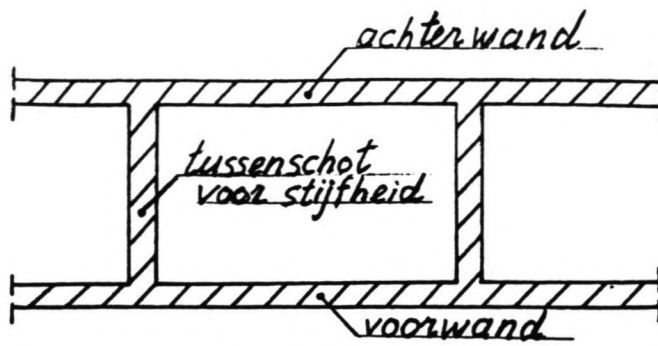


FIG 2.3

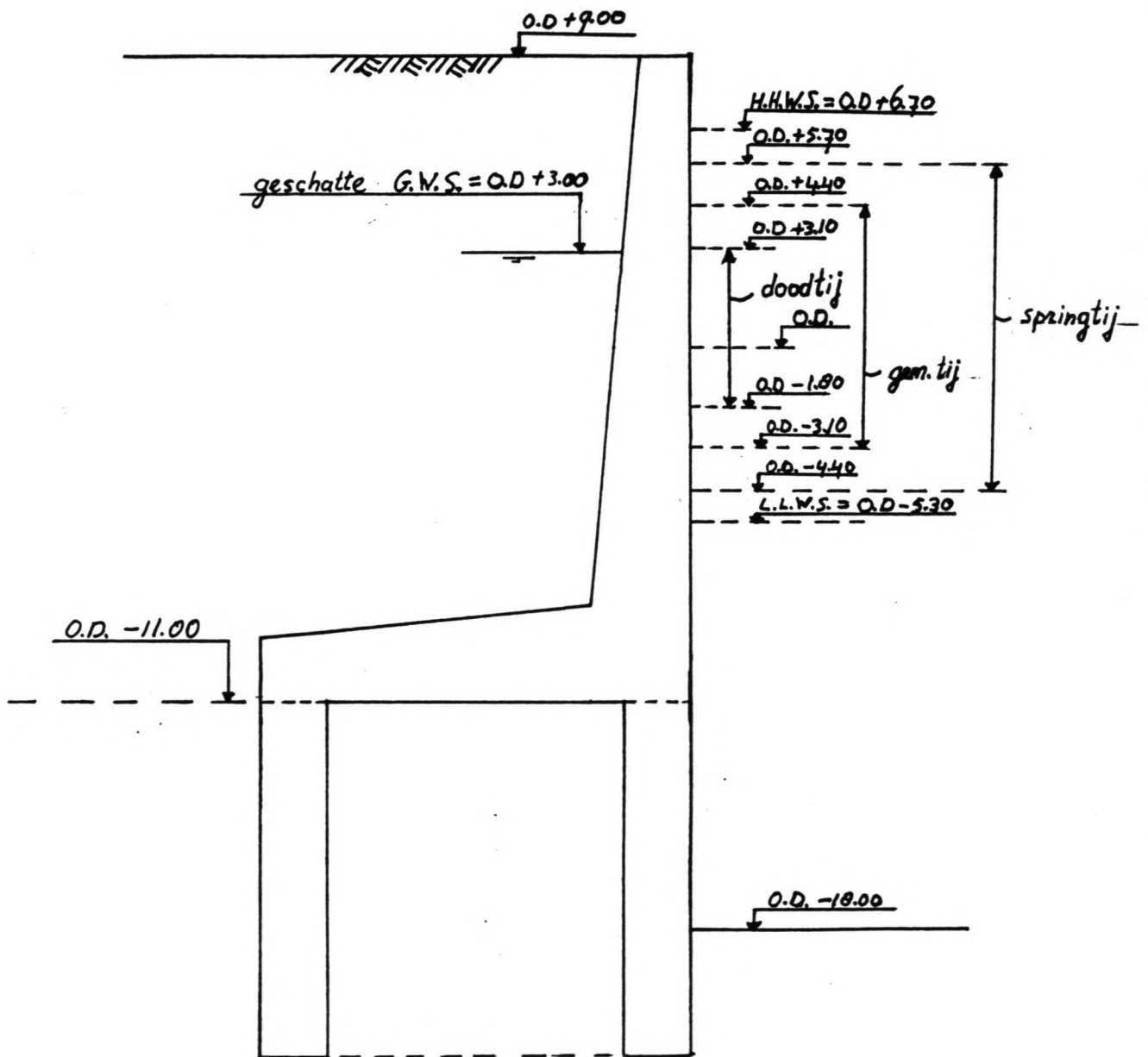


FIG 2.5

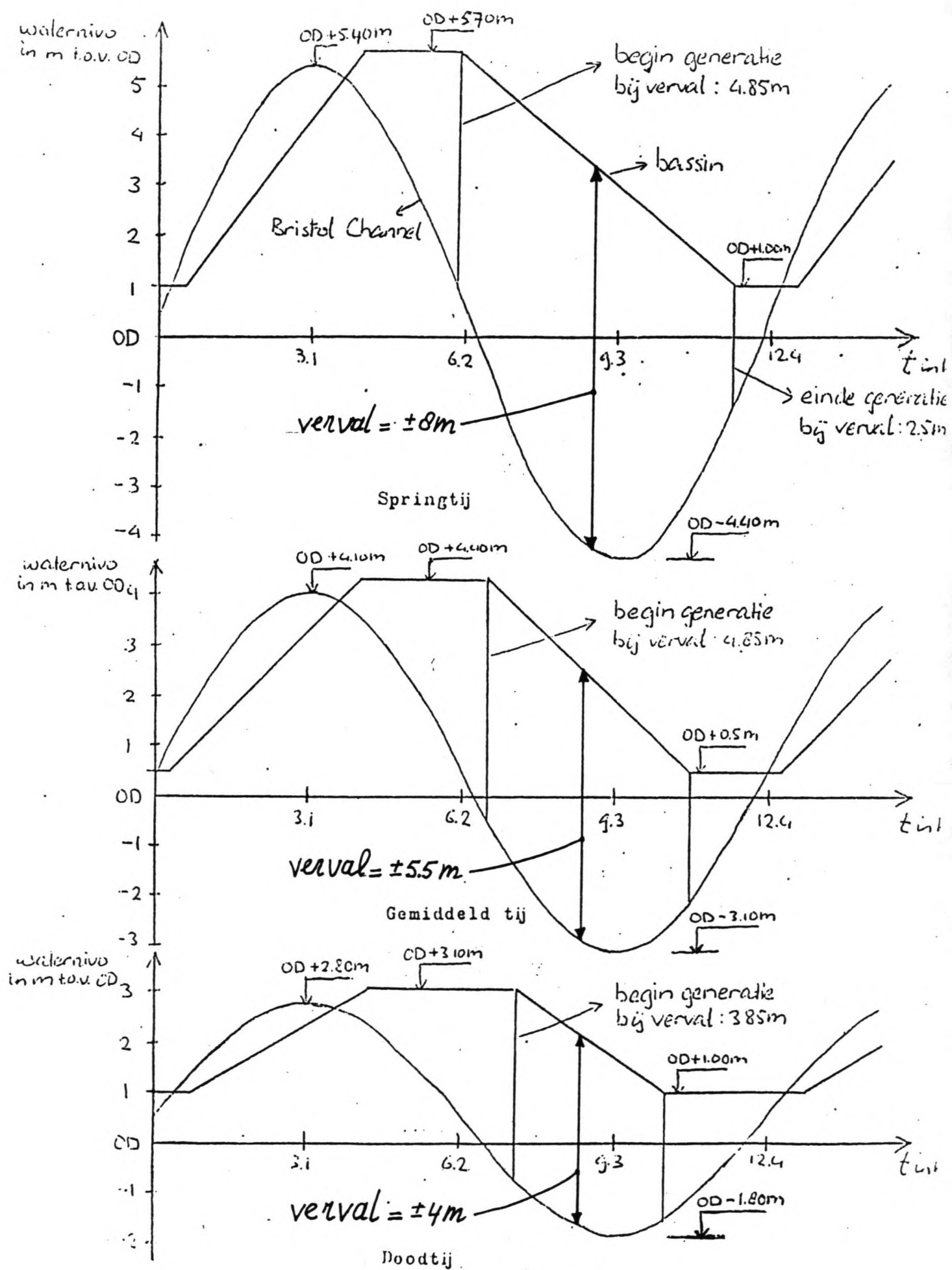


FIG 2.4

teitsbeschouwing rekening te houden met dit feit. In fig. 2.5 zijn de verschillende waterniveaus nogmaals op de kolkwand aangegeven.

3. Geologie.

De bodem van het werkeiland bestaat uit keupermergel (Trias periode). Dit is een afzetting van dun gelaagde zandsteen, siltsteen, conglomeraat en kleisteen. Hieronder bevindt zich kalksteen uit het Carboon. Over de laagdikte van de keupermergel en dus de diepte van de kalksteen zijn geen exakte gegevens bekend. Wellicht ook, omdat deze van plaats tot plaats verschillen.

De eigenschappen van keupermergel kunnen worden ingedeeld in verschillende klassen (fig. 2.6). De indeling geschiedt aan de hand van de mate van verweerdheid:

-klasse I

Deze is het minst verweerd en kan als een rotsachtig materiaal worden omschreven. Er kunnen wel scheuren en spleten aanwezig zijn.

-klasse II

T.p.v. het oppervlak en de spleten is een bepaalde mate van verweerdheid opgetreden. Er bevindt zich op deze plaatsen een kleiachtig laagje.

-klasse III

De hardere componenten van de keupermergel worden kleiner en bevinden zich in een matrix van kleiachtig materiaal.

-klasse IV

De meest verweerde klasse bestaat uit een kleiachtige substantie met hooguit heel kleine deeltjes onverweerde keupermergel. Dit materiaal bevindt zich hooguit ter plaatse van de bovenste laag van de keupermergel.

De kwaliteit van de keupermergel t.p.v. het werkeiland is niet bekend. Voor de ontwerpberekening wordt derhalve uitgegaan van klasse II, alhoewel op grotere diepte klasse I te verwachten is. Mocht de bovenste laag van de keupermergel in een te slechte toestand verkeren, dan kan er eventueel een dunne laag verwijderd worden. Als het werkeiland gerealiseerd is, zal een inspectie ter plaatse dit moeten uitwijzen.

4. Het vul- en ledigsysteem.

Het vul- en ledigsysteem wordt uitgevoerd als een langssriool, dat los staat van de kolkconstructie (fig. 2.1). Dit "losstaan" wordt veroorzaakt doordat de twee aftakriolen een schuiven-mechanisme moeten bergen (fig. 2.7). Deze schuiven worden geplaatst in een schacht, waardoor het mogelijk is de schuiven voor onderhoud naar boven te halen. Indien men twee schuiven per aftakriool neemt, dan kan het schutten doorgang vinden tijdens onderhoudswerkzaamheden. Men kan complicaties voorkomen door de schacht en het langssriool zover achter de kolkwand te plaatsen, dat de stabiliteit van de laatste niet nadelig wordt beïnvloed. Om de belasting op de schuttende schepen niet te groot te laten

*Typical index properties and effective stress parameters
for Keuper Marl*

Property	Weathering Zone		
	I and II	III	IV
Bulk density (Mg/m ³)	2.480-2.245	2.325-2.085	2.165-1.840
Natural water content (%)	5-15	12-20	18-35
w _L (%)	25-35*	25-40	35-60
w _P (%)	17-25*	17-25	17-33
I _P	10-15*	10-18	17-35
% clay size (B.S. 1377 Test No.7(C))	10-35	10-35	30-50
Aggregation Ratio, A _r	10-2.5	10-2.5	≤ 2.5
c' (kN/m ²) †	> 27.5	≤ 17.2	≤ 17.2
φ' (degrees) †	> 40	40-32	32-25
φ' _r (degrees)	32-23	29-22	24-18
Range of corrected SPT values ‡	> 60 (Zone I) > 40 (Zone II)	20-50	< 30
Modulus of volume change, m _v (m ² /MN)	0.004-0.032 (Zone I) 0.01-0.1 (Zone II)	0.02-0.4	0.06-0.4
Modulus of deformation, E (MN/m ²)	26-250 (Zone I) 9-70 (Zone II)	2-48	2-13
Recommended drilling system	Rotary	Shell & Auger (poor sample recovery likely)	Shell & Auger (satisfactory)

* may be non-plastic

† these values apply to unfissured marl

‡ corrected for overburden pressure by the method of Gibbs and Holtz

FIG. 2.6

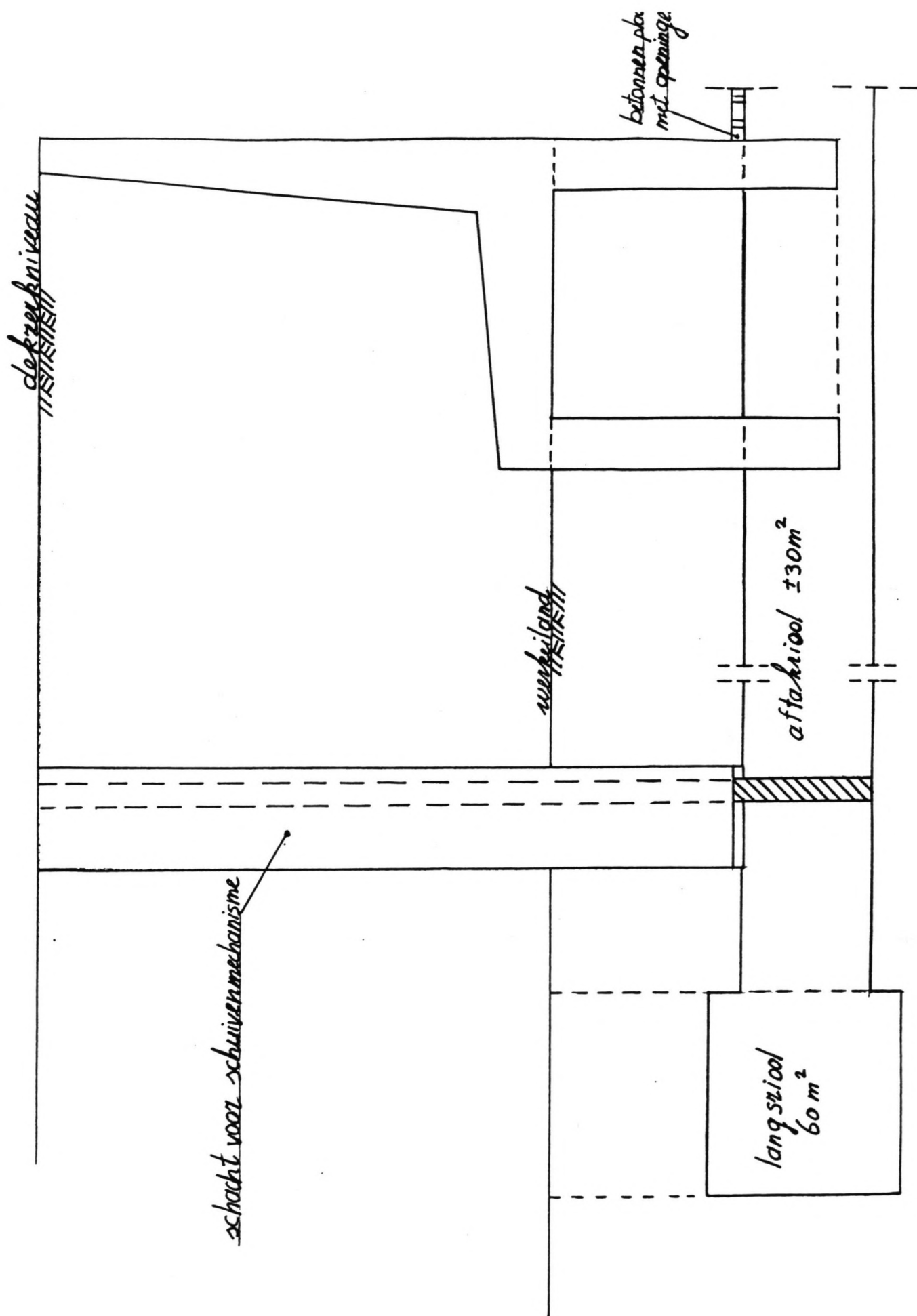


FIG 2.7

worden, was het wenselijk de inlaatopeningen in de bodem te plaatsen en dus niet in de zijkant. Men voorkomt hiermee zijdelingse belastingen op de schepen. Hierdoor dient men het riool wel op grotere diepte aan te leggen. Indien de aftakriolen enigszins spruitvormig worden uitgevoerd, dan vindt de aansluiting op de inlaatruimte wat vloeiender plaats. Tevens zal hierdoor de energie in het water verminderen. Een verdere detaillering van het riool valt buiten het bestek van deze studie.

HOOFDSTUK 3 AFWEGING KONSTRUKTIEVE MOGELIJKHEDEN

1. Kombinatie diepwanden + gewapend betonnen L-muur

Dit is de konstruktie, die als uitgangspunt voor deze geotechnische uitwerking is gekozen. Tijdens het bouwproces worden in de eerste fase de diepwanden gevormd. Daarna wordt de gewapend betonnen L-muur op de diepwanden geplaatst. Doordat men de betonwapening van beide konstrukties in elkaar over laat lopen, kan men deze konstruktie als één geheel beschouwen. In fig. 3.1 is aangegeven welke belastingen er op de konstruktie werken. Hiervoor worden de volgende aannames gedaan:

-De exakte diepte van de diepwanden is niet bekend. Voor de berekening wordt voorlopig een diepte van OD -22m aangehouden. Later worden de diepwanden verder geoptimaliseerd en zal blijken of deze eerste aanname juist geschat was. Tevens wordt geen passieve gronddruk aangenomen. De platen op de kolkbodem kunnen namelijk geen druk opnemen en het is de vraag of er in de grond onder de platen (maar 1m) nog een passieve gronddruk wordt opgeroepen.

-Het is mogelijk dat in extreme situaties (overspoelen van sluissterrein) de grondwaterstand achter de kolkwand verhoogd is. Daarom wordt uitgegaan van een grondwaterpeil tot aan het dekzerkniveau en een minimaal waterniveau in schutkolk (stel L.L.W.S. = OD -5.30m)

Tevens zal het grondwater in de keupermergel trager op de variaties (lagere doorlatendheid) reageren dan in het erboven liggende grondlichaam. Het verloop kan beter worden weergegeven zoals in fig. 3.1.a. Op deze wijze voorkomt men een groot watertransport onder de diepwanden. Voor de berekening wordt het verloop rechtlijnig verondersteld (fig 3.1.).

-verder: zand: $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 35^\circ$

m.b.v tabellen voor horizontale gronddruk en
 $\delta \approx 10^\circ$ levert dit $K_a = 0.253$ en $K_p = 5.309$

gewapend beton: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

M.b.v. fig. 2.6 vindt men voor keupermergel:

$\gamma_k = 23 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 40^\circ$ en $K_a \approx 0.2$

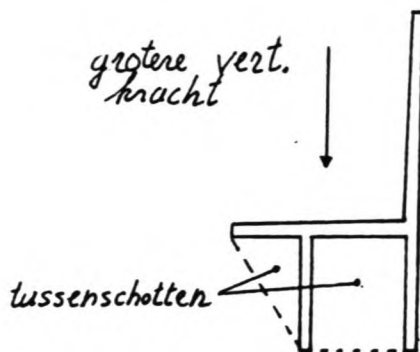
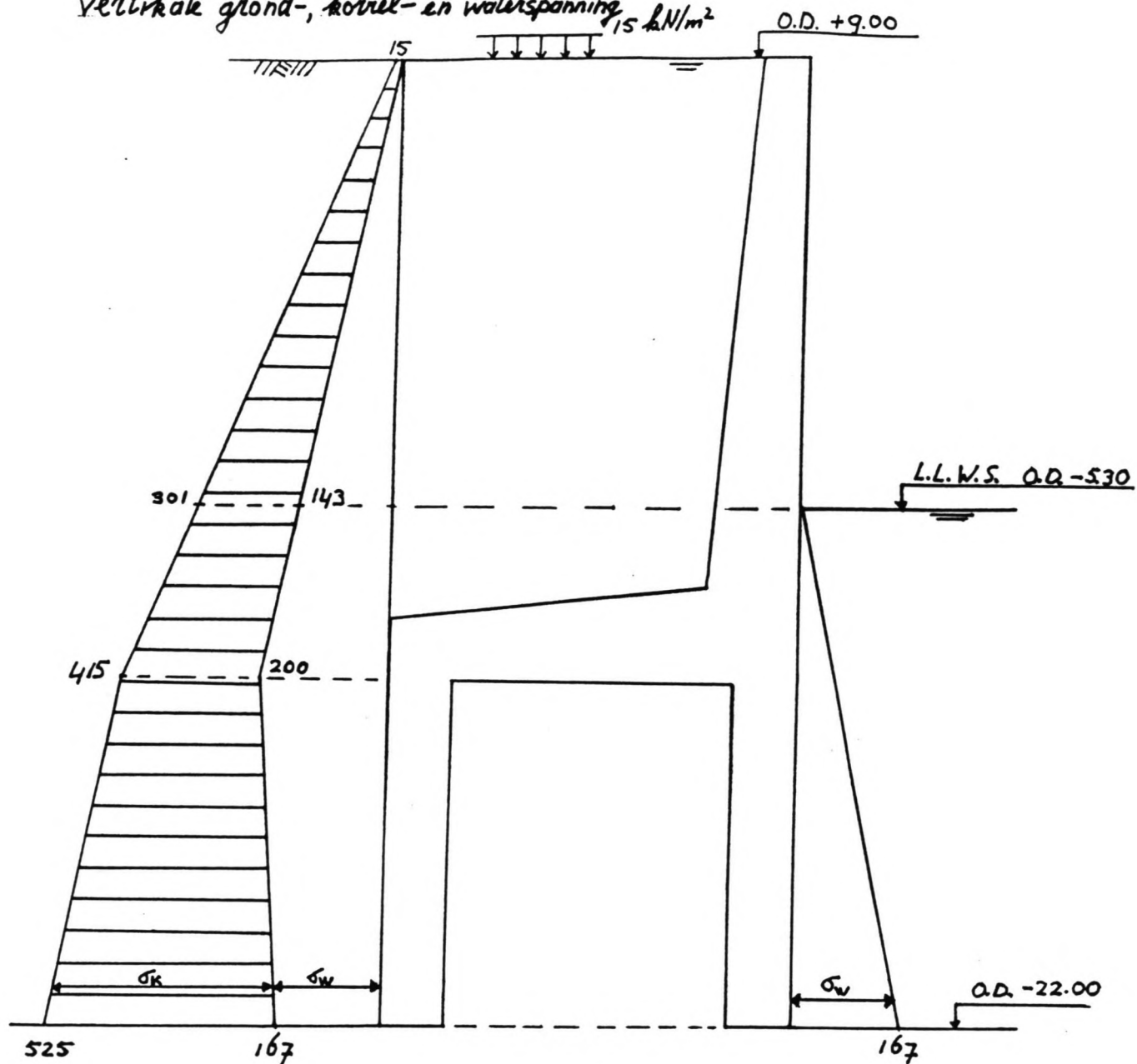


fig. 3.2

Bij een basis van 13m blijkt de resultante niet binnen de kern te vallen. Om dit te bereiken dient men de basis te verbreden, waardoor ook de resulterende verticale kracht toeneemt. Uiteindelijk is een basis van 22m pas voldoende om aan de stabiliteit te voldoen. Op deze wijze blijkt de konstruktie erg zwaar uit te vallen. Men kan dit eventueel oplossen, door de horizontale plaat van de L-muur door te laten lopen (fig. 3.2)

Om grote momenten te voorkomen

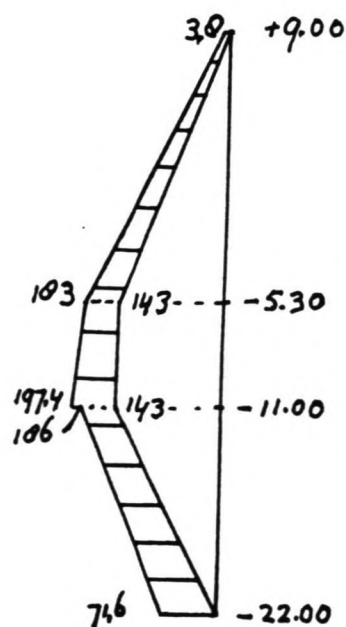
vertikale grond-, korrel- en waterspanning 15 kN/m^2



hoogte	$\sigma_K \text{ vert.}$	σ_w	K_a	$\sigma_K \text{ HOR.}$
+9.00	15	0	0.253	3.8
-5.30	150	143	0.253	40.0
-11.00	215	200	0.253	54.4
-11.00	215	200	0.2	43
-22.00	350	167	0.2	71.6

[m] $[\text{kN/m}^2]$ $[\text{kN/m}^2]$ $[\text{kN/m}^2]$

spanningen links van wand



resulterende horizontale spanning

FIG. 3.1

vertikale grond-, korrel- en waterspanning

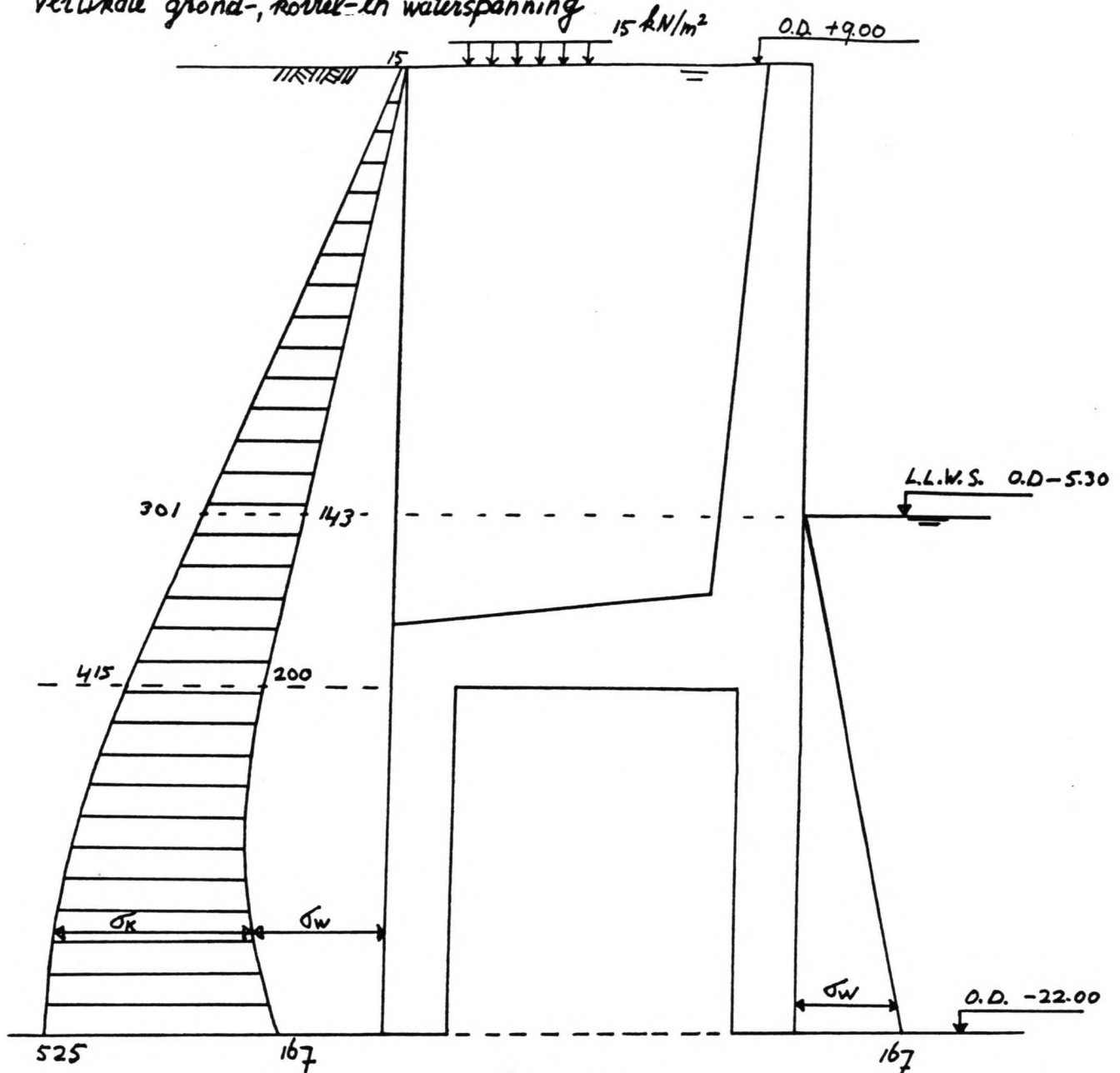
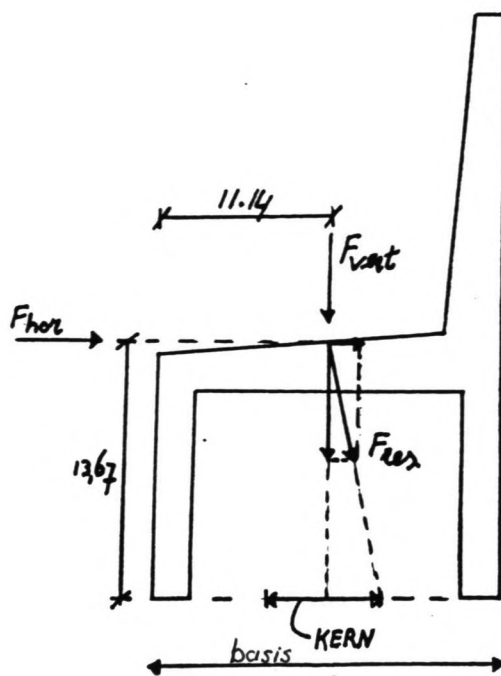


FIG. 3.1.a



resultante
binnen kern:
Bij basis van 22 m
met $F_{hor} = 3806 \text{ kN/m}$
en $F_{vert} = 14855 \text{ Volt}$
 F_{res} binnen de kern.

zou men er tussenschotten onder moeten plaatsen. De diepwand-konstruktie wordt hierdoor echter alleen maar gecompliceerder. Daarom wordt dit niet als een reële oplossing gezien.

Resumerend worden de voor- en nadelen van de variant diepwand-L-muur gegeven.

voordelen:

-De L-muur dient zwaar te worden uitgevoerd, waardoor deze konstruktie zonder problemen stootbelastingen van schepen op kan nemen.

-Doordat men geen verankeringen toepast, kan de grondaanvulling vlot worden aangebracht.

nadelen:

-Voor het staande gedeelte van de L-muur zal men, gezien de hoogte, duurdere bekistingselementen moeten gebruiken. Aan de andere kant heeft men wel te maken met het repetitie-effekt.

-In de hoek van de L-muur ontstaan grote momenten. Omdat trekspanningen in een betonkonstruktie niet erg gewenst zijn, is deze oplossing een ineffektieve manier van betongebruik. Men zal nu namelijk erg veel wapening en wellicht ook voorspanning moeten toepassen, omdat de inwendige hefboomsarm tussen de resulterende druk- en trekkracht tamelijk klein is (fig. 3.3).

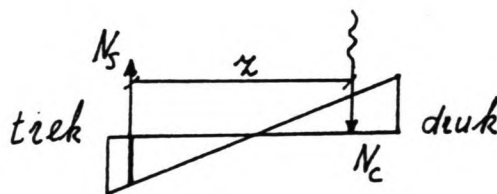


fig. 3.3

Conclusie

Het blijkt dat deze mogelijkheid geen optimaal gebruik van het beton te zien geeft. Daarom is het wenselijk voor de topkonstruktie andere alternatieven te beschouwen.

2. Combinatie diepwanden + L-muur met verankering

In fig. 3.4 is deze variant weergegeven. De ankers zijn aangebracht op die plaatsen, waar ze het meest effectief zijn. Het onderste anker is onder een hoek aangebracht. Dit anker kan geplaatst worden, op het moment dat de horizontale plaat van de L-muur gereed is. De hoek waaronder het anker geplaatst is, heeft twee functies:

-De horizontale komponent neemt een deel van de horizontale gronddruk op.

-De verticale komponent werkt het kantelen van de konstruktie tegen.

Omdat het anker in de keupermergel wordt aangebracht, ligt het voor de hand een groutanker toe te passen. Het bovenste anker moet het buigend moment in de L-muur reduceren. Daarom wordt het aangebracht op ca. $2/3$ van de hoogte van de L-muur. Fig. 3.5 laat de invloed van het anker op de momentenlijn zien. Om doorbuiging van de ankerstang, t.g.v. de gronddruk, te voorkomen dient men een wartelkonstruktie aan te brengen. Men kan de momenten nog meer reduceren door, op meerdere hoogten, ankers aan te brengen. Dit is echter weer bewerkelijker en dus kostbaarder. Het bovenste anker wordt in de aanvulling aangebracht. Een ankerwand valt, in dit geval, te prefereren boven een groutanker, omdat de laatste waarschijnlijk minder grip heeft op het pas aangebrachte zandlichaam.

Conclusie

Deze konstruktie valt lichter te dimensioneren dan de eerste variant, doch dit gaat ten koste van het aanbrengen van ankers. Desondanks kan de betonkonstruktie nog verder verfijnd worden, in die zin, dat de opname en verwerking van de belastingen op een effectievere wijze plaats vindt.

3. Variant met steunberen.

Bij de vorige variant werd reeds vermeld dat het beton effectiever gebruikt kan worden. In fig. 3.6 is daartoe een variant met steunberen gegeven. Wanneer een konstruktie een bepaald weerstandsmoment moet leveren, kan men dit het best realiseren, door de h van de konstruktie te vergroten (fig. 3.7).

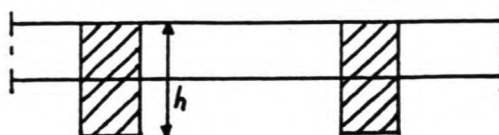


fig. 3.7

Aangezien $W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$, werkt een vergroting van h kwadratisch door in het weerstandsmoment. Door een konstruktie plaatselijk een grotere h te geven, is deze veel effectiever dan dat het

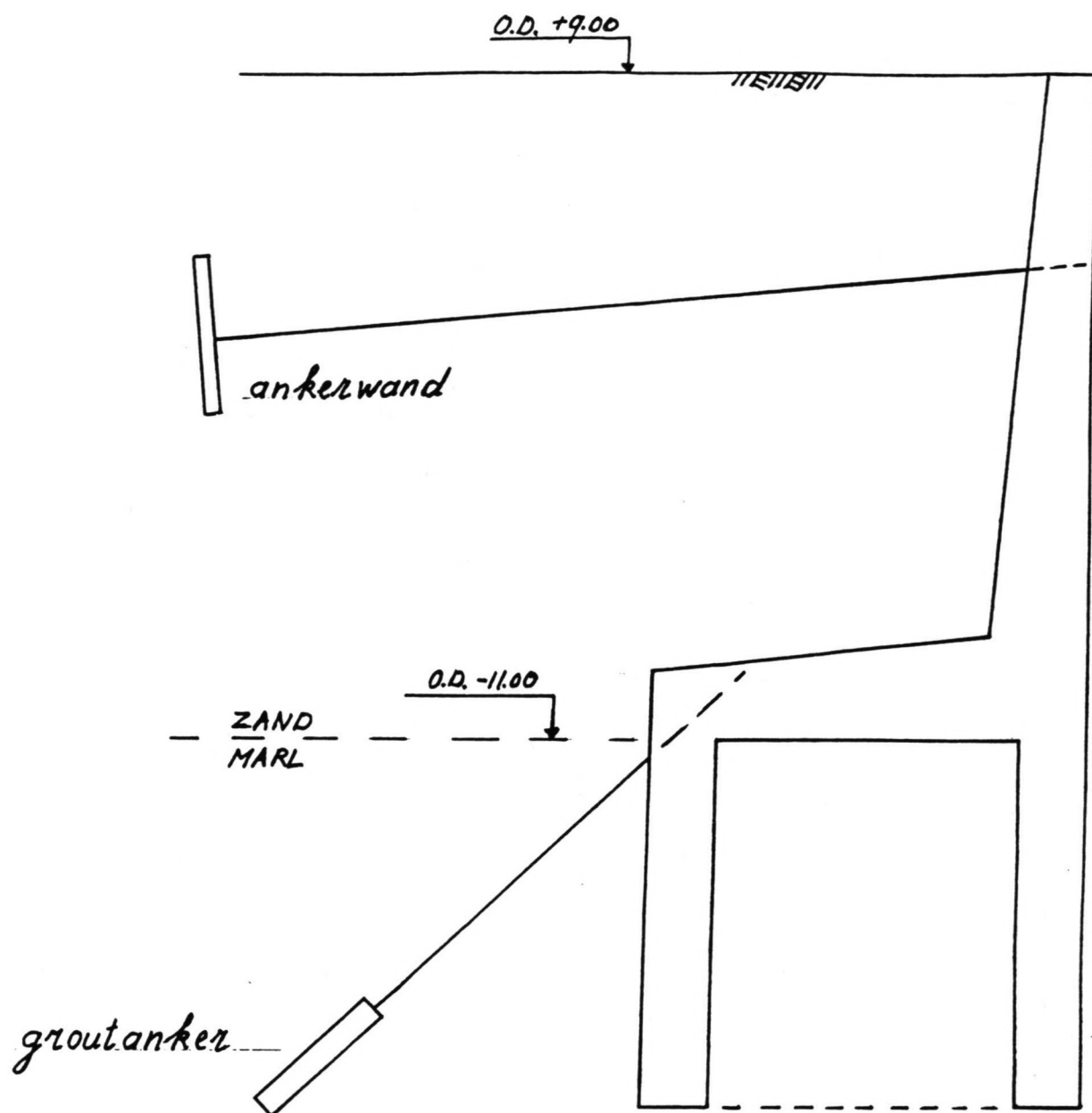


FIG 3.4

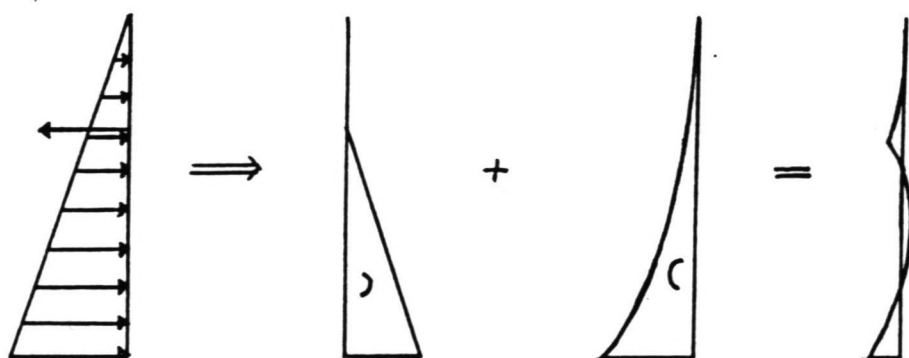


FIG. 3.5

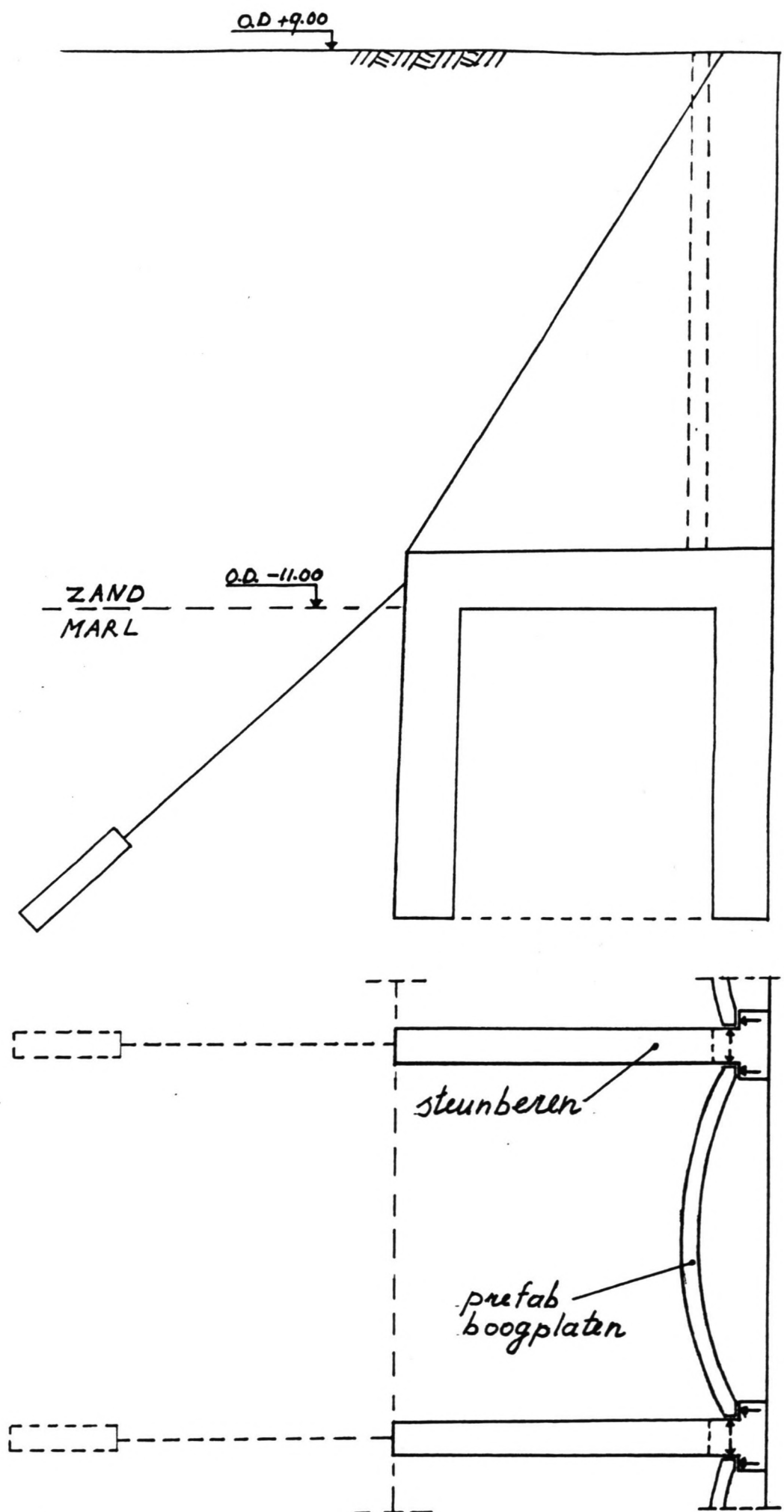


FIG 3.6

geheel als een vlakke plaat wordt uitgevoerd. Doordat de steunberen aan de onderkant erg breed zijn, kan er gemakkelijk een moment worden opgenomen. Tussen de steunberen zijn platen aangebracht, welke de krachten afdragen aan de steunberen. Wanneer deze platen enigszins gekromd zijn, kunnen ze door de boogwerking lichter uitgevoerd worden. Ten aanzien van de afmetingen van de platen kan men twee mogelijkheden onderscheiden:

-De platen bestaan over de gehele kerende hoogte uit één geheel. Ze worden hierdoor zo'n 19m lang en daardoor onhandelbaar.

-Ze krijgen een kleinere hoogte en moeten daardoor gestapeld worden. Deze kleinere platen kunnen, wanneer ze op het land geprefabriceerd worden (repetitie-effekt), gemakkelijker vervoerd worden. Tijdens de bouw dient men evenwel rekening te houden met de noodzaak, dat de voegen tussen de platen onderling en met de steunberen grond dicht zijn, ter voorkoming van het uitspoelen van de zandaanvulling.

Het is bij deze variant eventueel nog mogelijk een verankering toe te passen. Men kan deze laten aangrijpen op de bodemplaat van de L-muur. Zoals bleek (zie eerste variant), grijpt de resulterende horizontale kracht ook ongeveer op die hoogte aan.

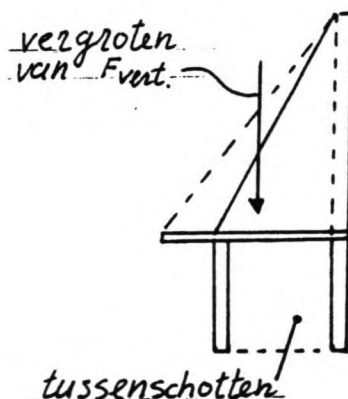


fig. 3.8

Om aan de stabiliteitseisen te voldoen is het tevens mogelijk de bodemplaat breder te maken (fig. 3.8). In tegenstelling tot de eerste variant, hoeft men nu geen schuine tussenschotten onder de plaat te maken, maar kan men volstaan met het breder maken van de steunberen. Een ander probleem is, dat men een optimum moet vinden voor de afmetingen van de steunberen en de onderlinge afstand tussen de steunberen, óók t.a.v. de ideale afmetingen van de boogelementen.

Resumerend:

voordelen:

- groot weerstandsmoment optimaal voor opname momenten.
- boogelementen effectief voor belastingopname en prefabricage mogelijk.

nadelen:

- voegen van boogplaten moeten grond dicht zijn.
- door boogplaten wordt de breedte van de schutkolk vergroot. Dit levert een grotere vulschijf, waardoor de schuttijd iets langer wordt.

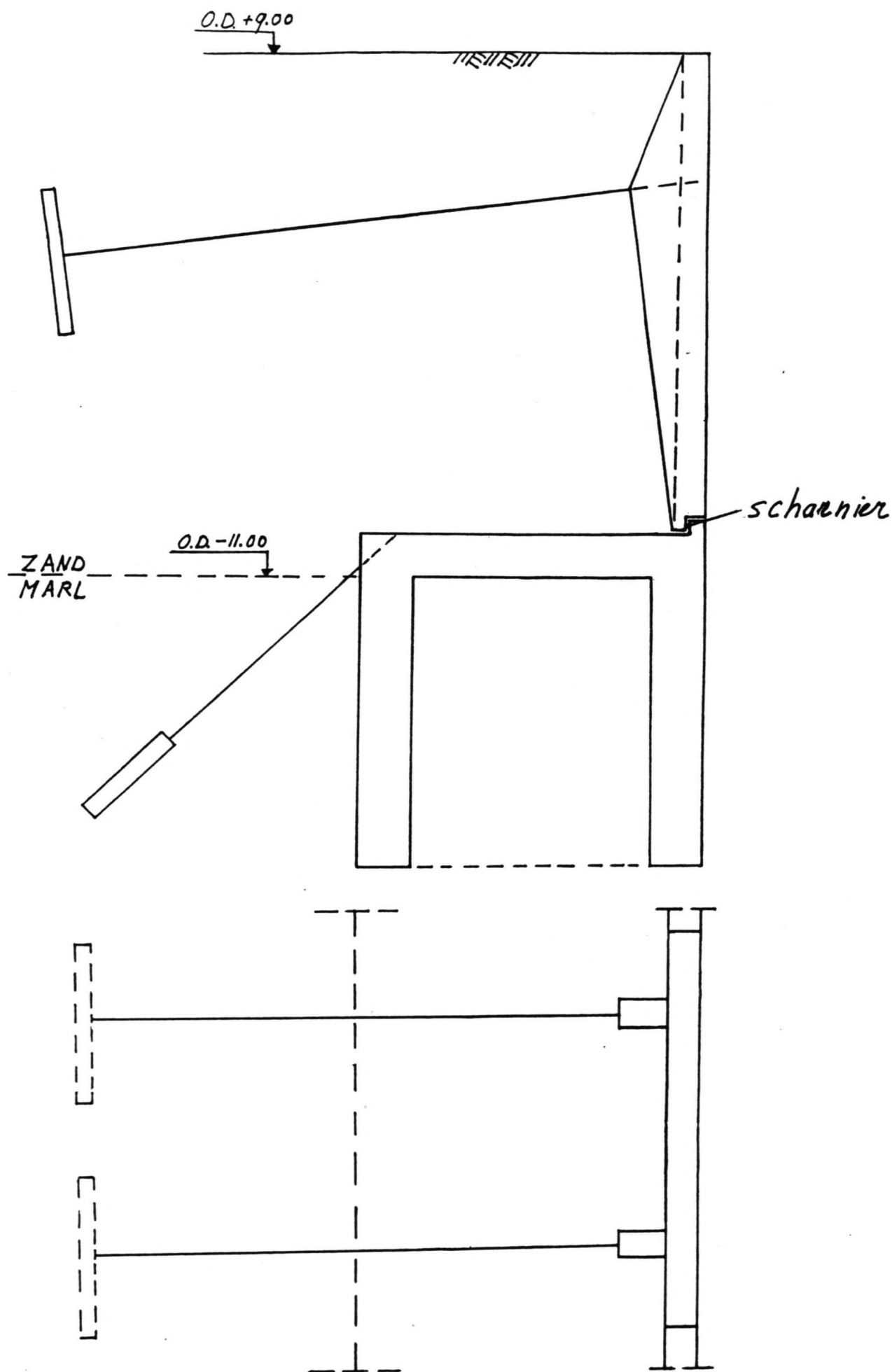


FIG. 3.9

Conclusie

Het blijkt dat deze konstruktie vrij ideaal is om de belastingen op te nemen. De prefabrikage van de boogplaten en het repetitie-effekt van de bekistingselementen van de steunberen werken kostenbesparend. Daardoor wordt deze variant als een reële mogelijkheid gezien.

4. Variant met scharnierende wand

Fig. 3.9 toont een mogelijkheid waarbij de hoek van de L-muur als een scharnier is uitgevoerd. Hierdoor voorkomt men grote buigende momenten. Er zijn hier twee verankeringen per plaat toegepast, aangezien een wand met één anker erg gevoelig zal reageren op variaties van de grond- of waterdruk. De ankers kunnen het best aangrijpen op ca. $\frac{2}{3}$ van de hoogte van de staande wand. Men kan voor de staande wand zonodig prefab-elementen gebruiken, zodat de produktie niet op het werkeiland hoeft te geschieden. Doordat de platen de kerende hoogte in één dienen te overbruggen, worden ze wel bijna 20m lang. Dit bemoeilijkt de uitvoerbaarheid. Men moet er tevens rekening mee houden dat men de staande elementen moet stutten, omdat in het begin de verankering nog niet is aangebracht (fig. 3.10).

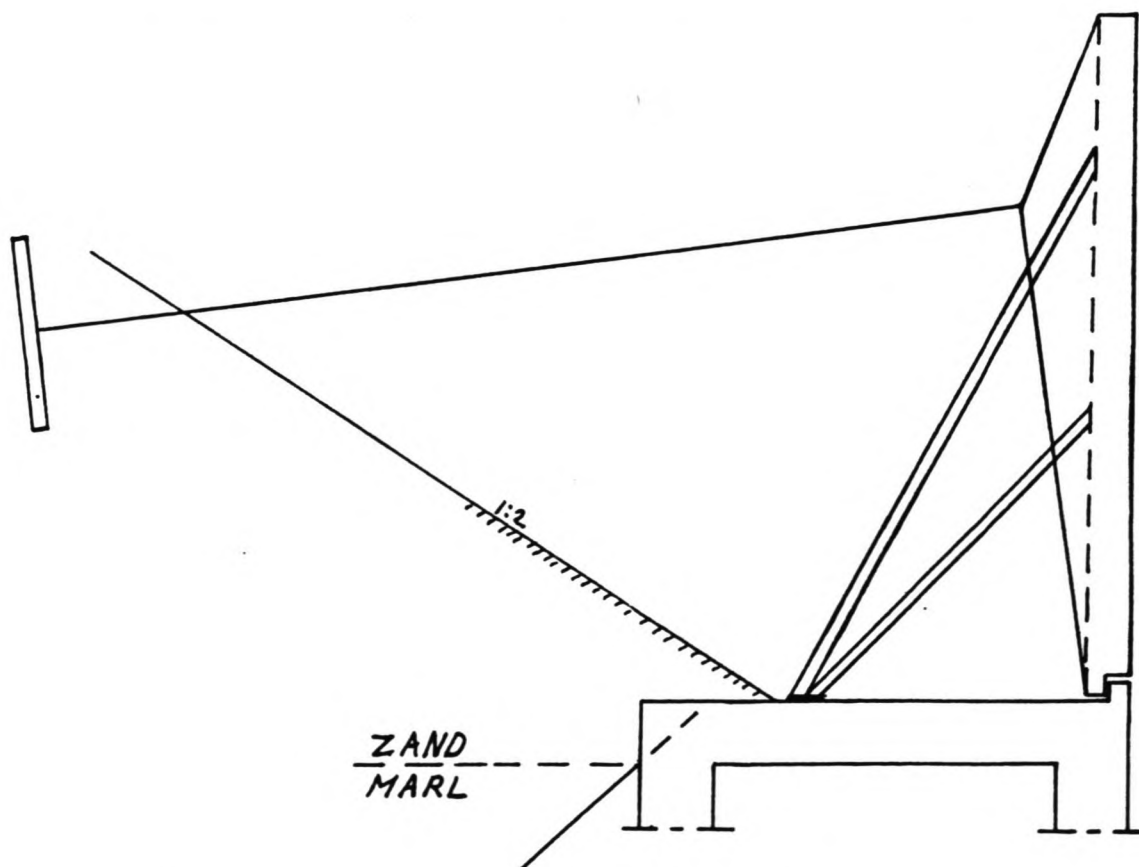


fig. 3.10

Tijdens het bouwproces mag de aanvulling nog niet tegen de kerende wand worden aangebracht. Omdat men ook nog een stuttende konstruktie moet gebruiken, mag deze laatste niet al te veel ruimte in beslag nemen. De lengte van de ankerstang kan dan

wel eens langer dan noodzakelijk worden als men ook nog rekening moet houden met een hoek van 1:2 van de zandaanvulling. Eventueel kan men nog een groutanker aanbrengen aan de grondplaat van de L-muur.

Een probleem ontstaat wanneer de konstruktie gereed is. De horizontale gronddruk op de staande elementen wordt dan alleen opgevangen door de ankers. Ondanks dat er twee ankers per plaat zijn, is het mogelijk dat op den duur de ankerkrachten kunnen verschillen. Dit kan veroorzaakt worden door eventuele variaties in de dichtheid van het grondlichaam. Dit heeft een verdraaiing van de platen tot gevolg, waardoor de voegen niet grond dicht meer kunnen zijn. Hier kan men twee maatregelen tegen nemen:

- De voegen uitvoeren als in fig. 3.11

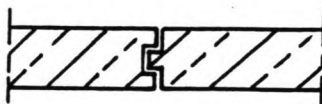


fig. 3.11

- Bovenop de platen een kopkonstruktie maken, die voorkomt dat bepaalde platen teveel uitwijken (fig. 3.12).

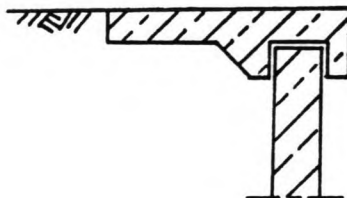


fig. 3.12

Conclusie

Het blijkt dat de stabiliteit van deze variant erg afhankelijk is van de betrouwbaarheid van de ankers. Doordat onregelmatige zettingen hierop hun invloed hebben en men tijdens het bouwproces een stuttende konstruktie moet gebruiken, valt de beoordeling van deze variant negatief uit.

5. Kombinatie diepwanden-gewapende grond.

Fig. 3.13 toont hoe deze variant uitgevoerd kan worden. Het principe van gewapende grond berust op de wrijvingskracht tussen de wapeningsstrippen en de aanvulling. Deze aanvulling dient van niet-cohesief granulair materiaal te zijn. De korrelafmetingen mogen daarbij variëren van zo'n 20µm tot 200mm. De wand bestaat uit prefab-elementen van (meestal gewapend) beton, die een variabele dikte kunnen hebben. Bij de uitvoering dient men laagsgewijs te werk te gaan. Als er weer een rij platen op de vorige gestapeld is, waarbij de platen onderling met deuvelds zijn verbonden, worden de strippen eraan vast geschroefd. De aanvulling wordt in lagen van 37.5cm aangebracht, terwijl de strippen 75cm uit elkaar liggen. De exakte lengte van de strippen

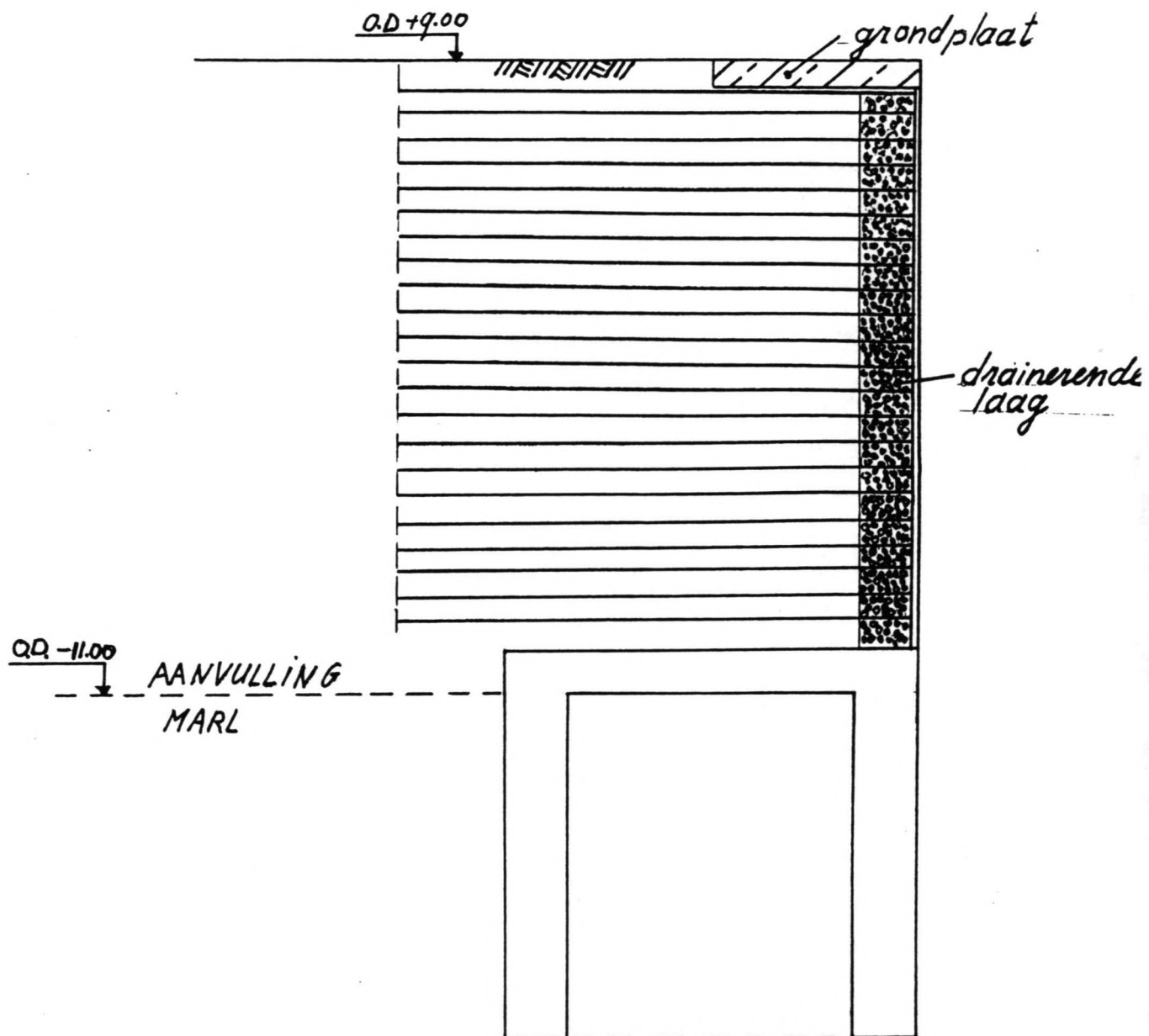


FIG 3.13

moet blijken uit de stabiliteitsberekening. Men dient hierbij één striplengte na te streven, waarbij een optimum moet worden gevonden tussen de maatgevende aanhechting bovenin en de maatgevend trekkracht onderin. Daartoe wordt de inwendige en uitwendige stabiliteit gecontroleerd. Er kan een grondplaat aangebracht worden voor de bevestiging van wrijfstijlen en bolders. Omdat men met variërende waterstanden te maken heeft, dient men hier maatregelen tegen te treffen. Dit kan gebeuren d.m.v. een drainerende laag achter de wand, zodat wateroverdrukken zoveel mogelijk voorkomen worden. Men dient dan wel voor een snelle waterafvoer te zorgen. Dit drainerende materiaal zal een grotere korrelgrootte hebben dan het materiaal van de aanvulling. Om te voorkomen dat de aanvulling door de drainerende laag spoelt, mag de verhouding van de diameters van de korrels niet te groot worden (stel faktor 4 à 5). Tevens worden over de horizontale en verticale voegen van de wandplaten stroken van een drainerend geotextiel op het beton geplakt.

Resumerend:

voordelen:

- De materialen (betonplaten, wapeningsstrippen) kunnen elders gefabriceerd worden.
- Gewapende grond vindt vaak z'n toepassing voor konstrukties op slappe ondergrond (gebruik van geocell mattress). Gezien het karakter van de ondergrond zal dat hier geen probleem geven. Wel kan men overwegen om tussen de diepwanden een bodemplaat te konstrueren, om te voorkomen dat de strippen teveel gaan doorhangen. De trekkracht zou dan wel eens te groot kunnen worden.
- In het algemeen kan gewapende grond goedkoper gerealiseerd worden dan een gewapend betonnen konstruktie. Bij een kerende hoogte kan dat variëren van 40-85%.
(Van 2m)
- Doordat men geen beton hoeft te storten (dus geen verharderen en geen bekisting) is de bouwtijd relatief kort.
- Door de voegvullingen (expacork en non-woven kunststof-strippen) en de deuvolverbindingen is de konstruktie flexibel genoeg om bepaalde zettingen te volgen.
- Door de grote massa van het grondlichaam kunnen scheepstoten gemakkelijk worden opgenomen.

nadelen:

- Men dient maatregelen te treffen tegen het variërende waterniveau, zoals een drainerende laag en geotextielstroken.
- Het aanbrengen van de aanvulling dient laagsgewijs en dus zorgvuldig te geschieden.
- Het zoute milieu stelt eisen aan de wapeningsstrippen.

Conclusie

Het blijkt dat met deze bouwwijze grote kerende hoogten overwonnen kunnen worden met relatief weinig betonverbruik. Door een snelle bouwtijd kan deze variant ook financieel aantrekkelijk zijn. Er vanuit gaande, dat de extra maatregelen t.a.v. het variërende waterniveau en het zoute milieu oplosbaar zijn en niet extreem duur, kan men concluderen dat deze bouwmethode in de gegeven situatie een interessante oplossing is.

Keuze.

Van de 5 behandelde varianten bleken de varianten met de steunberen en de gewapende grond het meest positief uit te vallen. De gewapende grond had als grootste nadeel de extra maatregelen, die men diende te treffen, tegen het uitspoelen. De genoemde oplossingen kunnen voldoende zijn. Het probleem is evenwel, hoe de konditie van bv. een drainerend geotextiel na tientallen jaren is. Het is vrij moeilijk om, zonder verder onderzoek zoals modelproeven, hier een hard oordeel over te geven. Aan de andere kant zal men tevens maatregelen moeten treffen om de voegen tussen de boogelementen en de steunberen grond dicht te maken, al zullen deze in aantal geringer zijn. Bij de steunberen-variant kunnen alleen de boogelementen geprefabriceerd worden. De steunbeerkonstrukties zullen ter plaatse gemaakt moeten worden. Daarnaast dient men voor de stabiliteit verankering aan te brengen of men moet de steunberen verbreden, waardoor de konstruktie weer zwaarder wordt.

Bij de gewapende grond kan, doordat de strippen waarschijnlijk achter de diepwanden uitsteken, de resulterende verticale kracht groter zijn en zal de resultante eerder binnen de kern vallen, waardoor verankering wellicht achterwege kan blijven. Daarnaast kan bij de gewapende grond alle materiaal aangevoerd worden en hoeft er, afgezien van de diepwanden, weinig ter plaatse gefabriceerd te worden. Aangezien men op een werkeiland bezig is, waar de ruimte schaars is, telt dit argument zwaar.

De keus valt daarom op de variant diepwanden-gewapende grond. Deze konstruktie zal dan ook verder worden uitgewerkt. Dit houdt in dat het gewapende grond-lichaam op inwendige- en uitwendige stabiliteit zal worden gecontroleerd. Daarnaast kan de diepwandkonstruktie nog verder worden geoptimaliseerd.

HOOFDSTUK 4 UITWERKING ALTERNATIEF GEWAPENDE GROND-DIEPWANDEN.

In dit hoofdstuk zal het gekozen alternatief nader behandeld worden. Ten eerste zal dieper worden ingegaan op de gewapende grond en alle daarbij behorende aspecten. Ten tweede zal de diepwandkonstructie verder uitgewerkt worden.

4.1 Gewapende grond.

4.1.1. Inleiding.

Gewapende grond of Terre Armée is een bouwwijze die in Frankrijk ontwikkeld en in veel landen gepatenteerd is. Deze methode wordt de laatste twee decennia voor verschillende bouwwerken toegepast:

- steunmuren
- landhoofden voor viaducten
- beschermingsmuren (bij installaties met ontploffingsgevaar)
- hellende muren
- gewelfkonstrukties
- reservoirs
- overstorten
- kademuren
- zeekerende konstrukties

De aanhechting van de wapeningsstrippen met de aanvulling waarborgt de stabiliteit van de konstruktie. De kerende hoogte, die op deze wijze bereikt kan worden, is haast onbeperkt. Een massief van gewapende grond is goed samenhangend en toch flexibel en geeft op de ondergrond een verdeelde belasting. Hierdoor kan deze bouwwijze toegepast worden op weinig stabiele hellingen. Op slappe ondergrond wordt deze oplossing ook vaak gebruikt. Men kan dan eventueel gebruik maken van een aanvulling met een laag volumegegewicht. Daarnaast kan een gedeelte van de slappe ondergrond afgegraven en vervangen worden door een licht materiaal, waardoor de totale zetting van het massief geen grote vormen hoeft aan te nemen. In stedelijke gebieden ondervindt men voordeel van het feit dat deze bouwmethode weinig ruimte en tijd in beslag neemt. Dit komt voornamelijk doordat alle elementen van elders aangevoerd worden en het bouwen vanuit de "binnenzijde" kan geschieden. Door het grondmassief achter de voorwand, is de konstruktie in staat zware belastingen of stoten op te nemen. Tevens is het geheel brandveilig en wordt gewapende grond toegepast bij beschermingswallen rond LPG-terminals. Ook worden trillingen gemakkelijk opgenomen, doordat in het massief een goede damping aanwezig is. Van deze eigenschap wordt gebruik gemaakt bij de toepassing van gewapende grond bij spoorlijnen. Er kan dus worden geconcludeerd, dat gewapende grond voor meerdere doeleinden geschikt is.

4.1.2. Nadere toelichting verschillende componenten gewapende grond.

4.1.2.1. Aanvullingsmateriaal van gewapende grond.

Eerder is reeds vermeld dat het aanvullingsmateriaal aan bepaalde eisen moet voldoen. De kwaliteit van de bruikbare aanvullingsmaterialen dient aan bepaalde criteria te voldoen. Men onderscheidt ondermeer:

- geotechnische criteria
- chemische of elektrochemische criteria

ad a. De aanvullingscriteria dienen hierbij te voldoen aan een mechanisch criterium en een criterium voor de geschiktheid. Bij het mechanisch criterium is het van belang dat de aanhechting van de aanvulling met de strippen gewaarborgd blijft. Dit komt erop neer, dat de hoek van inwendige wrijving van de aanvulling minimaal 25° moet bedragen. Tevens worden er eisen gesteld aan een minimale korrelgrootte. Dit wordt weergegeven in fig. 4.1.

	$\leq 15\%$	Mechanisch criterium voldaan				
		doorval	$\leq 10\%$	Mechanisch criterium voldaan		
				wapeningen	inwendige wrijvings- $\geq 25^\circ$ hoek	mechanisch criterium voldaan
				versterkte hechting	inwendige wrijvings- $< 25^\circ$ hoek	in gewapende grond onbruikbaar materiaal
doorval	$> 15\%$	op	10% tot 20%	gladde	wrijvings- grond- wapening $\geq 22^\circ$	mechanisch criterium voldaan
op				wapeningen	wrijvings- grond- wapening $< 22^\circ$	in gewapende grond onbruikbaar materiaal
80 μm						
		15 μm	$\geq 20\%$	bij gewapende grond onbruikbaar materiaal		

fig. 4.1

De criteria voor geschiktheid houden in dat de afmetingen van de grovere elementen 250 mm niet overschrijden. Daarnaast moet het watergehalte in het materiaal beperkt worden om moeilijkheden tijdens het verdichten te voorkomen.

ad b. De chemische- en elektrochemische criteria zijn verbonden aan de duurzaamheid van de wapeningen. Er worden eisen gesteld aan:

- resistiviteit
- pH-waarde
- gehalte oplosbare zouten
- gehalte sulfiden
- geen organische produkten in het aanvullingsmateriaal

De eisen t.a.v. de genoemde punten, zijn afhankelijk van het milieu waarin gebouwd wordt. Hierbij kan men onderscheid maken tussen werken in den droge, dan wel zoet of zout water. Het zal duidelijk zijn dat een zout-water milieu konsekwenties inhoudt voor de wapeningsstrippen.

4.1.2.2. Wapeningsstrippen.

Voor de wapeningsstrippen heeft men, t.a.v. het oppervlak de keus uit gladde wapeningen en wapeningen met versterkte hechting. Deze laatste soort heeft een geribbeld oppervlak dat voor een betere hechting met de aanvulling zorgt. Uit trekproeven bleek, dat de piekwaarde van de schijnbare wrijvingscoëfficiënt (f^*), van wapening met versterkte hechting, hoger lag dan bij gladde wapening. Daarnaast was het verschil, tussen de piekwaarde en de residuele waarde van de trekkracht, bij gladde wapening groter. Deze resultaten rechtvaardigen de stelling, dat men voor de dimensionering van kunstwerken de maximale waarde van f^* moet nemen voor wapening met versterkte hechting en de residuele waarde voor gladde wapeningen. Om deze reden, wordt voor deze studie uitgegaan van wapening met versterkte hechting.

T.a.v. de materiaalsoort zijn er verschillende mogelijkheden:

- kunststoffen
- roestvrij staal
- lichte aluminiumlegeringen
- gegalvaniseerd staal
- onbeschermd staal

Bepalend voor de keus, is het milieu waarin gewerkt wordt en de levensduur van het bouwwerk. Aangezien dit een studie van een bouwwerk in een zout milieu betreft, stelt dit bepaalde eisen aan de wapeningsstrippen t.a.v. de corrosie. De levensduur van het totale bouwwerk wordt bepaald door de wapeningsstrippen. Indien de corrosie de wapening teveel aantast, dan kan dit leiden tot breuk van de strippen, waardoor het gehele bouwwerk bezwijkt. Daarom verdient dit aspect bijzondere aandacht.

De kunststoffen kunnen op het eerste gezicht interessant zijn. Het probleem is echter, dat er weinig ervaringen met deze materialen op de lange duur zijn. Daarom worden kunststof materialen nog niet veel toegepast. Bij het afbreken van een tijdelijk bouwwerk van gewapende grond is wel gebleken, dat gedurende een periode van 6 jaar de eigenschappen van de

FIG. 4.2

Minimum dienstduur	5 jaar voorlopige kunstwerken		30 jaar tijdelijke kunstwerken		70 jaar permanente kunstwerken		100 jaar kunstwerken
Indeling der kunstwerken	A	AZ	A	AZ	A	AZ	AZ
buiten water	0,5	0	1,5	0,5	3	1,0	1,5
in zoet water	0,5	0	2,0	1,0	4,0	1,5	2,0
in zeewater	1	0	3,0		5,0	7,0	
in zone met bijzonder agres- siviteit	In elk geval afzonderlijk te bepalen door een bijzondere studie						

Legende :

A : niet behandeld staal zonder bekleding
AZ : gegalvaniseerd staal

Nota : Deze waarden kunnen lineair worden geïnterpoleerd in de intervallen 30-70 jaar en 70-100 jaar, met afronding naar boven tot het tiende van de milimeter

Tabel: 3-III : waarden voor de vereiste overdikte e_s (uitgedrukt in mm).

kunststof wapeningsstrippen nagenoeg gehalveerd waren. Voor deze studie wordt daarom afgezien van toepassing van kunststoffen.

Roestvrij staal en lichte aluminiumlegeringen zijn weinig betrouwbaar gebleken. Deze materialen vertonen een plaatselijke corrosie, die op kan treden op plaatsen waar het niet gewenst is. Omdat dit verschijnsel moeilijk te voorspellen is, worden deze materialen onbetrouwbaar geacht.

Bij gegalvaniseerd staal is er een zinklaag op het staal aangebracht. Het zink zorgt, bij een bouwwerk in droge omstandigheden, voor een betere bescherming en een gelijkmatige corrosie. In een milieu beïnvloed door zeewater, zal de zinklaag echter niet lang bestand zijn.

Om deze redenen zal men, voor deze studie, gebruik moeten maken van onbeschermd staal. Dit heeft een gelijkmatige corrosie, waardoor het proces voorspelbaar is. Men dient, i.v.m. de corrosie wel rekening te houden met een extra konstruktiedikte. Deze is afhankelijk van het milieu en de verwachte levensduur van het kunstwerk (zie fig. 4.2).

4.1.2.3. Bekleding.

Oorspronkelijk werd, voor de bekleding van een massief van gewapende grond, gebruik gemaakt van stalen elementen. Dit waren stalen platen van 10m lang en een nuttige hoogte van 33.3cm en 3mm dik. Later zijn hier betonnen platen bijgekomen (zie fig. 4.3).

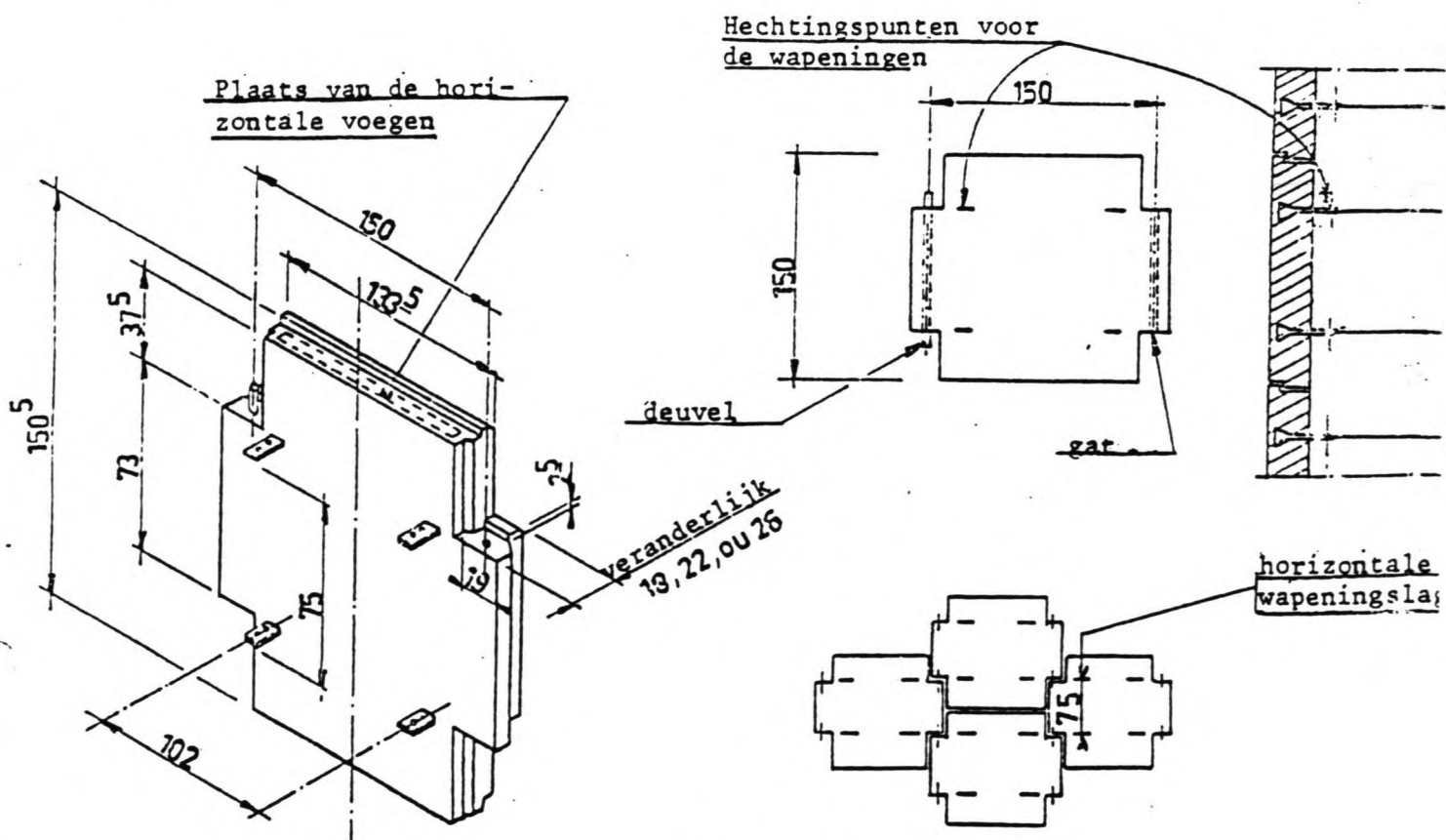


fig. 4.3

De standaardplaat is kruisvormig: 1.5m * 1.5m. De dikte varieert van 18cm tot 26cm en de plaat is meestal van gewapend beton. De aanhechtspunten voor de wapeningsstrippen zijn ingebetonneerd. Tevens zijn er twee verticale deuvels, die voor een verbinding tussen de platen zorgen en ook horizontale vervormbaarheid toelaten. De horizontale voegvullingen bestaan uit expacork. Dit bestaat uit korrels van geblazen kurk samengevoegd door een epoxyhars en kenmerkt zich door een goede samendrukbaarheid, waardoor de konstruktie flexibel blijft. Voor de verticale voegen worden, bij waterbouwkundige kunstwerken, non-woven kunststof-strippen gebruikt. Het voordeel van betonnen panelen was, dat men muren met doorlopende bochten kon uitvoeren. Ook hadden deze platen meer architektonische mogelijkheden. Om deze redenen hebben de betonnen platen de stalen elementen verdrongen. In deze studie wordt daarom gewerkt met een betonnen bekleding. T.a.v. de afmetingen van de konstruktie behoeft er voor de betonnen platen geen dimensioneringsberekening te worden uitgevoerd. De afmetingen zijn tijdens proeven uitgetest en alleen de horizontale belasting t.g.v. de wapeningsstrippen is aan regels gebonden.

4.1.2.4. Drainering

De schutsluis is, tijdens het schutten, onderhevig aan waterstandsverschillen. Omdat deze variaties ook nog binnen een relatief kort tijdsbestek geschieden, moet men maatregelen treffen t.a.v. de voegkonstrukties van de betonnen panelen. Als er waterstandsverschillen aanwezig zijn, zal er namelijk een watertransport door de voegen optreden. Om te voorkomen, dat er uitspoeling van de aanvulling van het gewapende grond massief optreedt, worden er zowel over de horizontale- als verticale voegen, stroken van non-woven polyesther filters tegen de betonnen bekleding geplakt. Deze filters zijn de laatste ontwikkeling op het gebied van de geotextielen. Ze zijn zeer fijnmazig en afhankelijk van de situatie 2 tot 3mm dik. Er zijn talloze draintests op verricht, en hieruit bleek:

- in het begin werden de allerfijnste siltdeeltjes meegevoerd tot in het filter, maar daarna was en bleef het filter absoluut grond dicht.

- De verwachtingen t.a.v. de levensduur van de filters zijn dermate hoog, dat men ervan uit mag gaan dat deze de hele levensduur van een kunstwerk meegaan.

- Deze kunststof filters zijn goedkoop te produceren.

Voor de konstruktie is het wenselijk, dat de aanvulling zeer waterdoorlatend is, aangezien een overdruk van het water aan de binnenzijde zoveel mogelijk voorkomen moet worden. Deze leidt namelijk tot een extra druk op de bekleding en dus extra trek in de wapeningsstrippen en tot een vermindering van de hechting. Om een waterdruk tegen de bekleding tegen te gaan, kan men een drainerende laag achter de betonnen platen aanbrengen (fig. 4.4). Hierdoor zal het waterniveau in het massief, direkt achter de bekleding, sneller dalen. Indien men een nog betere drainage en snellere waterafvoer uit de aanvulling wil, dan bestaat de mogelijkheid om naast de verticale ook nog horizontale drainerende lagen aan te brengen (fig. 4.5).

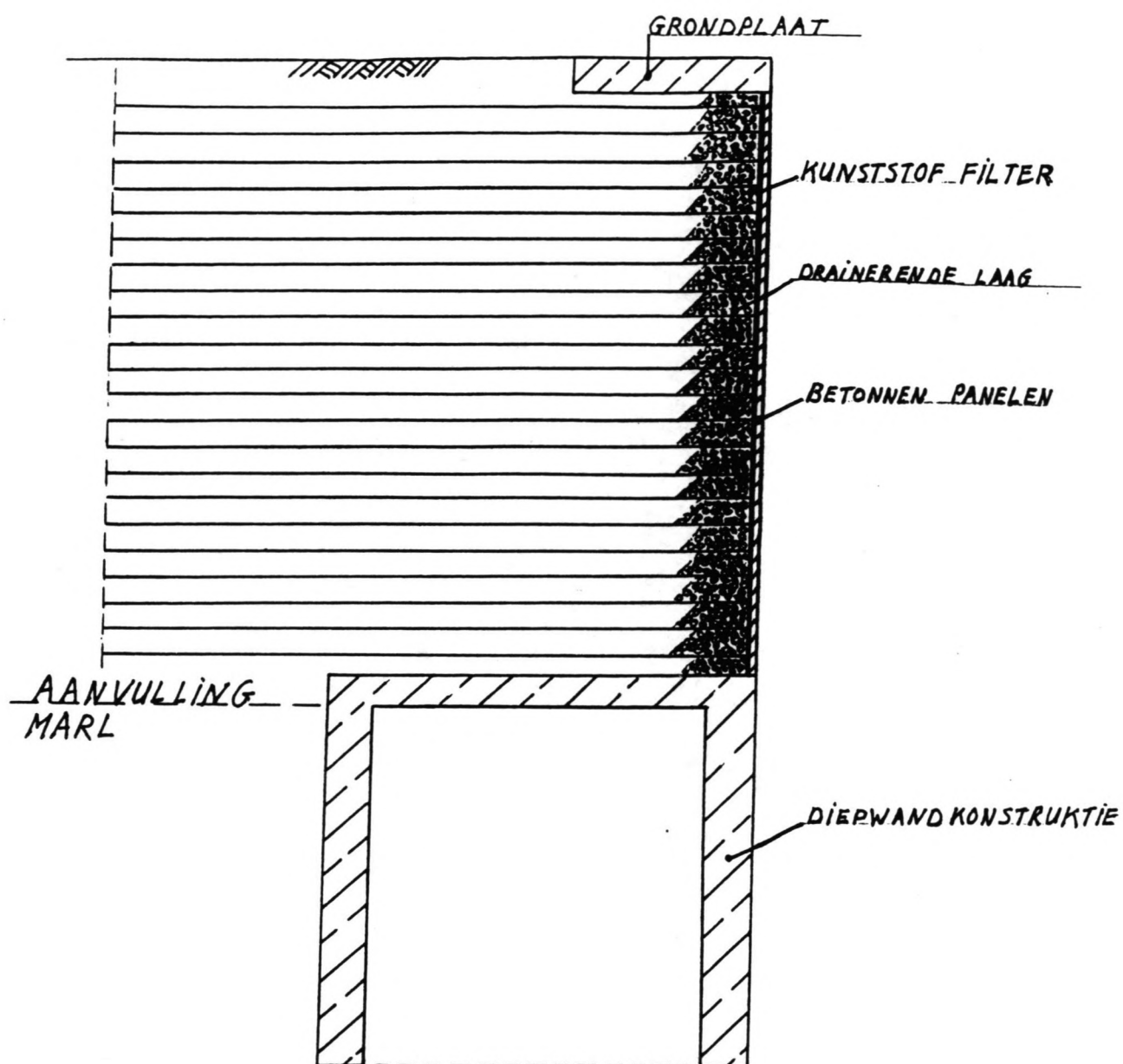


FIG. 4.4

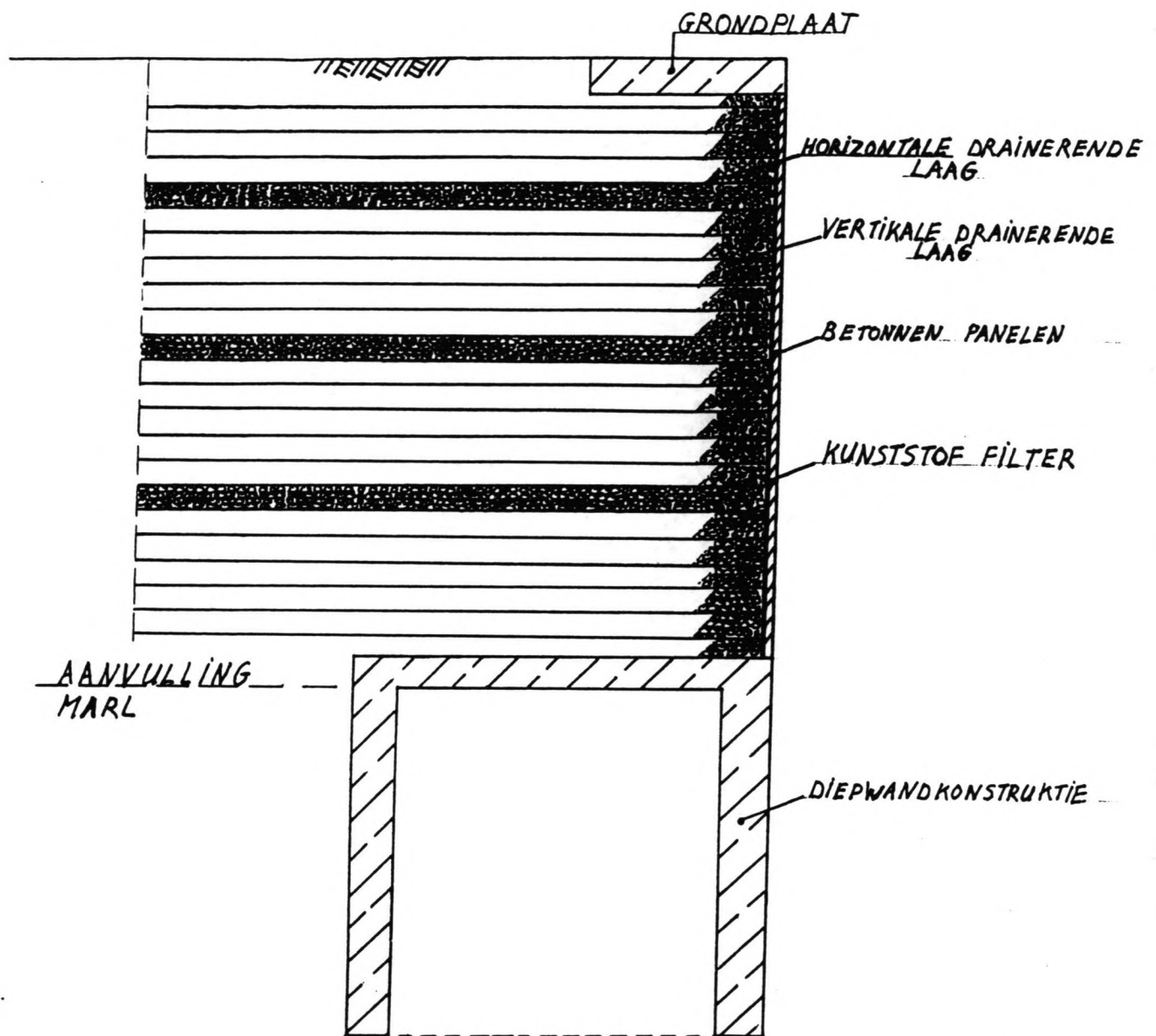


FIG 4.5

Het gevolg is evenwel, dat het watertransport, dat het massief in- en uittreedt, toeneemt. Hier ontstaat dus een paradox in de ontwerpfilosofie. Aan de ene kant wil men een overdruk voorkomen en dus een betere drainage toepassen. Aan de andere kant wil men een te groot watertransport voorkomen, omdat dit meer eisen stelt aan de filters t.a.v. uitspoeling van de aanvulling. Men zal dus, voor het ontwerp, een optimum moeten vinden t.a.v. de maximaal toegestane wateroverdruk in tegenstelling tot het maximaal toegestane watertransport. Het is moeilijk in te schatten, wat het exakte verloop van het grondwater in de aanvulling is, aangezien dit afhankelijk is van verschillende factoren:

- de waterstand in de schutkolk is variabel. Niet alleen het verval tijdens het schutten varieert, maar ook de niveaus van de hoog- en laagwaterstanden veranderen in de loop van de tijd (springtij, gemiddeld tij, doodtij).

- men heeft te maken met een grondwaterstand in het dam-lichaam. Deze zal geen vast niveau hebben, aangezien de niveaus van de open zee en het binnenbekken (zie generatieschema) voortdurend veranderen. Daarnaast dient men te voorkomen dat er een "kortsluiting" optreedt tussen de niveaus van de open zee en het binnenbekken enerzijds en het grondwaterniveau van de aanvulling anderzijds. Nu kan dit voorkomen worden, door bij de sluishoofden achter- en onderloopsheidsschermen te plaatsen. Dit was, vanwege de grote waterstandsverschillen over de sluishoofden, toch al vereist.

- Daarnaast is het verloop van de grondwaterstand in de aanvulling, tijdens een niveauverandering in de schutkolk, afhankelijk van:

1. De mate van doorlatendheid van de aanvulling.
2. De mate van doorlatendheid van de drainerende laag.
3. De snelheid waarmee het water door de voegen naar buiten treedt.

Al deze factoren maken een exakte inschatting van het juiste beeld van de waterhuishouding vrijwel onmogelijk. Wil men hier toch meer van kunnen zeggen, dan zal men wellicht modelproeven moeten verrichten. Uit deze proeven zou ook moeten blijken, of er naast een vertikaal drainerende laag nog extra drainagebuizen nodig, indien de voegen onvoldoende waterdoorlatend zijn. Wel dient men dan rekening te houden met de betrouwbaarheid van dit systeem, zoals het dichtslippen van de buizen en tevens dient er een goed afwateringssysteem aanwezig te zijn. Een kleppenmechanisme blijkt in de praktijk weinig betrouwbaar te zijn. Voorlopig wordt uitgegaan van een verticale drainerende laag achter de betonnen bekleding. Om toch t.a.v. de dimensionering een uitgangspunt te hebben, zal men een bepaalde aanname moeten doen. Als tijdens het schutten het waterniveau in de schutkolk zakt, dan zal het waterpeil in de aanvulling hierop reageren. Fig. 4.6 toont een mogelijk verloop van de grondwaterstand. Omdat, zoals reeds is vermeld, het exakte verloop moeilijk te bepalen is, zal men voor de dimensionering de toestand moeten schematiseren (fig. 4.7). In deze situatie gaat men ervan uit, dat een bepaalde waterstandsvariatie van het schutkolkniveau maar ten dele door de grondwaterstand van de aanvulling gevolgd kan worden.

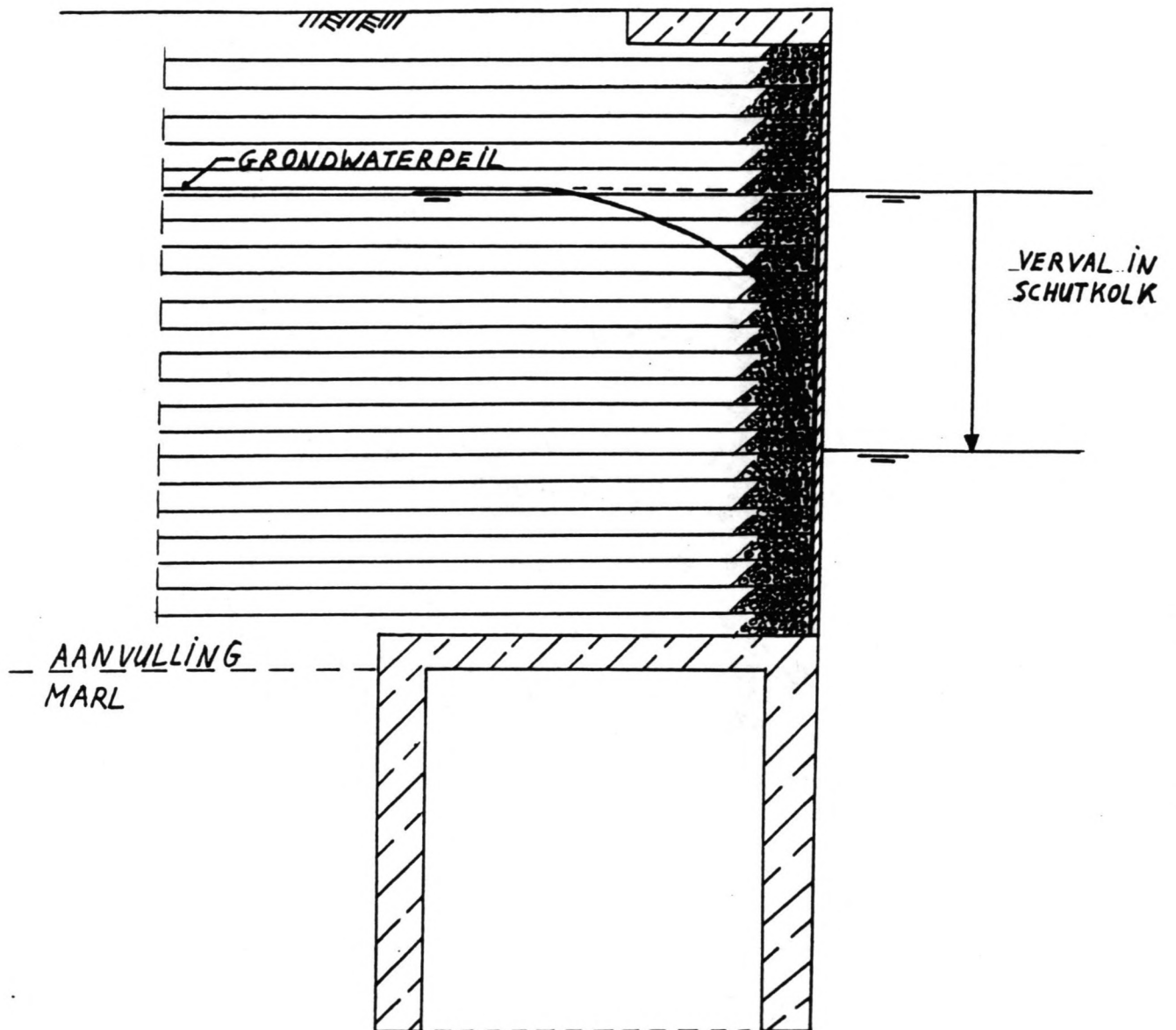


FIG. 4.6

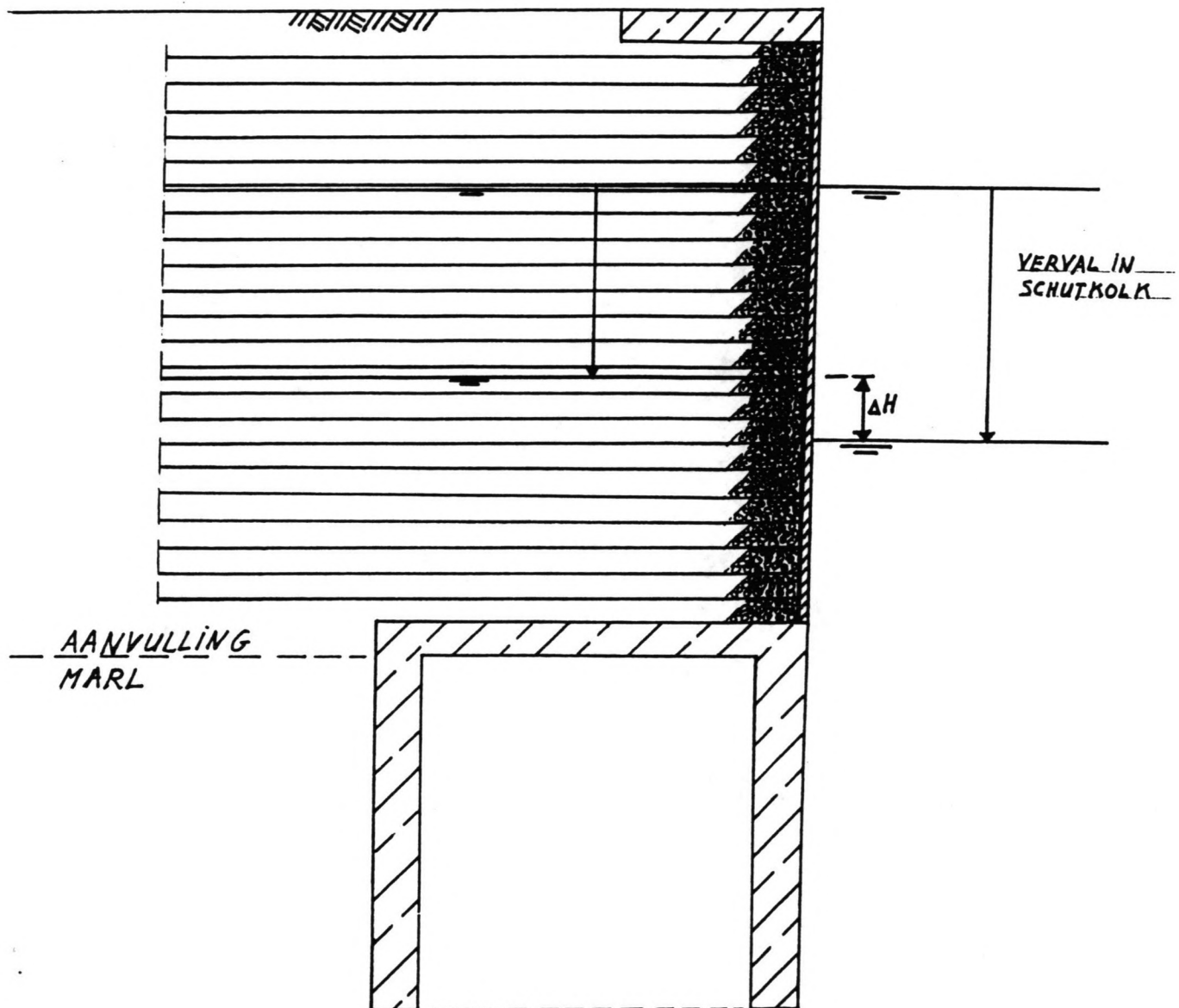


FIG. 4.7

In de toestand van fig. 4.6 was het mogelijk dat een betonnen plaat geen wateroverdruk meer te verduren had, maar dat een strip, die aan deze plaat bevestigd was, zich nog wel onder de grondwaterspiegel bevond en dus een verminderde hechting had. Omdat het exakte verloop van de grondwaterstand niet bekend is, wordt in fig. 4.7 een rechtlijnig verloop aangenomen. Als uitgangspunt neemt men nu aan, dat de grondwaterstand de variatie van de schutkolk maar voor 75% kan volgen. Bij een extreme situatie, zoals springtij met een verval van 8m, resulteert dit in een wateroverdruk van 2m. Deze situatie wordt tegelijk als maatgevend ervaren, aangezien de wateroverdruk op de bekleding nu maximaal is. Het is mogelijk, dat tijdens stormen het sluisterrein en de schutkolk volledig onder water komen te staan, maar aangezien dit geen situatie is waarin geschut wordt en er dus geen verval optreedt, is dit geen uitgangspunt voor de dimensionering. Een gevolg van het toestaan van een bepaalde wateroverdruk op de bekleding is, dat de aanhechtingslengte van de strippen toeneemt.

4.1.2.5. Uitvoering gewapende grond.

De elementen, zoals de betonnen bekleding en de wapeningsstrippen, worden per schip aangevoerd. Als ze op het werkeiland aangekomen zijn, dient er voldoende opslagruimte aanwezig te zijn. Wanneer, onder slechte weersomstandigheden, geen aanvoer plaats kan vinden, moet men namelijk door kunnen werken. De betonnen platen worden gestapeld, met latwerk ertussen, om vervorming van de bevestigingshaken te voorkomen. De wapeningsstrippen worden geleverd in bundels van 50 eenheden. Het plaatsen van de onderste laag elementen verdient de nodige aandacht. De funderingslaag moet gelijkmatig zijn en mag geen ongelijke zettingen vertonen. Daarom worden, in gebruikelijke situaties, de onderste elementen veelal op een betonlaag geplaatst om een zo egaal mogelijke fundering te bereiken. Ook wordt de onderste laag wel in een insteek geplaatst (fig. 4.8), om een breuk van de grond onder de bekleding te voorkomen.

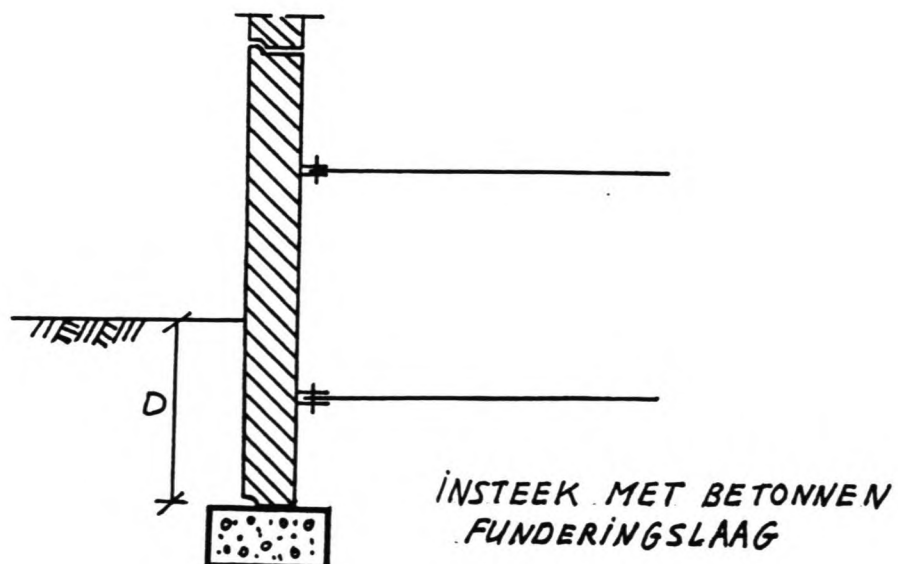


fig. 4.8

Aangezien de bekledingselementen, in dit geval, op de diepwand-konstruktie geplaatst kunnen worden, hoeft hier geen insteek te worden toegepast. Eventueel kan men in de betonplaat, die op de diepwanden ligt, een lichte sleuf aanbrengen voor een betere geleiding van de onderste elementen. Omdat de strippen elastisch zijn en een bepaalde beweging van de bekleding toelaten zal men in de sleuf een elastisch materiaal moeten aanbrengen om breuk van de rand te voorkomen. De bovenaansluiting tussen de betonnen grondplaat en de panelen wordt zo uitgevoerd, dat er geen verticale druk op de panelen plaats vindt (fig. 4.9).

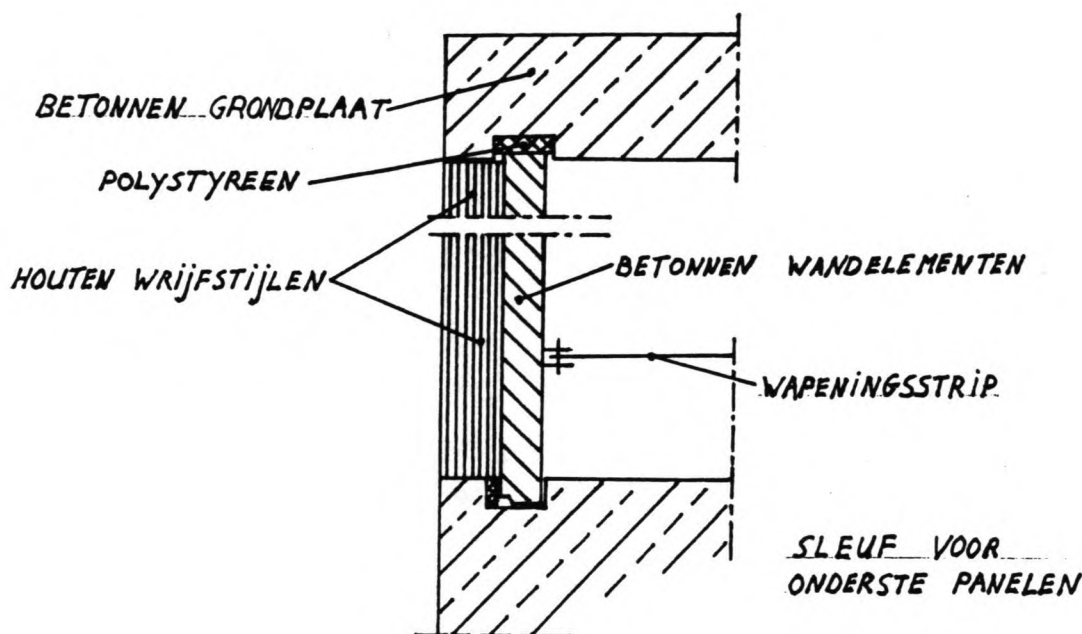


fig. 4.9

Opbouw konstruktie.

Men begint de onderste laag d.m.v. het plaatsen van de halve en hele betonplaten. Deze worden gestut voor het verkrijgen van een betere stabiliteit. Bij het stapelen van de bekledingsplaten wordt de speling tussen de elementen gerealiseerd m.b.v. houten spieën en sergeanten. De spieën worden aan de buitenzijde van de bekleding in de voegen gestoken. Tijdens het laagsgewijs opbouwen van de platen worden ook de deuvels en de voegvullingen aangebracht. Tegelijkertijd worden de non-woven polyesther filters over de voegen geplakt. Tevens wordt, tijdens deze bouwphase, de drainerende laag achter de bekleding aangebracht. Naast de normale aanvulling, zal dit een extra uit te voeren werk zijn. Maar aangezien het aanbrengen van de aanvulling bij de aansluiting tussen de bekleding en de wapeningsstrippen meestal manueel, dus met de schop, wordt uitgevoerd en gecontroleerd, hoeft het aanbrengen van een drainagelaag geen extra werk te betekenen. Tijdens de bouwphase moet men voortdurend de vertikaliteit van de bekleding kontroleren. Eventueel wordt een bepaalde uitwijking in de erboven liggende laag hersteld of moet men het werk weer gedeeltelijk afbreken. De toegestane uitwijking over drie aangrenzende platen (dus 4.5m) mag de 2.5cm niet overschrijden. De houten spieën worden geleidelijk weggenomen om aan de bekledingselementen de mogelijkheid tot scharnieren terug

te geven en om te voorkomen dat, in geval van zetting van de funderingsgrond, beschadigingen van de platen optreden.

Aanbrengen aanvulling

Het aanbrengen van de aanvulling geschiedt laagsgewijs met, elke keer, een verhoging van 37.5cm. De aanvulling wordt na elke storting gevlakt. Dit uitvlakken dient voorzichtig te geschieden. Het is niet toegestaan in de richting van de strippen naar de bekleding toe te werken. Er zou dan een vervorming van de bekleding, tijdens de bouwfase, kunnen optreden. Men begint daarom vanuit het midden en vlakt eerst de achterste helft van het massief uit. Daarna werkt men vanaf het midden strooksgewijs naar de bekleding toe. In geval men rupsvoertuigen gebruikt, moet men contact van de rupsen met de strippen vermijden om beschadiging te voorkomen.

Het verdichten

Het verdichten geschiedt in het algemeen met trilwalsen. Voor de laatste 1 à 1.5m tegen de bekledingszijde moet men een lichte wals gebruiken om zettingen van de bekledingselementen te voorkomen. Het verdichten heeft als functie dat inklinking van de aanvulling zoveel mogelijk vermeden worden. De zettingen, die optreden, zullen meestal veroorzaakt worden door samendrukking van het grondlichaam onder het gewapende grond massief. Het verdichten is aan bepaalde regels gebonden. Aan de hand van de laagdikte, het volume van de aanvulling en de door het walsvoertuig overreden oppervlakte op dit volume, kan men het aantal gangen bepalen dat noodzakelijk wordt geacht om de gewenste verdichting te verkrijgen. Het verdichten geschiedt, evenals het uitvlakken, evenwijdig aan de bekleding. Om goed te kunnen verdichten moet het watergehalte van de aanvulling een bepaalde waarde bezitten. De verdichtingsgraad is bepaald, als de verhouding tussen het drooggewicht van de grond en de referentiedichtheid, gemeten volgens de konventionele methode van de Standaard Proctorproef. Als tijdens het verdichten de grond namelijk verzadigd wordt, ontstaat er een soort elastische vervorming van het materiaal. Wanneer dit vlakbij de bekleding gebeurt, ontstaat er gevaar voor verplaatsingen van de bekleding en dient men onmiddellijk met verdichten te stoppen. Om dit probleem te vermijden, kan men tijdens de bouw maatregelen treffen om te voorkomen dat, bij slechte weersomstandigheden, teveel water in de aanvulling komt. Men kan hierbij denken aan voorlopige draineerwerken of het tijdelijk afdekken van het werkoppervlak met folie.

4.1.2.6. Controle en toezicht

Bij kunstwerken in gewapende grond is het gebruikelijk dat er controles uitgevoerd worden. Men kan deze onderscheiden in:

- kontinu toezicht tijdens de bouw. Het gaat hier om een vrij oppervlakkige controle. Maar deze moet het wel mogelijk maken om, in geval van afwijkingen, onmiddellijk alarm te slaan.

-jaarlijkse inspectie van de konstruktie na de bouw. Hier wordt de konstruktie, voor zover de konstruktieonderdelen bereikbaar zijn, grondiger nagezien. De middelen zijn evenwel beperkt: scheurmeter, foto-apparaat, meter, etc.

-gedetailleerde inspectie. Dit betreft 5-jarige controles, waarbij men gedetailleerd te werk gaat. Dit vergt dikwijls een instrumentatie van het kunstwerk en het grondlichaam, die reeds tijdens de bouw moet worden voorzien. Dit kan in de vorm van: vaste merktekens, zettingsmeters, piëzometers, controlestrippen, opnameapparaten van verplaatsingen, etc.

Bijzondere aandacht is vereist voor de toestand van de wapeningsstrippen. Dit betreft vooral kunstwerken waarvan een lange levensduur verlangd wordt, of zich in een agressief milieu bevinden. Deze werken worden als regel voorzien van controlestrippen (fig. 4.10).

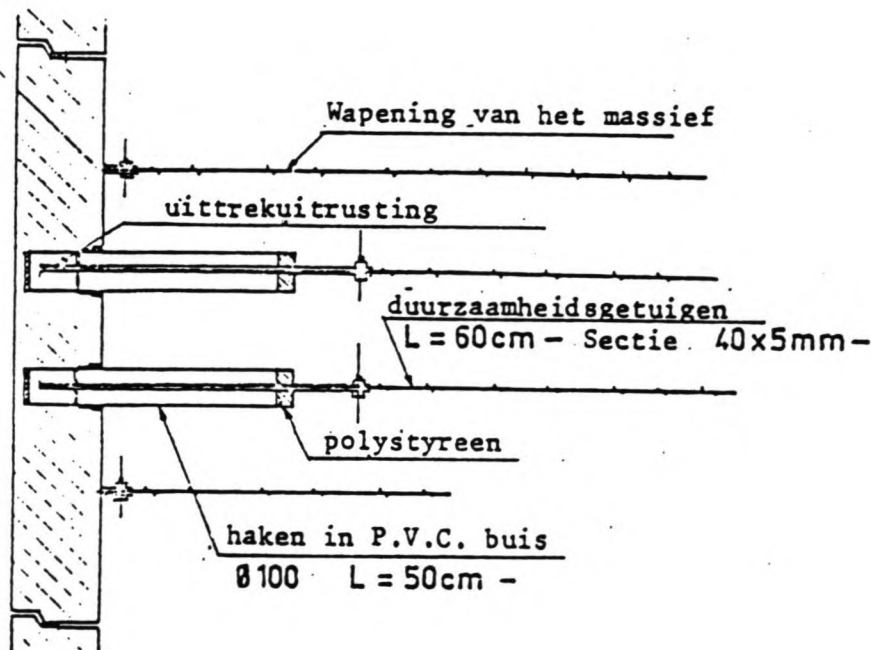


fig. 4.10

Dit zijn wapeningsmonsters van 60cm lengte, van hetzelfde type als gebruikt wordt in het massief van gewapende grond. Ze worden al tijdens de bouw aangebracht in bijzondere platen, en voorzien van een uittrekuistrusting. Deze controlestrippen zijn genummerd en van tevoren gewogen. Zo wordt na verloop van tijd het gewichtsverlies bepaald en eventueel nog mechanische proeven verricht. Om zeker te zijn van een goede controle, worden ze op verschillende plaatsen in de konstruktie aangebracht. Aangezien het uittrekken een kleine vijzel vereist, worden de platen normaal op gemakkelijke plaatsen aangebracht, zoals vlakbij de voet. Omdat daar in een schutsluis geen sprake van is, kan men beter vanaf een drijvende bok werken. Afhankelijk van het schutkolkniveau, kan men dan op verschillende niveaus werken. Het is dan zelfs mogelijk om bij laagwater bij springtij het waterpeil in de kolk konstant te houden, zodat men toch op een vrij laag niveau de wapeningsstrippen kan controleren.

4.1.2.7. Uitgangspunten en theorie voor dimensionering

De ontwerp-berekening van een konstruktie in gewapende grond bestaat uit de controle van de inwendige- en uitwendige stabiliteit. De inwendige stabiliteit is weer onder te verdelen in de veiligheid tegen breuk en tegen uittrekken van de wapeningsstrippen. Daarnaast bepaalt de horizontale belasting de afmetingen van de betonnen bekledingselementen. De berekeningen geschieden op basis van gegarandeerde uiterste draagkracht waarbij belastingen en materiaalfactoren worden aangehouden. Doorgaans worden er verschillende belastingskombinaties beschouwd. De belastingen zijn als volgt opgebouwd:

1. permanente belastingen
 - eigen gewicht van het massief van gewapende grond
 - gewicht betonnen grondplaat
2. veranderlijke belastingen
 - waterbelasting: verschil van hydrostatische drukken over de bekleding
 - gelijkmatig verdeelde bovenbelasting op het massief
 - bolderkrachten
3. accidentele belastingen
 - scheepsstoten. Voor de stabiliteitsberekening wordt hier geen rekening mee gehouden, aangezien de platen hier niet op zijn gedimensioneerd. Men dient dus een beschermende konstruktie aan te brengen, in de vorm van drijvende fenders.

Naast de vermelde belastingssoorten zijn er in het algemeen meer varianten. Men kan hierbij denken aan extra ophogingen, sneeuwlasten, invloeden van aardbevingen of invloeden van mijnverzakkingen. Maar aangezien deze niet gelden voor deze studie of überhaupt niet mee worden genomen in een stabiliteitsberekening wordt hierop verder niet ingegaan.

In fig. 4.11 is een overzicht van mogelijke belastingskombinaties gegeven. Er worden twee belastingskombinaties beschouwd: A en B. In het schema zijn ook de belastingsfactoren aangegeven. Hiervoor gelden bepaalde richtlijnen (zie lit. 1) en zijn afhankelijk van het soort bouwwerk. Voor de permanente belastingen varieert de γ_F van 1.00 tot 1.35.

De γ_Q t.a.v. de veranderlijke belastingen bedraagt 1.5, behalve voor de belasting t.g.v. water. Voor hydrostatische drukken gaat men uit van $\gamma_Q = 1.00$.

Kombinatie A omvat de ongunstige belastingen van de eigen gewichten en de gronddrukken. Zij moet worden beschouwd voor de grenstoestand van de uitwendige stabiliteit t.a.v. het evenwichtsdragvermogen, want de belastingen door de eigen gewichten zijn hier maximaal. Voor de grenstoestand van de inwendige stabiliteit controleert men de maximale trekkracht in de strippen en de aanhechting.

Kombinatie B gaat uit van een lagere γ_F voor de eigen gewichten. Men dient wederom de uitwendige stabiliteit te beschouwen t.a.v. het kantelen en glijden. Voor de inwendige stabiliteit heeft men te maken met een verminderde hechting (lagere verticale

KOMBINATIES VOOR BELASTINGEN

KOMBINATIES BELASTINGEN		A	B
PERMANENTE BELASTINGEN	EIGEN GEWICHT MASSIEF	γ_{max} $\gamma_F = 1.35$	γ_{min} $\gamma_F = 1.00$
	EIGEN GEWICHT BETONPLAAT	γ_{max} $\gamma_F = 1.35$	γ_{min} $\gamma_F = 1.00$
	GRONDDRUK AANVULLING ACHTER MASSIEF	γ_{max} $\gamma_F = 1.35$	γ_{min} $\gamma_F = 1.35$
VERANDERLIJKE BELASTINGEN	GELIJKMATIG VERDEELDE BOVENBELASTING	op gehele constructie $\gamma_Q = 1.60$	alleen achter het massief $\gamma_Q = 1.60$
	BOLDERKRACHT	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 1.50$
	WATERBELASTING	$\gamma_Q = 1.00$	$\gamma_Q = 1.00$

FIG 4.11

gronddruk).

Men dient er rekening mee te houden dat hier twee situaties worden beschouwd. Het is evenwel mogelijk meer belastingskombinaties te kontroleren, maar om het rekenwerk enigszins in de hand te houden, worden alleen die kombinaties bekeken waarvan men, a priori, verwacht dat ze maatgevend zijn.

Inwendige stabiliteit

De berekening van de inwendige stabiliteit wordt volgens specifieke rekenregels uitgevoerd (zie o.a. lit. 2). Fig. 4.12 toont een schematische weergave van het principe van de ontwerp-berekening. Aan de hand van dit schema, worden de daarin voorkomende stappen en eigenschappen belicht.

Allereerst bepaald men het verloop van de horizontale gronddruk-coëfficiënt K en de schijnbare wrijvingscoëfficiënt f^* .

coëfficiënt K

De horizontale korrelspanning wordt uit de verticale korrelspanning bepaald volgens:

$$\sigma_3 = K \cdot \sigma_1$$

De waarde van K is proefondervindelijk vastgesteld en kan geschematiseerd worden volgens:

$$K = K_0 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + K_a \frac{z}{z_0} \quad \text{voor } z \leq z_0 (= 6m)$$

$$K = K_a \quad \text{voor } z > z_0$$

waarin z de diepte is, gerekend vanaf de top van de konstruktie. De waarden van de coëfficiënten van de neutrale gronddruk K_0 en aktieve gronddruk K_a worden bepaald m.b.v. de klassieke formules:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ is de hoek van inwendige wrijving van de grond waarmee het massief van gewapende grond is opgebouwd. Voor waterbouwkundige kunstwerken wordt uitgegaan van 25° (bij kunstwerken in den droge neemt men 36°). In fig. 4.13 ziet men hoe de waarde van K varieert met de hoogte. Indien men in het massief van gewapende grond met een vast hoogwaterniveau te maken heeft, rekent men met twee verschillende kwaliteiten grond: $\varphi = 36^\circ$ voor het grondlichaam boven het waterpeil en $\varphi = 25^\circ$ onder dit peil. Dit resulteert in een verloop van K zoals in fig. 4.14. De kerende hoogte van de deuren van de sluis is echter zodanig, dat bij extreme toestanden het sluisterrein overspoeld kan raken. Als het schutten weer wordt uitgevoerd, is het mogelijk dat de grond achter de bekleding nog steeds verzadigd is. Daarom wordt voor de veiligheid aangenomen, dat het hele massief een inwendige wrijvingshoek heeft van 25° (zoals in fig. 4.13).

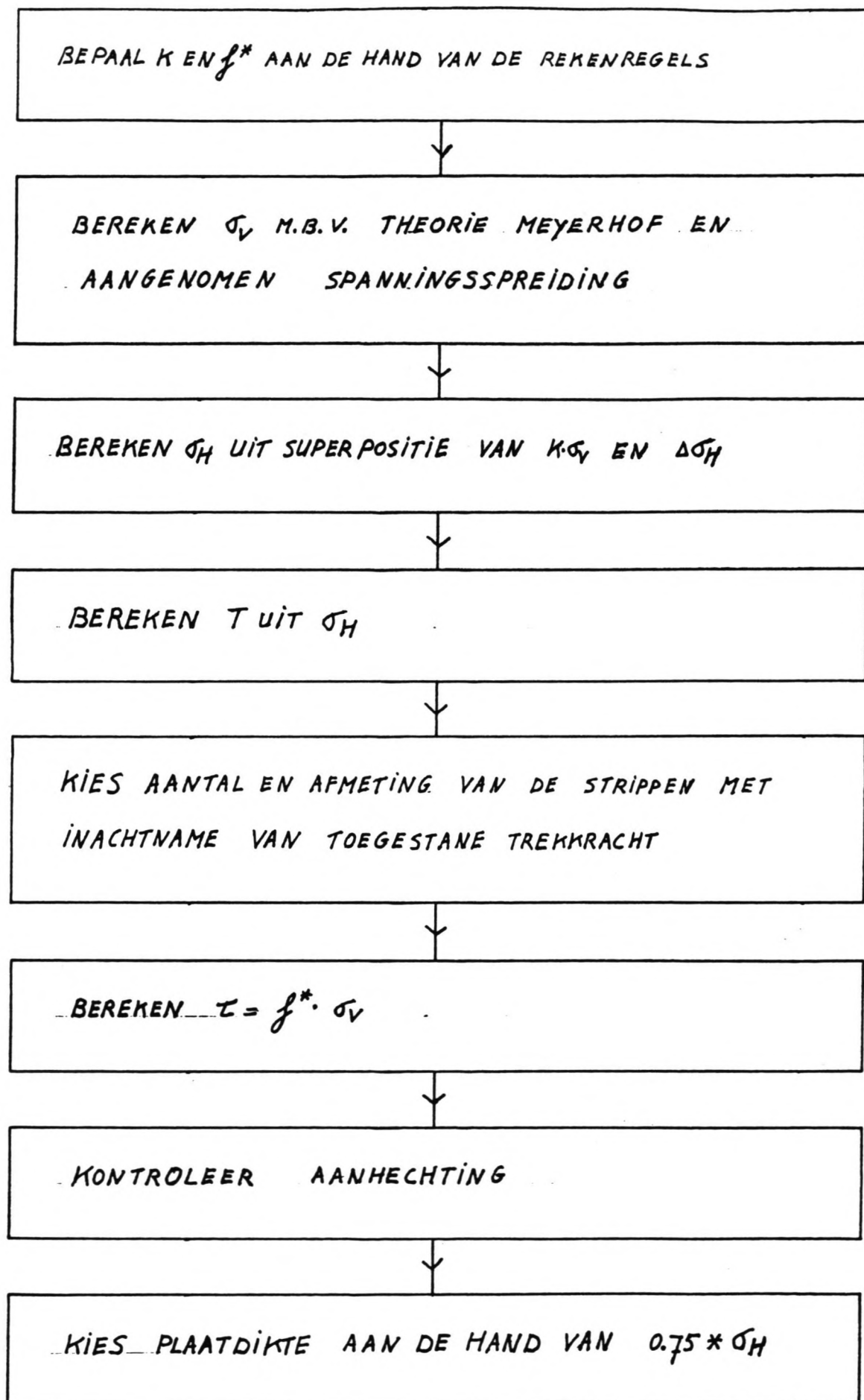


FIG 4.12

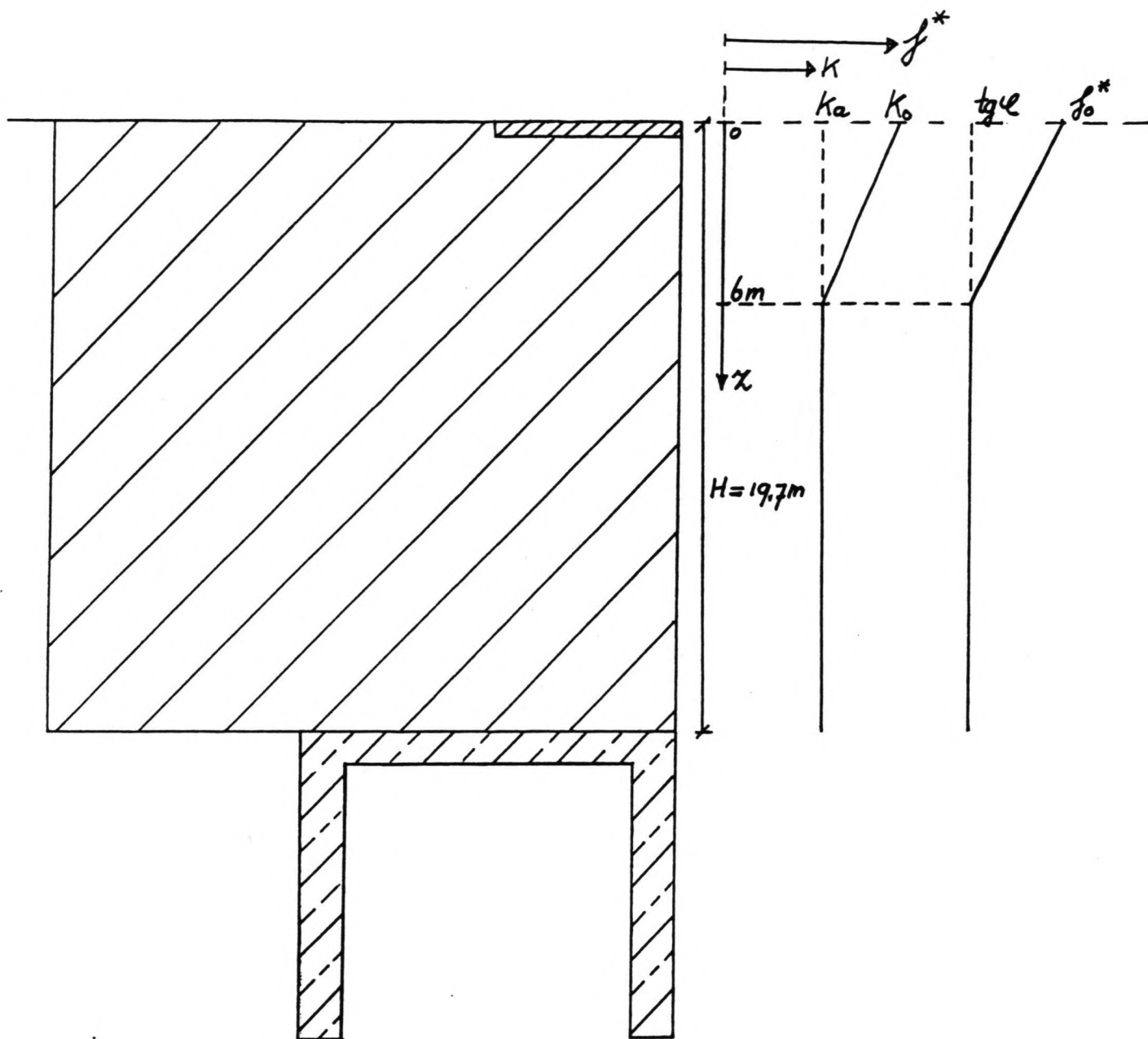


FIG. 4.13

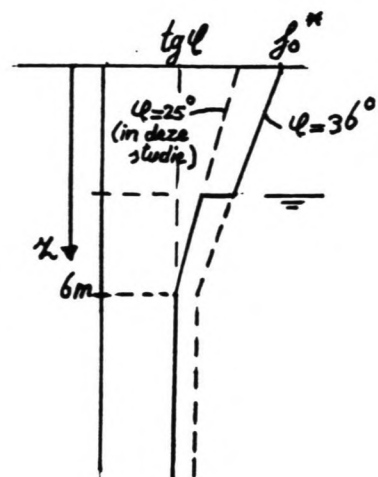
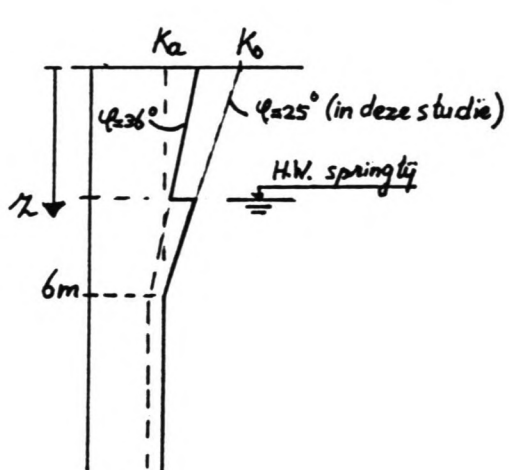


FIG. 4.14

Schiinbare wrijvingscoëfficiënt f^*

Voor deze studie wordt uitgegaan van wapeningsstrippen met versterkte hechting. Dit betreft strippen met een geribbeld oppervlak, zodat er een grotere wrijving met het grondlichaam ontstaat. In geval van verdichte aanvullingen wordt de wrijvingscoëfficiënt langs een wapeningsstrip konstant verondersteld en geschematiseerd als funktie van de diepte z gemeten van het niveau van de top van de konstruktie, door de volgende formule (zie ook fig. 4.13):

$$\begin{aligned} f^* &= f_0^* \left(1 - \frac{z}{x_0}\right) + \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{z}{x_0} & \text{voor } z \leq x_0 (=6m) \\ f^* &= \operatorname{tg} \varphi & \text{voor } z > x_0 \end{aligned}$$

Hierin is φ de hoek van inwendige wrijving van het verzadigde materiaal (stel $\varphi = 25^\circ$).

De coëfficiënt f_0^* is afhankelijk van verschillende parameters: korrelverdeling, korrelvorm, inwendige wrijvingshoek, etc. Zij kan worden geschat m.b.v. de formule:

$$f_0^* = 1.2 + \log U$$

U stelt het uniformiteitsgetal voor:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{60} en D_{10} zijn de kenmerkende korreldiameters.

Indien men niet over voldoende gegevens beschikt, neemt men voor f_0^* een minimale waarde van 1.5 aan.

Als f_0^* echter bepaald is, dan dient men deze, voor waterbouwkundige kunstwerken, te vermenigvuldigen met de faktor $\operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \varphi'$. Hierin is φ gelijk aan 25° en φ' de waarde van de inwendige wrijvingshoek onder droge omstandigheden, dus 36° . Men kan, net als bij de waarde van K , wederom een sprong konstateren ter hoogte van het waterniveau in het grondmassief. Voor de veiligheid wordt er evenwel vanuit gegaan, dat het gehele grondmassief verzadigd kan raken, en rekent men dus met 25° (zoals in fig. 4.14).

Berekening vertikale spanningsverdeling

Voor de bepaling van de vertikale spanning σ_1 in een bepaald punt, beschouwt men het evenwicht van het massief, gelegen boven het horizontale vlak door het punt. De spanning is bepaald door de methode van Meyerhof volgens de formule:

$$\sigma_1(z) = \frac{Q_v(z)}{L - 2 \frac{M(z)}{Q_v(z)}}$$

waarin: $Q_v(z)$ = de vertikale belasting op de diepte z
 $M(z)$ = het resulterend moment op diepte z
 L = lengte van de wapeningsstrippen. Er wordt nog opgemerkt dat bij zeer lange wapeningsstrippen, in de bovengenoemde berekeningen de meewerkende breedte van het massief van gewapende grond nooit groter wordt genomen dan H (de kerende hoogte van de gewapende grond). Bij zulke lange strippen wijkt het gedrag van het massief, door z'n flexibiliteit, namelijk teveel af van het door Meyerhof veronderstelde.

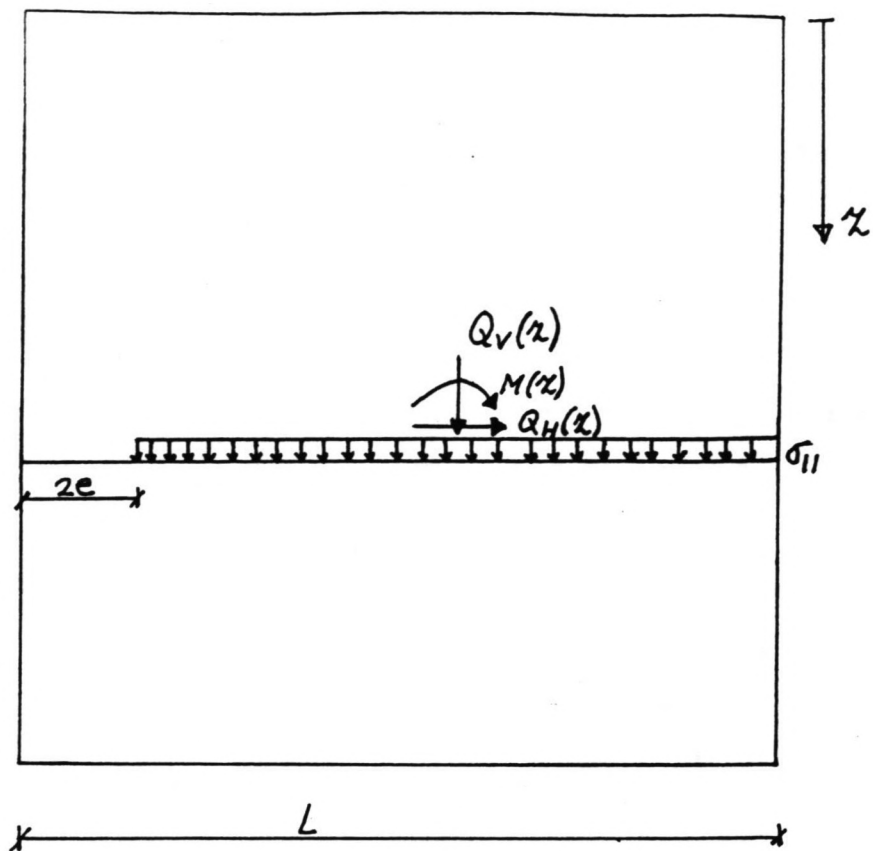


FIG. 4.15

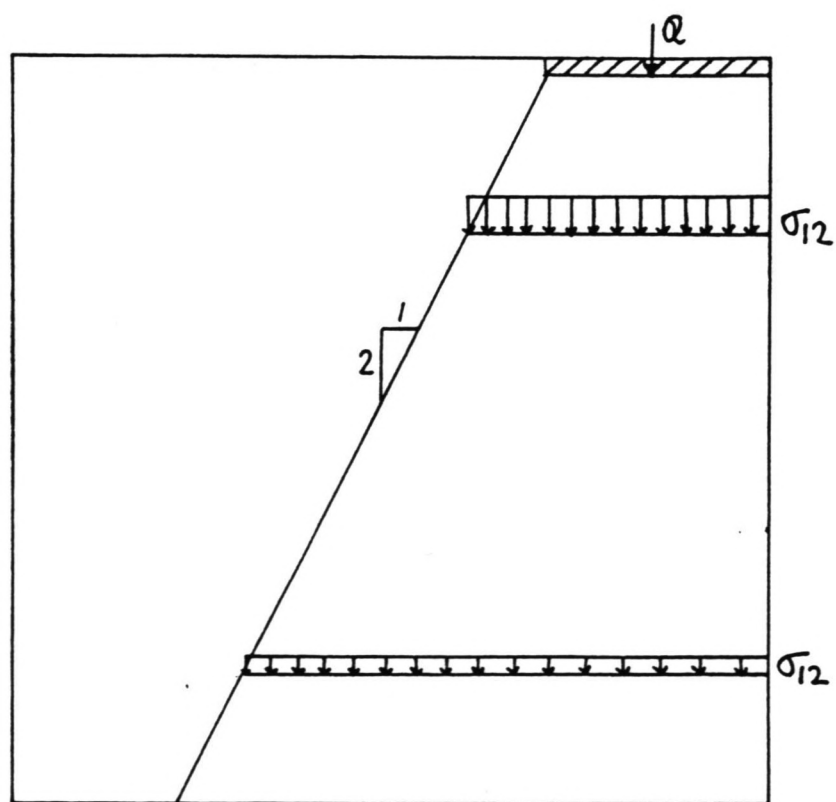


FIG 4.16

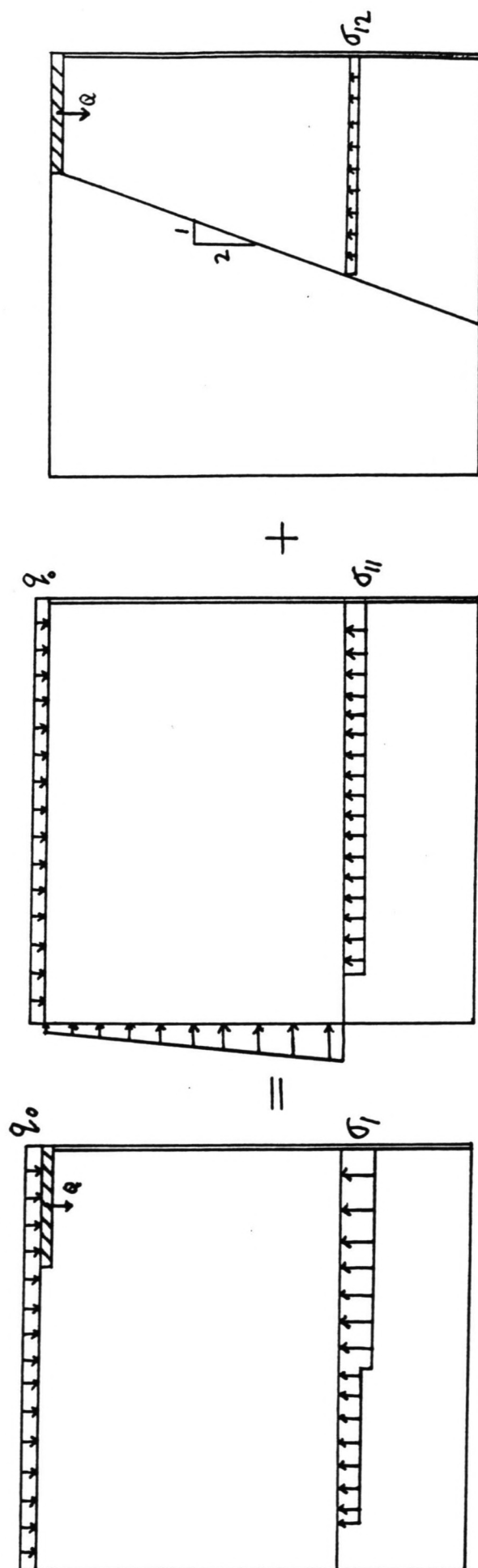


FIG. 4.17

Fig. 4.15 toont de krachtwerking in het massief. De horizontale gronddruk tegen het massief veroorzaakt een moment, waardoor Q_v excentrisch aangrijpt.

Spreiding geconcentreerde vertikale belastingen

De verticale belasting van de betonnen grondplaat wordt onder een hoek van 1:2 verspreid in het massief (fig. 4.16). De spanningsverdeling vindt plaats vanaf de achterkant van de grondplaat. Indien men heel exakt te werk wil gaan, moet men rekening houden met een bepaalde excentriciteit van de verticale spanningsverdeling, omdat het resulterend moment van de horizontale gronddruk achter de grondplaat voor een excentriciteit van de verticale spanningsverdeling zorgt. Omdat de hoogte van de grondplaat relatief klein is, zal het resulterend moment en dus ook de excentriciteit minimaal zijn. Daarom wordt dit effect in de berekening verwaarloosd.

De som van de verticale belasting, t.g.v. het eigen gewicht van het massief en dat van de geconcentreerde last van de grondplaat, wordt bepaald volgens het beginsel van superpositie (fig. 4.17).

Spreiding van horizontale belastingen (bolderkracht)

De spreiding van de horizontale belasting van de grondplaat op het massief doet zich voor zoals weergegeven in fig. 4.18.

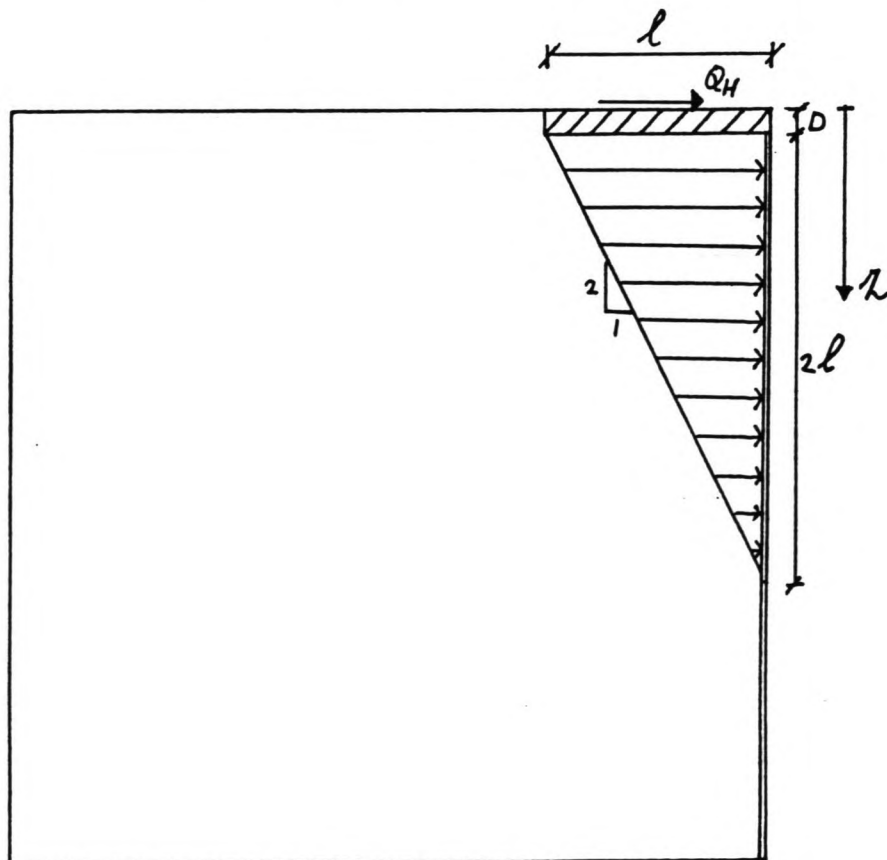


fig. 4.18

Er geldt:

$$\Delta \sigma_1 = \frac{Q_H}{l} \left(1 - \frac{(x-D)}{2l} \right)$$

Bepaling trekkracht T uit horizontale spanningsverdeling

Uit de resulterende horizontale spanningen kan men de benodigde trekkracht voor de wapeningsstrippen berekenen. Afhankelijk van de waarde van de horizontale spanning, kan het noodzakelijk zijn, meer dan 4 strippen per plaat toe te passen. De afmetingen van de strippen bepalen de maximale breuklast. Per strip zijn er twee plaatsen, die kritisch zijn t.a.v. de toegestane trekkracht:

-Ten eerste is dit de plaats waar de trekkracht maximaal is. Dit is op de plaats van de scheidingslijn tussen de actieve en weerstandbiedende zone (fig. 4.19)

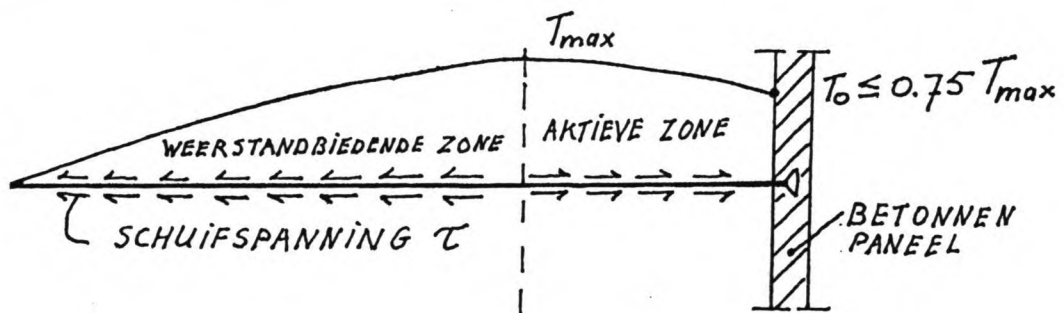


fig. 4.19

-De tweede plaats is de bevestiging van de strip aan de betonnen bekledingsplaat. Hier is de maximale trekkracht van de strip verminderd t.g.v. de gaten voor de boutverbinding.

Deze twee eisen kunnen als volgt worden vertaald:

1. $T_{max} \leq \bar{T}_1 = \frac{1}{\gamma_r} \cdot R \cdot \frac{e_c}{e_0}$
2. $0.75 \cdot T_{max} \leq \bar{T}_2 = \frac{1}{\gamma_r} \cdot R \cdot \frac{b'}{b} \cdot \frac{e_c}{e_0}$

waarin: γ_r = veiligheidscoëfficiënt = 1.5, voor waterbouwkundige kunstwerken

R = breuklast van de wapening

e_0 = de nominale dikte. Meestal is dit 5mm, maar in speciale gevallen, welke zwaardere eisen stellen, kan dit hoger zijn. In deze studie dienen we t.g.v. de corrosie met 7mm extra dikte rekening te houden.

e_c = de berekeningsdikte. Dit is dus de dikte van de strippen, op het moment dat ze aangebracht worden, vermindert met het verlies t.g.v. de corrosie.

b = de normale breedte van de wapeningsstrippen. Deze bedraagt in het algemeen 40 of 60mm.

b' = de breedte ter plaatse van de bevestiging aan de haken (verlies door gaten voor de bouten).

Kontrolle aanhechting

Nadat de maximale trekkracht van de strippen is gecontroleerd, dient men ook nog de aanhechting te waarborgen. Door de resulterende vertikale spanningen te vermenigvuldigen met de f^* van de desbetreffende laag, vindt men de wrijvingsweerstand. Als men de aanhechtingslengte van de strippen weet, kan men afhankelijk van de benodigde wrijvingsweerstand, het aantal strippen bepalen. Hierbij dient de wrijvingsweerstand groter te zijn dan de optredende trekkracht T .

$$\bar{T}_f = \frac{1}{\delta_f} \cdot 2b \cdot \int_{L-L_0}^L f^* \cdot \sigma_f(x) dx$$

met δ_f = veiligheidscoëfficiënt = 1.5 (voor waterbouwkundige kunstwerken)

Globaal evenwicht per wig

Tot nog toe werd bij het inwendig evenwicht naar het lokale evenwicht: de kontrolle op aanhechting en maximale trekkracht. Hiernaast bestaat ook nog het globale evenwicht per wig. Wanneer een kerende wand geen uitzonderlijke geometrie heeft, wordt in de praktijk deze kontrolle meestal weggelaten omdat deze niet maatgevend blijkt te zijn. Voor de volledigheid zal evenwel toch de stabiliteit van twee wiggen worden nagegaan. Bij de kontrolle worden potentiële breukvlakken beschouwd, uitgaande van een willekeurig punt van de bekleding. Er wordt wel aangenomen dat de betonnen grondplaat niet door een breuklijn gesneden kan worden. Een wig zoals in fig. 4.20 wordt onderworpen aan de volgende belastingen:

- eigen gewicht grondplaat G_1
- eigen gewicht grond G_2 , rekening houdend met eventuele onderdompeling
- verdeelde belasting q
- horizontale waterdruk
- bolderkracht
- reactie R van de aanvulling op "wig" over hoek φ
- som van de trekkrachten ΣT van de wapeningsstrippen die het breukvlak snijden

Uiteindelijk wordt ΣT_i bepaald als funktie van de hoek van het potentiële breukvlak met de horizontale. De waarde wordt vergeleken met de maximale krachten $\Sigma \bar{T}_i$, die door de strippen geleverd kunnen worden. Van de maximaal te mobiliseren krachten in de strippen wordt de minimale waarde van de aanhechting (T_f) of de maximale trekkracht (T_{max}) genomen.

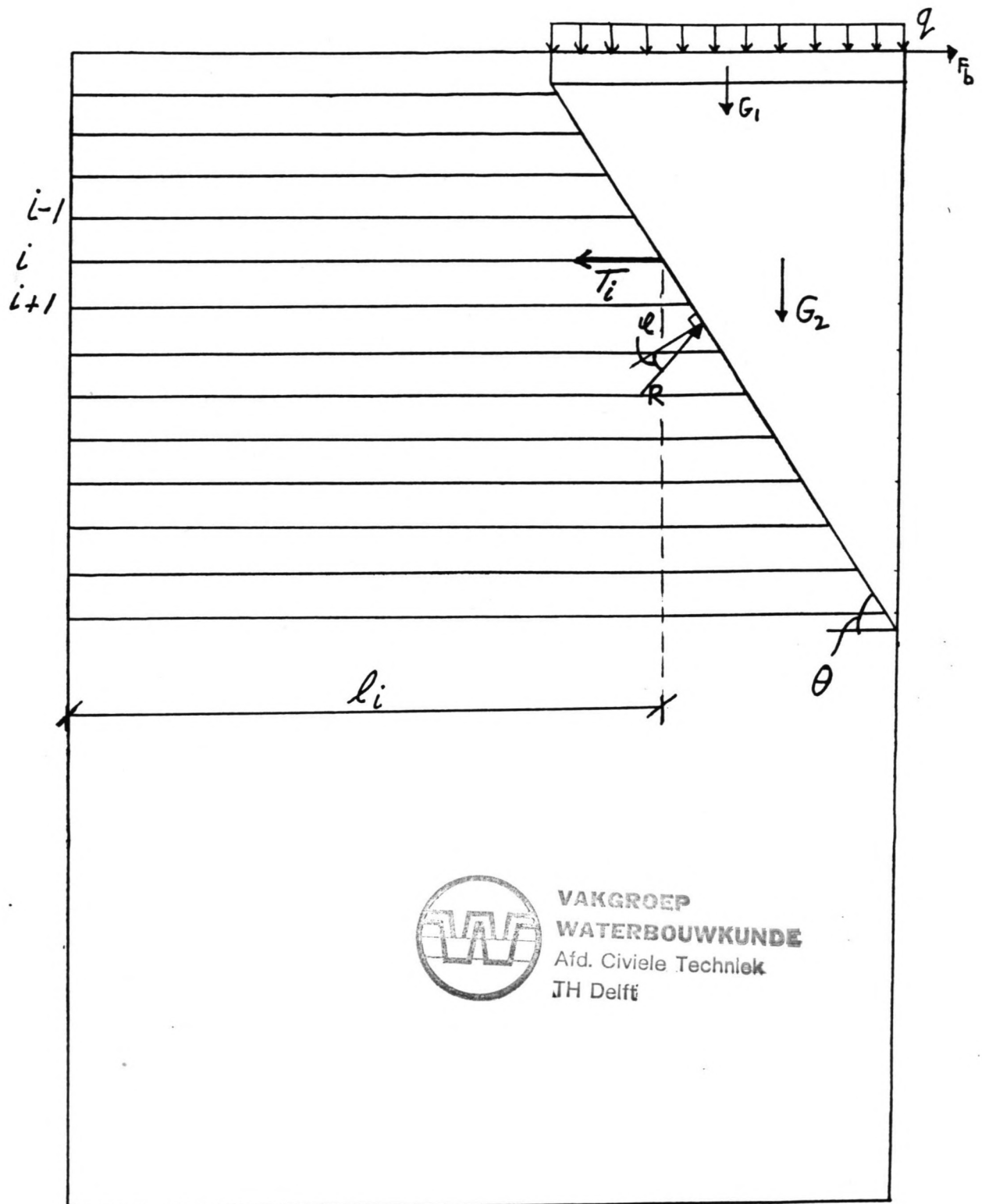


FIG. 4.20

Bepaling plaatdikte betonnen panelen

Deze platen worden niet m.b.v. een speciale berekening gedimensioneerd, maar zijn aan bepaalde standaarddiktes gebonden. Via proeven is men tot bepaalde eisen gekomen t.a.v.:

-de maximaal toegelaten horizontale spanning σ_3 , berekend op de lijnen van de maximale trekkrachten, op de hoogte van de aan deze plaat bevestigde wapeningsstrippen.

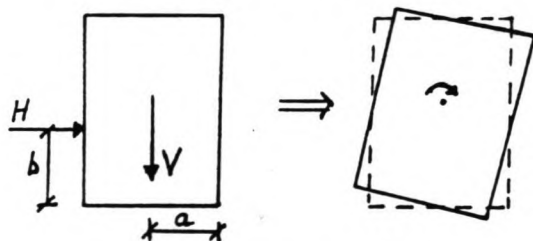
-de totale op de plaat over te brengen lasten, gelijk aan $n \cdot T_0$. Hierin is n het aantal aan de plaat bevestigde wapeningsstrippen en $T_0 = 0.75 \cdot T_{max}$.

In deze paragraaf is de theorie van de rekenwijze van gewapende grond toegelicht en is ingegaan op de speciaal voor deze studie geldende uitgangspunten. In bijlage I is de berekening uitgevoerd en is de stabiliteitskontrolle per wapeningslaag in tabelvorm weergegeven. Tevens zijn nog enkele noodzakelijke randvoorwaarden en formules met enige uitleg toegevoegd.

Uitwendige stabiliteit

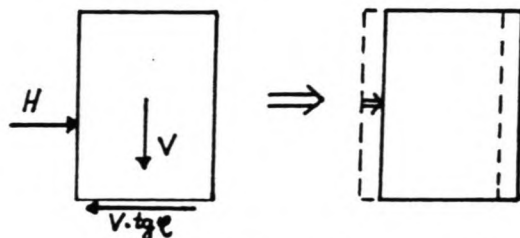
Naast de inwendige stabiliteit dient men ook de uitwendige stabiliteit te controleren. De volgende aspecten dienen hiervoor beschouwd te worden:

-veiligheid tegen kantelen



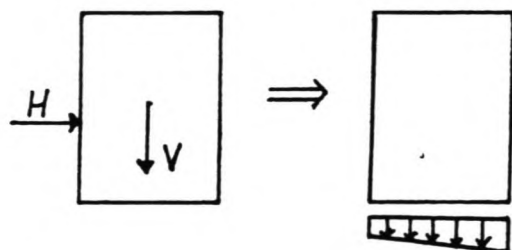
Er geldt:
 $1.5 \cdot H \cdot b = V \cdot a$

-veiligheid tegen glijden



Er geldt:
 $1.5 \cdot H = V \cdot \tan \phi$

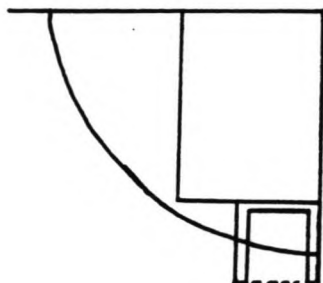
-veiligheid t.a.v. toelaatbare spanning



ondergrond
 Men dient na te gaan of de optredende spanning van het massief de toelaatbare spanning van de funderingsgrond niet overschrijdt. In deze studie bevindt zich echter een

diepwandkonstruktie onder het massief van gewapende grond. De grootste vertikale spanningen uit het massief zullen dus door de stijvere diepwandkonstruktie worden opgenomen. De belastingen uit het massief dienen als uitgangspunt te worden genomen voor de dimensionering en stabiliteitskontrolle van deze konstruktie (zie bijlage II).

-kontrolle van glijvlakken



Bij deze kontrolle kunnen verschillende glijcirkels worden beschouwd, waarbij uiteindelijk de meest maatgevende moet worden gevonden. Dit kan dus inhouden dat er ook een glijcirkel door de diepwandkonstruktie kan lopen, wat konsekventies t.a.v. de dimensionering kan hebben. Een berekening dient dit uit te wijzen (bijlage II d).

4.2 Diepwandkonstruktie.

Het uitgangspunt voor de diepwandkonstruktie was reeds gegeven in fig. 2.3. De breedte van de konstruktie was nog niet vastgelegd, want deze moet volgen uit een stabiliteitsberekening. In bijlage I is de referentiespanning, onder het massief van gewapende grond, bepaald. Er wordt dan echter aangenomen, dat de ondergrond over de hele fundering dezelfde karakteristieke eigenschappen heeft. Doordat de diepwanden als een "stijve" konstruktie moeten worden beschouwd, zal dit gedeelte minder zettingen vertonen t.o.v. het erachter liggende grondlichaam. Daarom zal het belastingspatroon afwijken van de referentiespanning, zoals deze is geschematiseerd. Het terre armée massief zal achter de diepwanden aan wat grotere zettingen onderhevig zijn. Indien de zettingsverschillen, tussen beide delen, niet te groot zijn (breuk van wapeningsstrippen), zal het massief flexibel genoeg zijn, om een bepaalde inwendige vervorming te ondergaan (fig. 4.21).

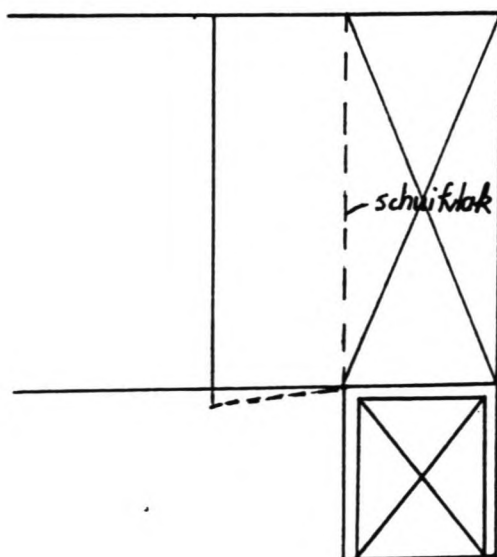


fig. 4.21

Om een idee van de zettingsverschillen te krijgen, is in bijlage IIa hiervan een schatting gegeven. Dit verschijnsel heeft evenwel gevolgen voor de belasting op de diepwanden, veroorzaakt door het erachter liggende grondlichaam. Aangezien de belasting op de diepwanden mede afhankelijk is van het gedrag van de wapeningsstrippen onder de zettingsverschillen tussen het grondlichaam en de diepwanden, is het moeilijk om het werkelijke belastingspatroon nauwkeurig te bepalen. Daarom wordt gewerkt met uiterste belasting toestanden, waartussen de werkelijke zal liggen. Bij deze toestanden gaat men ervan uit, dat vanaf de achterste diepwand een schuifvlak loodrecht omhoog tot ontwikkeling komt. Het gedrag van het terre armée massief achter dit schuifvlak, kan op twee uiterste wijzen worden weergegeven:

1. Langs het verticale schuifvlak treedt geen enkele wrijvingskracht op en er zal een maximale zetting van het grondlichaam achter de diepwand verschijnen (fig. 4.22).

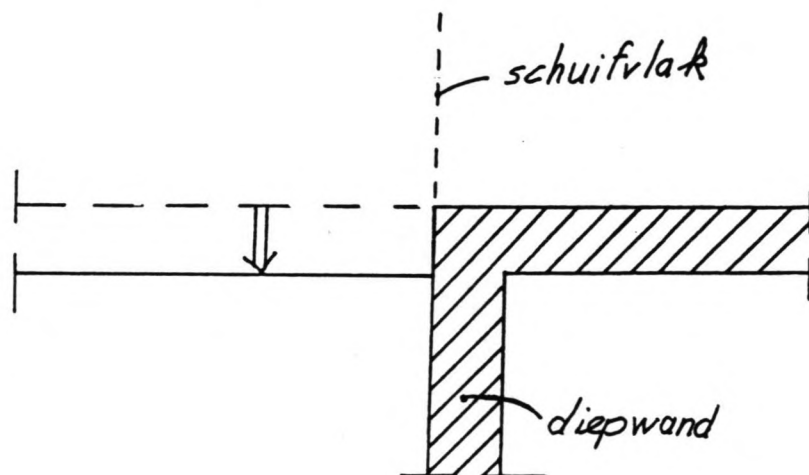


fig. 4.22

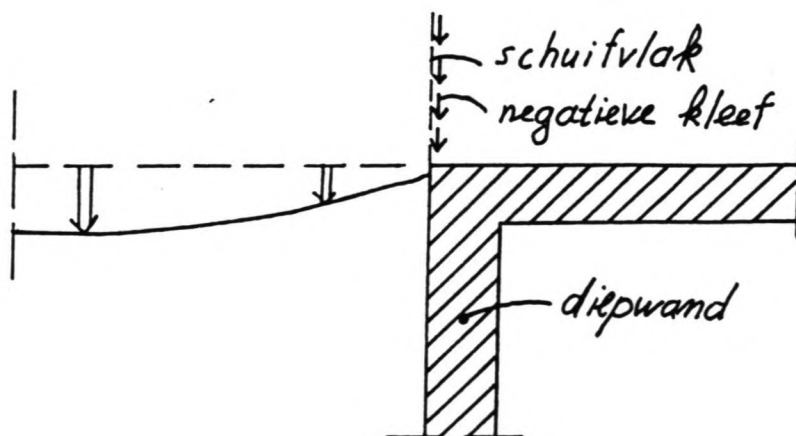


fig. 4.23

2. In deze situatie neemt men aan, dat er een wrijvingskracht langs het schuifvlak gaat werken. Gezien de zettingsverschillen die optreden, wordt er van uitgegaan dat deze wrijvingskracht (vergelijkbaar met de negatieve kleeft) maximaal zal zijn. Dit heeft tot gevolg dat de verticale belasting op de diepwanden zal toenemen en de horizontale gronddruk, ertegen, zal reduceren. Het zettingsverloop zal daardoor afwijken van dat bij geval 1 (fig. 4.23).

De stabiliteitsberekening van het diepwandgedeelte is gegeven in bijlage IIb. Uit deze berekening blijkt, dat het wenselijk is een extra verankering toe te passen, om de afmetingen van de diepwandkonstruktie niet te fors te laten worden. Op deze wijze wordt de breedte gekozen op 9m. Na deze stabiliteitskontrolle kan men, m.b.v. de belastingen op de konstruktie de dimensies bepalen.

Dimensionering diepwanden.

Nu de breedte van de konstruktie bekend is, kunnen m.b.v. de belastingen de wanden en de afdekplaat gedimensioneerd worden. Zoals al eerder werd vermeld, zullen de tussenschotten in hoofdzaak de horizontale belasting opnemen. Omdat de verankering aangrijpt t.p.v. de tussenschotten, zou een kleinere afstand tussen de schotten, dus een groter aantal tussenschotten, een lichtere uitvoering toestaan. Een ander gevolg is, dat de andere "platen" van de diepwandkonstruktie een kleinere overspanning krijgen en daardoor ook lichter uitgevoerd kunnen worden. Fig. 4.24 toont hoe de konstruktie zou reageren, indien geen tussenschotten aanwezig waren.

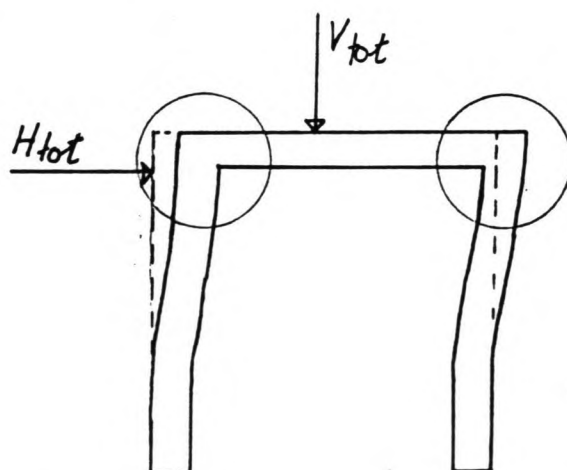


fig. 4.24

Het is zichtbaar, dat de hoekpunten het meest te verduren hebben. Daarom is het duidelijk dat de tussenschotten een nuttige functie vervullen en de krachtwerking, in de schotten, zal verlopen als in fig. 4.25. De horizontale afdekplaat op de diepwanden kan gezien worden als een doorlopende plaatligger. Ter plaatse van de tussenschotten kan de plaat ingeklemd worden gedacht. Om de afmetingen van de plaat te beperken werd, m.b.v. een cementbentoniet suspensie, een kunstmatige tegendruk gecreeerd.

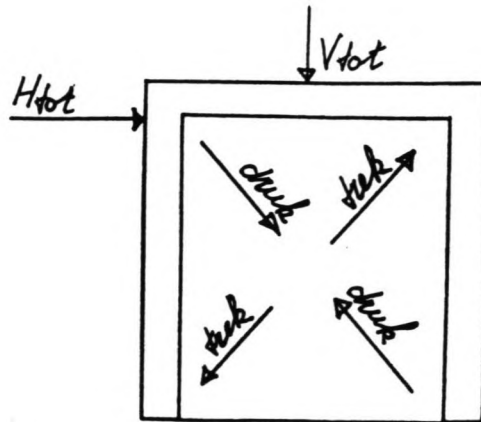


fig. 4.25

Het idee van een doorlopende plaatligger gaat voor de voor- en achterdiepwand niet op, omdat er vanwege de bouwmethode voegen in komen. Deze voegen dienen te worden aangebracht op de plaatsen, waar de momenten minimaal zijn. Vanwege de diagonale trekwapening kunnen in de tussenschotten geen voegen worden getolereerd. In bijlage IIc is de dimensionering van de diepwanden gegeven.

4.3 Kosten.

Voor een schatting van de kosten van de totale constructie zal deze worden opgesplitst in het terre armée gedeelte en de diepwandconstructie.

A. Terre armée constructie.

De kosten van een terre armée constructie zijn opgebouwd uit de verschillende componenten:

- bekledingselementen
- voegvullingen
- polyester filters
- wapeningsstrippen
- aanvulling

Een werkploeg bestaat uit 4 man. Voor een bouwwerk van deze afmetingen kan, per werkdag, de voortgang geschat worden op $70 \text{ m}^2/\text{dag}$.

schatting kosten:

$$\begin{array}{rcl}
 4 \text{ man } \text{à} \text{ f}40,-/\text{uur} & = & \text{f}160,-/\text{uur} \\
 1 \text{ lichte kraan (inclusief bediening)} & = & \text{f}90,-/\text{uur} \\
 & & \hline
 & & \text{f}250,-/\text{uur}
 \end{array}$$

$$\text{per werkdag: f}2000,- \quad (\approx \text{f}30,-/\text{m}^2)$$

$$\text{per kolkwand: } 20 \times 400 = 8000 \text{ m}^2$$

$$\text{dus werktijd: } 8000/70 = 114 \text{ dagen/kolkwand}$$

Men heeft te maken met 2 schutkolken, dus 4 kolkwanden. Afhankelijk van de gewenste snelheid van de bouwtijd, kan men meerdere ploegen inzetten. Dit dient men vooral in relatie tot de andere bouwwerken (sluishoofden, langsriolen) te beschouwen. De kosten van de terre armée konstruktie (het materiaal) kunnen voor dit bouwwerk worden geschat op f1100,-/m². Voor een steunmuur, in den droge, van 20m hoogte geldt een prijs van f650,-/m². Ter verduidelijking: Dit zijn gemiddelde prijzen per vierkante meter bekledingselementen + wapeningsstrippen. Het verschil wordt voornamelijk veroorzaakt door het feit dat bij een bouwwerk in een zout milieu, extra dikke strippen noodzakelijk zijn. Dit werkt een hoger staalverbruik in de hand. Verder geldt dat de prijzen inclusief octrooirechten en transport van de strippen en betonelementen zijn, maar exclusief het aanbrengen en verdichten van de aanvulling. Aangezien het gehele werkeiland opgehoogd dient te worden, wordt dit, wat de konstruktiekosten betreft, buiten beschouwing gelaten.

B. Diepwandkonstruktie.

De kosten van de diepwandkonstruktie kunnen ruwweg worden opgesplitst in:

- mobilisatie + de-mobilisatie
- geleidebalken
- ontgraven sleuven
- bentoniet suspensie (in dit geval niet noodzakelijk)
- beton + wapening

Het is mogelijk de prijs per komponent op te bouwen, maar ervaring wijst uit dat een prijs van f500,-/m³ een redelijk gemiddelde is. In bijlage IIc was bepaald dat per strekkende meter 1.53m² te ontgraven was. Met een diepte van 9m levert dit: 13.77 m³/m' ofwel f6885,-/m'.

De horizontale betonplaat kost met een kubieke meter prijs van f400,-: $9.0 * 0.4 * f400,- = f1440,-/m'$

T.a.v. de groutankers kan men een richtprijs van f2,-/10kN/m nemen. Met een geschatte ankerlengte van 25m en een ankerkracht van 1000 kN levert dit per anker: f5000,-. Omdat er in een zout milieu gewerkt wordt, dient men dit bedrag i.v.m. corrosiebescherming met een faktor 1.5 te vermenigvuldigen. Per 4.5m zijn er 3 ankers van 1000 kN aangebracht. Per strekkende meter resulteert dit in f5000,-/m' voor de groutankers.

Totaal kunnen de kosten voor de diepwandkonstruktie nu geschat worden op:

$$f6885,- + f1440,- + f5000,- = f13325,-/m'$$

Hier kunnen nog de kosten voor mobilisatie en de-mobilisatie worden bijgeteld: ±f150.000,- voor een werk van deze omvang. Deze prijs is echter exclusief de handeling die men moet verrichten, om d.m.v. de cement-bentoniet een kunstmatige tegendruk te realiseren.

HOOFDSTUK 5 UITVOERING.

In dit hoofdstuk worden nog een paar opmerkingen gemaakt t.a.v. de algemene uitvoering van de werkzaamheden.

Het langsriool (fig. 2.7) kan uitgevoerd worden m.b.v. tunneltechnieken. Hierbij wordt er steeds een gedeelte weggegraven en vervolgens een nieuw tunnelsegment geplaatst. Dit kan in de keuper mergel geschieden zonder bemaling, aangezien er door het ontgraven een vergroting van de poriën optreedt, t.g.v. ontspanning, waardoor het grondwater niet naar buiten treedt. Met deze bouwwijze voorkomt men een grote afgraving, waarin men het riool op de konventionele wijze zou maken. Het riool krijgt dan echter wel een cirkelvormige doorsnede i.p.v. de rechthoekige in fig. 2.7.

Het aftakriool kan wel het beste op de gebruikelijke wijze, dus over de volle breedte ontgraven, worden gerealiseerd. Men moet hier namelijk de aansluiting met de schacht en de kolk maken. Als de kolk is afgegraven zal er, ondanks het feit dat de keuper mergel een lage doorlatendheid heeft, op de lange duur toetreding van grondwater optreden. Om dit te voorkomen kan men het beste een bronbemaling toepassen. Deze methode is ook toegepast bij the Royal Portbury Dock te Bristol, waar men ook in de keuper mergel moest werken. Hier werden diepe gaten geboord, waarin de bemaling plaats vond. Dit systeem werkte prima, waardoor men het dok (afmetingen: 500m * 600m * 600m) in den droge kon ontgraven.

Het droogleggen van de kolk heeft bepaalde voordelen:

- Men kan de bodemplaten op het grindbed beter in den droge aanleggen.
- Men hoeft geen waterkering aan te brengen tussen de kolk en de sluishoofden (b.v. kofferdam). De sluishoofden worden namelijk op de gebruikelijke wijze, in gewapend beton, gemaakt en men moet daarom in den droge kunnen werken.
- De aansluiting van het aftakriool en de bouw van de bodeminlaat kan op deze wijze gemakkelijker gerealiseerd worden. Omdat men hier op een dieper niveau werkt, dient men wel ter plaatse van de bodeminlaat dieper te bemalen. Dit behoeft echter slechts tijdelijk te geschieden.

T.a.v. de konstruktie valt nog op te merken dat de koker van het aftakriool "los" van de diepwandkonstruktie moet worden gehouden, opdat een bepaalde zetting van de diepwanden geen nadelige gevolgen voor het riool heeft.

HOOFDSTUK 6 EPILOOG.

Bij de ontwerpberekening van de terre armée konstruktie zijn in deze studie een aantal aannames gedaan, welke hieronder worden aangehaald:

-Bij de stabiliteitsberekening van het terre armée massief zijn er maatgevende belastingssituaties aangehouden. Het is wellicht mogelijk nog een andere belastingssituatie te beschouwen, maar om het rekenwerk te beperken, is er genoeg genomen met 2 belastingssituaties.

-Bij het inwendig evenwicht werd bij de gewapende grond uitgegaan van een inwendige wrijvingshoek van 25° . Dit wordt als richtlijn aangehouden, indien weinig bekend is omtrent het materiaal van de aanvulling, maar dit lijkt erg pessimistisch.

-Het gedrag van de waterhuishouding in het massief moest worden aangenomen, aangezien het karakter ervan nog ondoorzichtig was.

-De betonnen afdekplaat op het terre armée massief was fors gedimensioneerd. Dit was een gevolg van de op te nemen bolderkracht. Wanneer men een verankering toepast, is het mogelijk deze elementen lichter uit te voeren.

-De polyesther filters bleken, bij kortstondige beproeving, goed te voldoen. Toch dient men niet te vergeten dat een kunstwerk onder deze omstandigheden (zout milieu + variabele waterstanden in kort tijdsbestek) nog niet eerder is uitgevoerd. In dat opzicht heeft men dus geen ervaring, op de lange termijn, t.a.v. de filters en de wapeningsstrippen. Dit aspect blijft daardoor een risicofaktor.

De diepwandkonstruktie vloeit voort uit de combinatie diepwanden + L-muur, dat als uitgangspunt werd genomen. De combinatie diepwanden + gewapende grond leidde tot een oplossing van een flexibele konstruktie op een gedeeltelijk "stijve" en een gedeeltelijk "slappe" ondergrond. Dit aspect had nadelige gevolgen voor het gedrag en de berekening:

-Om het gedrag van de konstruktie te benaderen, werd een negatieve kleef verondersteld in het vertikale schuifvlak op de grens van de diepwandkonstruktie en de "slappere" keuper mergel.

-Om te voorkomen dat de wapeningsstrippen teveel zouden gaan doorhangen (tussen de voorste en achterste diepwand) en daardoor wellicht ontoelaatbare trekkrachten zouden optreden, werd een horizontale plaat op de diepwanden gelegd. Het was noodzakelijk, via een kunstgreep, een soort tegen-druk te creëren, om de betonnen plaat niet te zwaar te laten worden.

-Daarnaast moesten er groutankers aangebracht worden om de vereiste stabiliteit te realiseren.

Conclusie.

Het blijkt dat er bij de diepwandkonstruktie nogal wat extra handelingen uitgevoerd moesten worden. Dit vloeit min of meer voort uit het feit, dat voor het ontwerp vastgehouden is aan het uitgangspunt voor deze studie. Wellicht dat de konstruktie minder gecompliceerd was geworden, als het uitgangspunt eerder was losgelaten en het ontwerp een ander karakter had gekregen. Men kan hierbij denken aan een konstruktie waarbij de achterste diepwand wegvalt en de voorste hooguit als afscheiding tussen de keuper mergel en de kolk fungeert. De stabiliteit berust in dat geval volledig op de tussenschotten, die dan grotere afmetingen in dwarsrichting kunnen hebben. Een nieuwe stabiliteitsberekening zou de haalbaarheid van deze variant moeten uitwijzen, maar dit valt niet meer binnen het kader van deze studie.

Literatuurlijst

1. Kunstwerken in gewapende grond: handleiding, specificaties en toepassingsmodaliteiten.
-Direction des routes et de la circulation routière.
2. Terre Armée nader bekeken, Cement XXXV (1983) nr. 7
-ir. H.L. Jansen; ir. L.W.A. van den Elzen; ir. E. Luppens
3. Earth Reinforcement and Soil Structures.
-Colin J.F.P. Jones.
4. Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"
-EAU 1980 6. Auflage Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
5. Further work on the engineering properties of Keuper Marl
-R.J. Chandler; A.G. Davis CIRIA REPORT 47.
6. Bridge Foundations on Keuper Marl
-A.G. Davis
Symposium on rock Mechanics in Highway Construction,
Institution of Highway Engineers, April 1971.
7. Diaphragm Walls and Anchorages.
-Proceedings of the Conference organized by the Institution
of Civil Engineers (1975).

dictaten:

8. Theorie en praktijk van het gewapend beton deel 1 + 2.
-Prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling.
9. Moderne Funderingstechnieken.
-Prof.ir. A.F. van Weele.
10. Funderingstechnieken.
-Prof.ir. A.F. van Weele / ir. H.J.W. Riethoff.
11. Grondmechanica.
-Prof.dr.ir. A. Verruijt.

BIJLAGEN.

blz.

Bijlage I : stabiliteitsberekening gewapende grond.....	B.1
Bijlage IIa: schatting zettingsverschillen.....	B.11
Bijlage IIb: stabiliteitsberekening diepwandkonstruktie..	B.12
Bijlage IIc: dimensionering diepwanden.....	B.17
Bijlage IId: controle glijcirkel.....	B.22

Bijlage IGegevens voor berekening.

Materialen:

-massief van gewapende grond: Bij deze berekening worden eventuele variaties t.g.v. de drainerende laag verwaarloosd.

	droog	nat
$\gamma_{\max}$	20 kN/m ³	12 kN/m ³
$\gamma_{\min}$	18 "	10 "

$\varphi = 25^\circ$ (alléén voor inwendige stabiliteit van gewapende grond)

$$\Rightarrow K_o = 0.58 \text{ en } K_a = 0.41$$

Aanname korrelverdeling: $D_{10} = 1\text{mm}$, $D_{60} = 2.5\text{mm} \Rightarrow U = 2.5$

$$f_o^* = 1.2 + \log U = 1.6$$

bij waterbouwkundige kunstwerken vermenigvuldigen met $\frac{\tan \varphi}{\tan \varphi'}$
 waarin $\varphi' = 36^\circ \Rightarrow f_o^* = 1.03$ en $\tan \varphi = 0.47$

-Aanvulling achter massief: neem aan dezelfde volumegewichten als het massief

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0.33$$

-Wapeningsstrippen: Voor de wapeningsstrippen maakt men gebruik van gewoon onbeschermd staal (zie fig. B5). Er wordt gerekend met een dikte van 5mm, waarbij de extra dikte t.g.v. corrosieverlies later wordt toegevoegd.

wapeningen 40 x 5 mm²:

voor dikte $e = 5\text{mm}$ geldt een minimum breuklast van $R = 69.3 \text{ kN}$;

$$\gamma_r = 1.65 ; b' = 13\text{mm}$$

$$1. T_{\max} < T_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot R = 42 \text{ kN}$$

$$2. T_{\max} < \frac{T_{r2}}{0.75} = \frac{1}{0.75} \cdot \frac{1}{\gamma_r} \cdot R \cdot \frac{27}{40} = 37.8 \text{ kN}$$

dus $T_{\max} = 37.8 \text{ kN}$

wapeningen 60 x 5 mm²:

voor dikte $e = 5\text{mm}$ geldt een minimum breuklast van $R = 105.3 \text{ kN}$;

$$1. T_{\max} < T_{r1} = \frac{1}{\gamma_r} \cdot R = 63.82 \text{ kN}$$

$$2. T_{\max} < \frac{T_{r2}}{0.75} = \frac{1}{0.75} \cdot \frac{1}{\gamma_r} \cdot R \cdot \frac{47}{60} = 66.65 \text{ kN}$$

dus $T_{\max} = 63.82 \text{ kN}$

Schatting afmeting grondplaat.

Eén van de functies van de grondplaat is, het opnemen van de bolderkrachten. Aangezien deze krachten tijdens het schutten variabel zijn (de hoek waaronder de tros aangrijpt varieert namelijk), is het moeilijk hiervoor een waarde te bepalen. Ook kan het geschieden dat er twee trossen op één bolder bevestigd zijn. Toch zijn er, t.a.v. bolderkrachten, richtlijnen opgesteld. Voor schepen tot 150.000 D.W.T. moet men rekening houden met een bolderkracht van 1100 kN (zie lit. 4). De belasting op de bolder kan in verschillende richtingen werken. Maar voor de stabiliteit is een kracht loodrecht op de wand maatgevend. De bolderkracht kan via de grondplaat als een verdeelde last op de schutkolkwand worden overgebracht. Als de betonplaat als één geheel wordt gekonstrueerd, zal de bolderkracht verdeeld worden. Maar men moet rekening houden met vervormingen (thermische uitzetting) en dus dilatatievoegen aanbrengen. Als men uitgaat van grondplaten van 30m lengte, kan men de bolderkracht schematiseren tot een horizontale verdeelde belasting op de voorwand met een grootte van 36.67 kN/m. De plaat dient beveiligd te zijn tegen afglijden, ofwel: $1.5 \cdot H \leq V \cdot \operatorname{tg} \varphi$.

Met $V = 6\text{m} \times 0.5\text{m} \times 30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2250 \text{ kN}$ en $H = 1100 \text{ kN}$ blijkt $1.5 \cdot H \approx V \cdot \operatorname{tg} \varphi$. Inclusief een veiligheidscoëfficiënt van 1.5 blijkt een plaat van deze afmetingen te voldoen.

Inwendige stabiliteit

Fig. B1 toont de belastingen op de konstruktie. Zoals in paragraaf 4.1.2.4. reeds werd vermeld, wordt voor de hydrostatische toestand een aanname gedaan: Bij springtij ontstaat het maximale verval tijdens het schutten. Als het water in de kolk op het laagste niveau is, staat er over de wand het grootste verval. Het is mogelijk dat er, in andere situaties, hogere waterstanden in het grondlichaam aanwezig zijn, maar het verval over de wand is dan geringer. Aangezien een waterdruk op de betonnen bekledingselementen direkt door de stripfen moet worden opgenomen, zal dit voor de dimensionering maatgevend zijn.

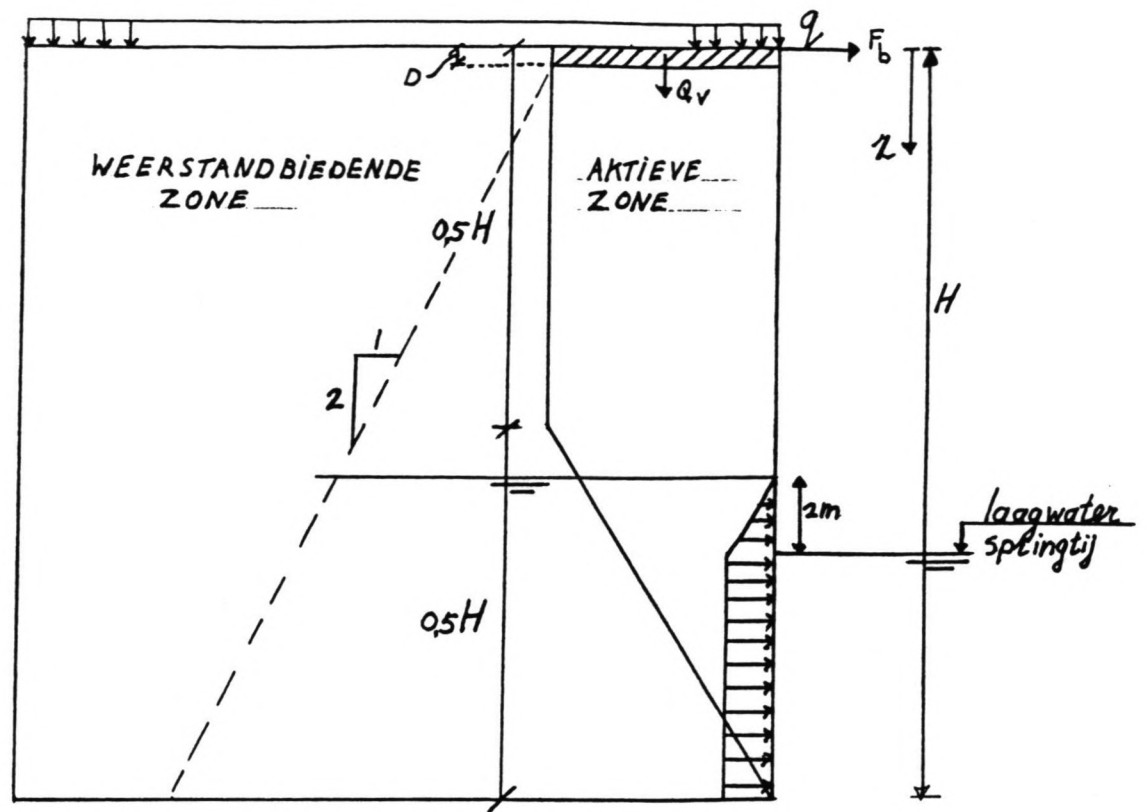


FIG. B.1

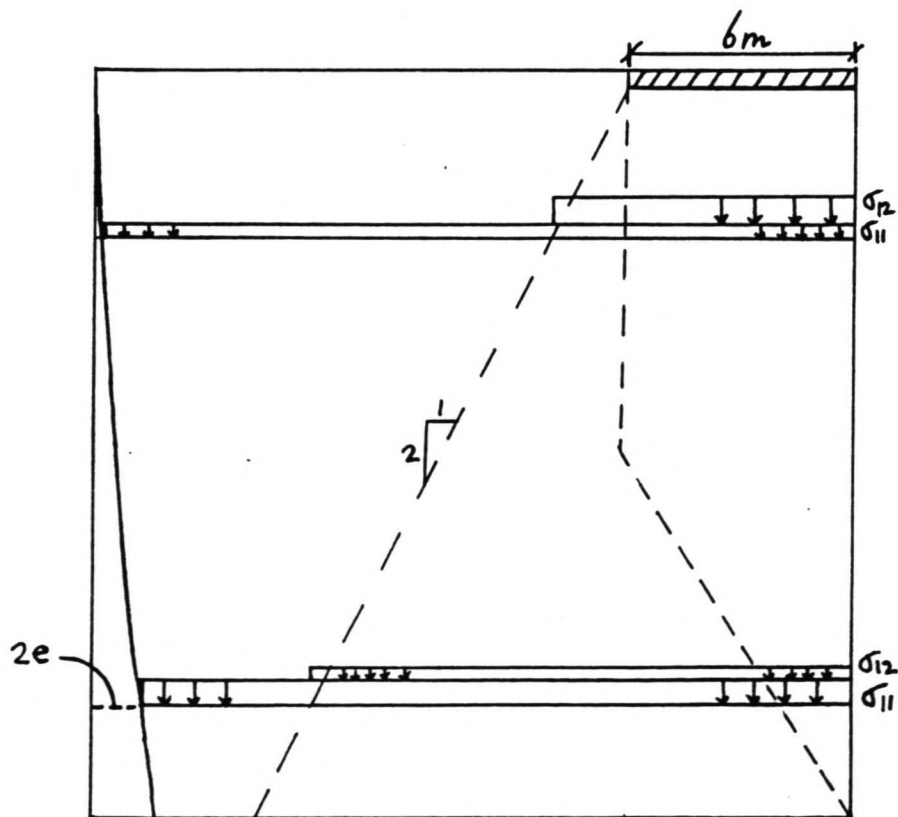


FIG. B.2

De kerende hoogte (H) van het gewapende grond massief loopt van het dekzerkniveau tot de plaat op de diepwanden (stel 0.3m dik) : H is dus 19.7m.

Voor een vereenvoudiging van de berekening wordt de belasting Q_v van de betonnen grondplaat verminderd met het gewicht van eenzelfde volume aanvulling. Het zal blijken dat de waarde van σ_{12} niet erg hoog is, gezien het relatief geringe meergewicht van de betonnen plaat. Maar om het gevolg van een vertikale last na te gaan, wordt deze toch meegenomen in de berekening. De eerste aanname voor de striplengte L is 20m, ofwel $L \approx H$. Voor normale steunmuren van gewapende grond geldt $L > 0.7H$, maar omdat hier sprake is van een waterbouwkundig kunstwerk, wordt in eerste instantie een veiliger aanname gedaan. Dit berust op de gedachte dat er wordt gerekend met een φ van 25° , waardoor de waarde van K_a vermeerderd en die van de schijnbare wrijvingscoëfficiënt f^* vermindert. Daarnaast wordt, vanaf een bepaald niveau, gerekend met 2m wateroverdruk op de bekleding. Al deze factoren zorgen voor een wat veilige eerste aanname van L. Uit de berekening moet blijken of deze nog verder verkort kan worden.

Fig. B2 toont de verdelingen van de vertikale spanningen op verschillende wapeningsniveaus. De spanningsverdeling van σ_{12} wordt nader bepaald en bij de waarde van σ_{11} gesuperponeerd. Het is zichtbaar dat de breedte, waarover de spanning wordt verdeeld, kleiner wordt naarmate de diepte toeneemt. Dit wordt veroorzaakt door het feit, dat het resulterend moment t.g.v. de horizontale gronddruk ook groter wordt, met het toenemen der diepte. Dit resulteert in een steeds groter wordende excentriciteit e.

Bepaling horizontale spanningsverdeling.

$$* \sigma_3 = K(\sigma_{11} + \sigma_{12}) \quad \text{met} \quad K = K_0 + (K_a - K_0) \frac{z}{6} \quad \begin{array}{l} \text{voor } z < 6m \\ \text{voor } z \geq 6m \end{array}$$

$$K = K_a$$

Na invullen van de waarden van K_0 en K_a (in paragraaf 4.1.2.7 reeds vermeld) levert dit:

$$K = 0.577 - 0.029x \quad \text{voor } x < 6m$$

$$K = 0.406 \quad \text{voor } x \geq 6m$$

FIG. B.3-A VERTIKALE EN HORIZONTALE KORRELSPANNING

KOMBINATIE A

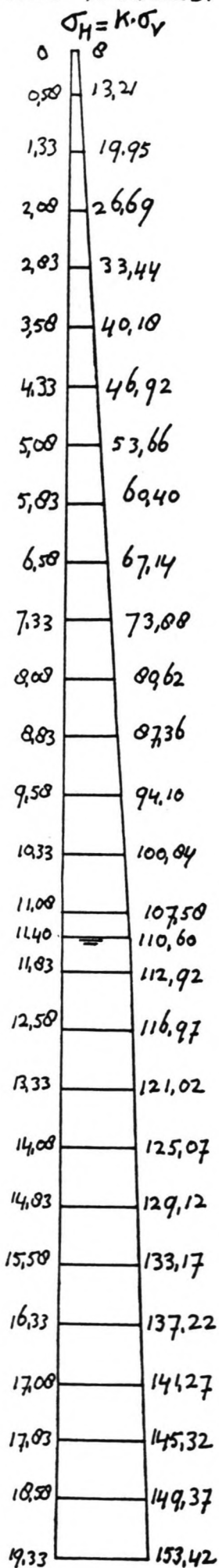
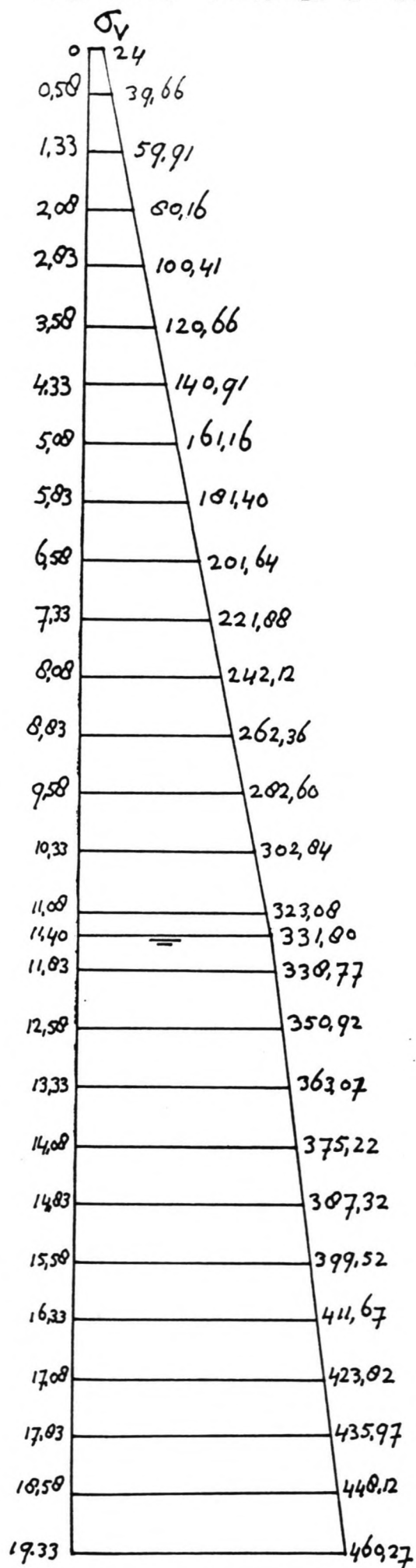
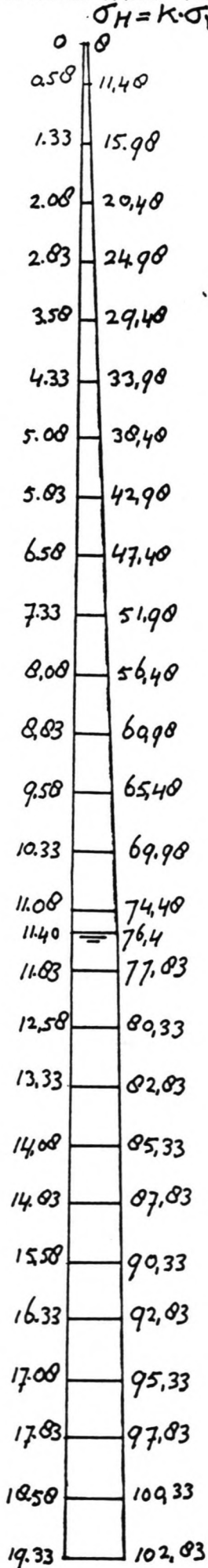
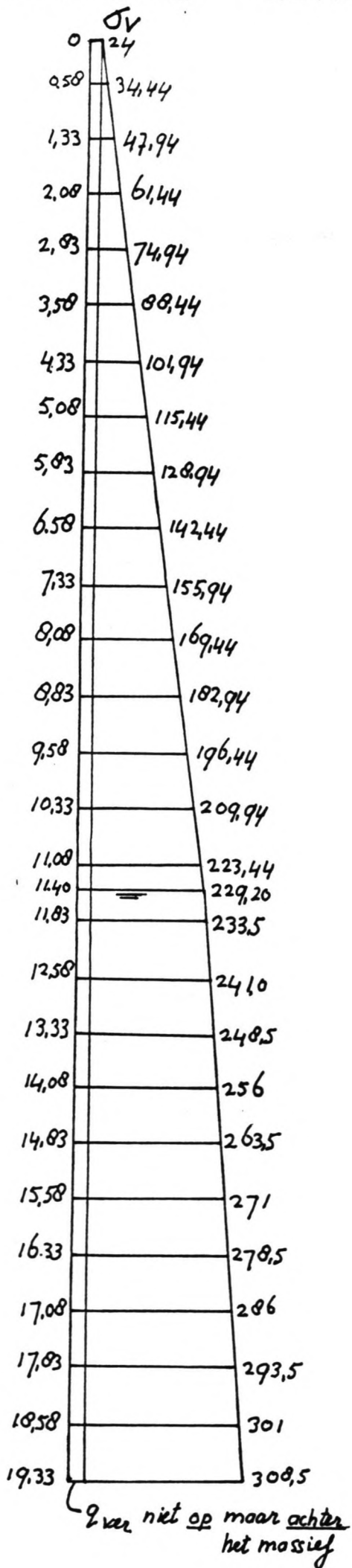


FIG. B.3-B

VERTIKALE EN HORIZONTALE KORRELSpanning

KOMBINATIE 1



Bij het bepalen van het spanningsverloop wordt gebruik gemaakt van fig. B3

* $\Delta\sigma_1$ is de spanningsverdeling voortspruitend uit de bolderkracht op de betonnen grondplaat. Fig. B4 toont de verdeling.

Er geldt:

$$\Delta\sigma_1 = \frac{Q_H}{l} \left[1 - \frac{x-D}{2l} \right]$$

* $\Delta\sigma_2$ is de spanning t.g.v. de aangenomen waterdruk op de wand. De uitgangspunten werden reeds vermeld in paragraaf 4.1.2.4.

Kontrolle van de wapeningsstrippen

N = het aantal wapeningsstrippen per m' op niveau z.

n = het aantal wapeningsstrippen per m² = $\frac{N}{\Delta H} = \frac{N}{0.75}$

ΔH = vertikale afstand tussen de wapeningsstrippen

Berekening van de trekkracht T in de wapeningsstrippen:

$$T = \frac{\sigma_2 + \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2}{n} = \frac{0.75(\sigma_2 + \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)}{N} = \frac{2.25(\sigma_2 + \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)}{3N}$$

Men beschouwt de situatie per 3N, ofwel 3m breedte, wat overeen komt met twee wandplaten. Indien men per m' zou rekenen (dus 2/3 wandplaat), wordt de indeling van de strippen onoverzichtelijk. Men controleert dat $T \leq T_{max}$ van de gebruikte wapeningsstrippen. Fig. B5 toont gegevens van het wapeningstype met versterkte hechting van gewoon staal. In deze figuur is een nominale dikte van 5mm vermeld. Wanneer een situatie zwaardere eisen stelt aan de wapeningsstrippen, kan de dikte aangepast worden. In dit geval dient men bijvoorbeeld extra mm's toe te passen i.v.m. het zoute milieu en wellicht blijkt uit de dimensionering dat strippen met een iets grotere maximale trekkracht te prefereren zijn. Er hoeven dan minder strippen toegepast te worden. Tabel B3 toont een controleberekening van de trekkracht der strippen, voor combinatie A. Dezelfde berekening wordt in tabel B4 voor combinatie B uitgevoerd.

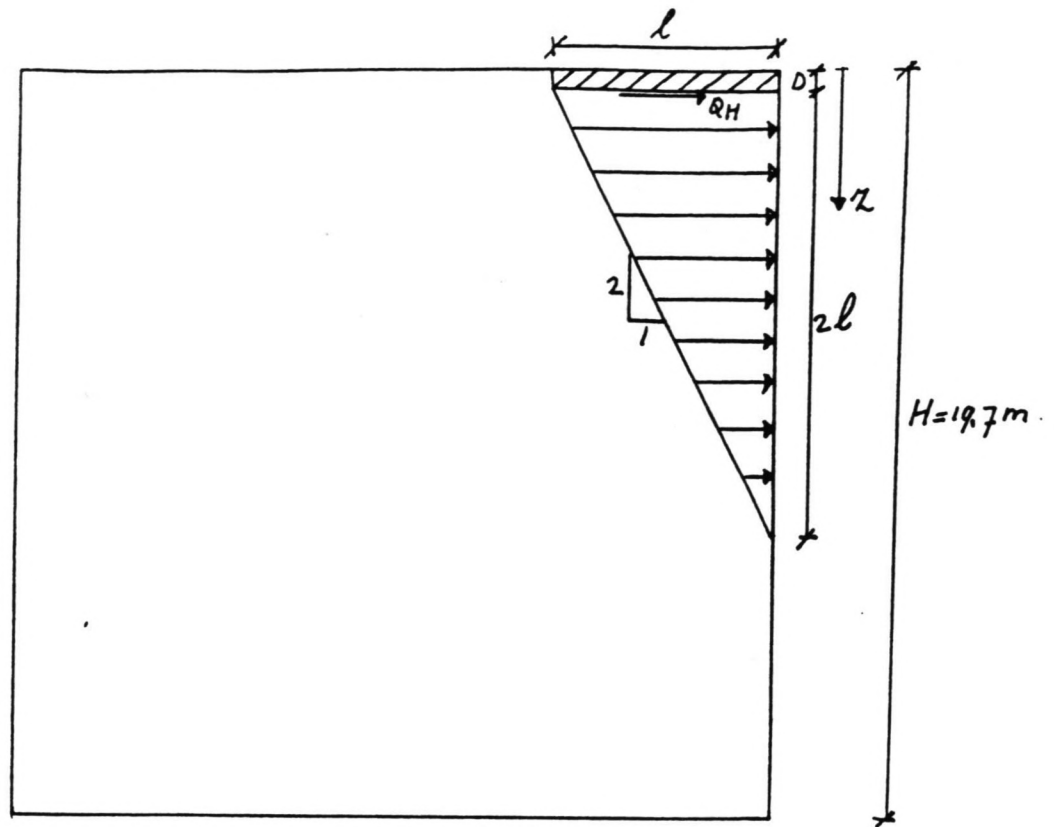


FIG. B.4

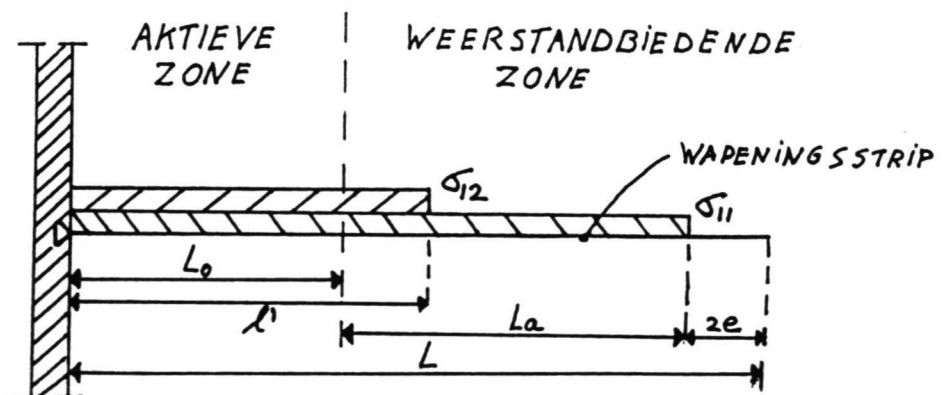


FIG. B.6

WAPENING MET VERSTERKTE HECHTING

GEWOON STAAL

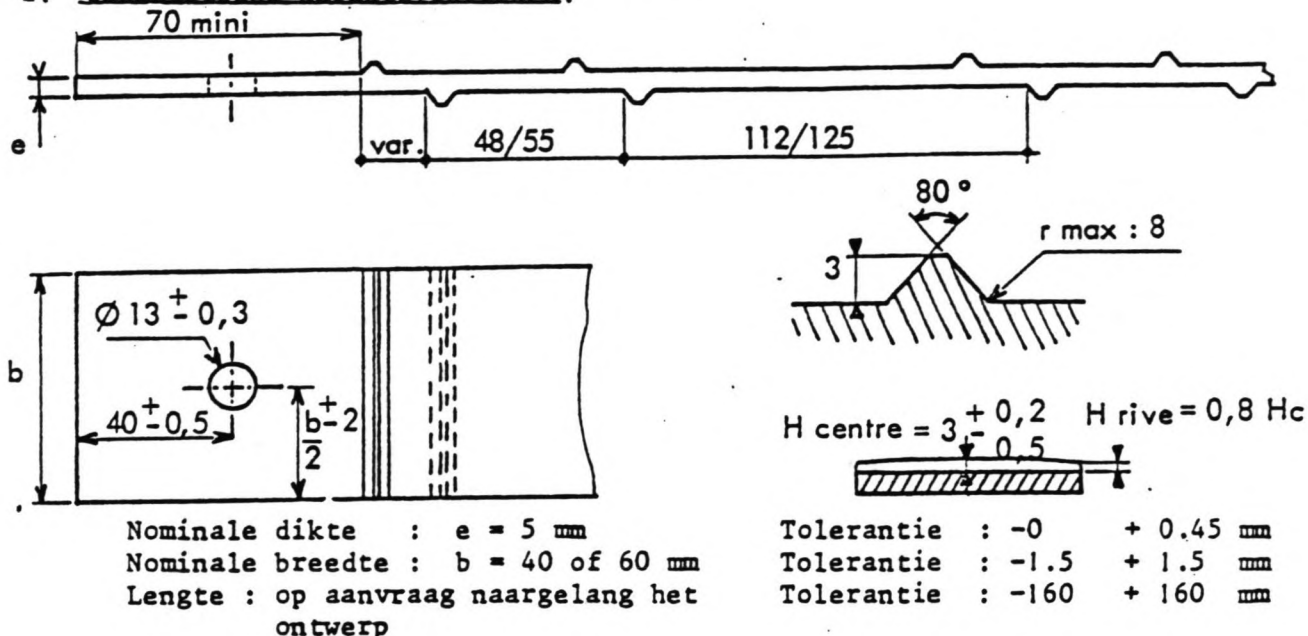
1. Basismateriaal : Staal E 24-1 overeenstemmend met de norm NFA 35501 en geschikt voor galvanisatie

Breukweerstand : 360 à 440 N/mm²

Elasticiteitsgrens : 235 N/mm²

Rek op basismetaal : 26 % minimum

2. Geometrische karakteristieken.



3. Mechanische karakteristieken

Minimum last bij breuk

Sectie 40 x 5

R = 69300 N

Sectie 60 x 5

R = 105300 N

Minimale rek op basis van 500 mm : 18 %

4. Kenmerk : Tekens TA in reliëf op een zijde, ongeveer om de meter.

5. Aard van de controle - Gelijkvormigheidscertificaat

- Nazicht van het gelijkvormigheidsattest bij de bestelling
- Nazicht van de geometrische karakteristieken

Een gelijkvormigheidsattest van de met deze steekkaart verband houdende productie wordt bij elke levering gevoegd.

Kontrolle hechtingsweerstand

De berekening van de aanhechting per wapeningsstrip geschiedt volgens:

$$T_F = \frac{1}{\gamma_F} * 2b \int_{L-L_a}^L f^* \cdot \sigma dx$$

waarin: γ_F = veiligheidscoëfficiënt = 1.5 (voor waterbouwkundige kunstwerken)

f^* = de waarde van de schijnbare wrijvingscoëfficiënt. Deze is diepteafhankelijk en werd in paragraaf 4.1.2.7 reeds gegeven. In uitgeschreven vorm luidt het verband met z als volgt:

$$\begin{aligned} f^* &= 1.6 - 0.094z & \text{voor } z < 6\text{m} \\ f^* &= 0.47 & \text{voor } z \geq 6\text{m} \end{aligned}$$

Fig. B6 toont een mogelijke spanningsverdeling in een bepaalde wapeningslaag. Hierin is:

L_a = aanhechtingslengte

L_o = breedte van de aktieve zone

l' = breedte van de spanningsverdeling van σ_{12} op de beschouwde wapeningslaag

Voor de berekening geldt: $\int_{L-L_a}^L f^* \cdot \sigma dx = f^* [\sigma_{11} \cdot L_a + \sigma_{12} (l' - L_o)]$

met: $L_a = (L - 2e) - L_o$

In beide belastingsgevallen A en B controleert men of $T_f > T$. Dit wordt, voor $L = 20\text{m}$, getoond in tabel B3 en B4.

Bespreking resultaten

In de controleberekeningen zijn twee belastingssituaties als uitgangspunt genomen. Belastingskombinatie A resulteerde, t.g.v. het hogere volumegewicht en de grotere belastingscoëfficiënt, in een maatgevende trekspanning van de strippen aan de basis van het massief. Belastingskombinatie B was, t.g.v. het lagere volumegewicht en de lagere belastingscoëfficiënt, maatgevend t.a.v. de wrijvingskracht van de strippen in de top van het massief.

z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - 2e$	$\sigma_{II} = \frac{Q_v}{L - 2e}$	L_0	L_u
19.33	920532	920532	1220176	79772,2	17,33	531,13	0,23	17,10
18.50	896232	896232	1098602	70636,2	17,55	510,72	0,69	16,86
17.03	871932	871932	978044	77412,6	17,76	491,05	1,15	16,61
17.00	847632	847632	866035	76102,9	17,96	472,05	1,60	16,36
16.33	823332	823332	762426	74700,9	18,15	453,68	2,06	16,09
15.50	799032	799032	666989	73233,3	18,33	435,90	2,52	15,81
14.03	774732	774732	579495	71678,3	18,50	418,68	2,97	15,53
14.00	750432	750432	499716	70046,0	18,67	401,98	3,43	15,27
13.33	726132	726132	427424	60338,9	18,82	385,78	3,89	14,93
12.50	701832	701832	362691	66556,3	18,97	370,04	4,34	14,63
11.03	677532	677532	304200	64709,3	19,10	354,70	4,80	14,30
11.00	64632	64632	253265	62099,35	19,22	336,34	5,26	13,96
10.33	60502	60502	208128	50500,72	19,31	313,64	5,71	13,59
9.50	56532	56532	168673	54045,27	19,40	291,35	6,00	13,40
8.03	52402	52402	134521	51136,79	19,49	264,31	"	13,49
8.00	48432	48432	105291	47379,09	19,57	247,54	"	13,57
7.33	44302	44302	80604	43575,96	19,64	226,01	"	13,64
6.50	40332	40332	60094	39731,06	19,70	204,71	"	13,70
5.03	36202	36202	43339	35048,61	19,76	183,60	"	13,76
5.00	32232	32232	30000	31932,0	19,81	162,67	"	13,81
4.33	28102	28102	19686	27985,14	19,86	141,90	"	13,86
3.50	24132	24132	12014	24011,86	19,90	121,26	"	13,90
2.03	20002	20002	6606	20015,94	19,93	100,74	"	13,93
2.00	16032	16032	3081	16001,19	19,96	80,31	"	13,96
1.33	11902	11902	1060	11971,4	19,98	59,96	"	13,98
0.50	7932	7932	1,64	7930,36	20,00	39,67	6,00	14,00
[m]					[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]

TABEL B.1

$L = 20m$

KOMBINATIE A
REPALING σ_{II}

x	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - 2e$	$\sigma_{II} = \frac{Q_v}{L - 2e}$	L_o	L_a
19.33	5690	56900	8747,65	40152,35	16,93	336,18	0.23	16.70
18.50	5540	55400	7037,07	47562,93	17,17	322,64	0.69	16.48
17.83	5390	53900	6407,45	46912,55	17,41	309,64	1.15	16.26
17.08	5240	52400	6197,30	46202,62	17,63	297,14	1.60	16.03
16.33	5090	50900	5465,46	45434,54	17,85	285,11	2.06	15.79
15.58	4940	49400	4740,20	44609,72	18,06	273,52	2.52	15.54
14.83	4790	47900	4170,42	43729,50	18,26	262,34	2.97	15.29
14.08	4640	46400	3604,49	42795,51	18,45	251,54	3.43	15.02
13.33	4490	44900	3091,06	41008,94	18,62	241,10	3.89	14.73
12.58	4340	43400	2620,73	40771,27	18,79	230,99	4.34	14.45
11.83	4190	41900	2216,10	39603,90	18,94	221,20	4.80	14.14
11.08	3980,8	39808	1854,04	38033,96	19,07	209,16	5.26	13.81
10.33	3718,8	37188	1531,34	35656,66	19,18	193,93	5.71	13.47
9.58	3448,8	34488	1248,08	33239,42	19,28	178,91	6.00	13.28
8.83	3178,8	31788	1001,72	30786,28	19,37	164,11	"	13.37
8.08	2908,8	29088	784,71	28290,29	19,46	149,50	"	13.46
7.33	2638,8	26388	609,54	25778,46	19,54	135,06	"	13.54
6.58	2368,8	23688	450,65	23229,35	19,61	120,78	"	13.61
5.83	2098,8	20988	334,51	20653,49	19,68	106,64	"	13.68
5.08	1828,8	18288	234,50	18053,42	19,74	92,64	"	13.74
4.33	1558,8	15588	156,34	15431,66	19,80	78,73	"	13.80
3.58	1288,8	12888	97,24	12799,76	19,85	64,93	"	13.85
2.83	1018,8	10188	54,75	10133,25	19,89	51,22	"	13.89
2.08	748,8	7488	26,32	7461,60	19,93	37,57	"	13.93
1.33	478,8	4788	9,43	4778,57	19,96	23,99	"	13.96
0.58	208,8	2088	1,54	2086,46	19,99	10,45	6.00	13.99

TABEL B.2

$L = 20m$

KOMBINATIE B
BEPALING σ_{II}

z	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_3$	$\Sigma\sigma_3$	$3N \times b \times e$	T	L_u	$L' - L_0$	$\int \sigma \cdot l$	f^*	$T_F > T$
19.33	531.13	0.97	532.10	0.406	216.03	0	20	236.03	60x60x5	53.11	17.10	15.23	9097.10	0.47	342.05
18.50	510.72	1.00	511.72	"	207.76	"	"	227.76	60x60x5	51.25	16.06	14.39	8625.13	"	324.31
17.03	491.05	1.02	492.07	"	199.78	"	"	219.78	60x60x5	61.01	16.61	13.56	8170.17	"	307.20
17.08	472.05	1.05	473.10	"	192.08	"	"	212.08	"	59.65	16.36	12.73	7736.10	"	290.88
16.33	453.68	1.08	454.76	"	184.63	"	"	204.63	"	57.55	16.09	11.90	7312.56	"	274.95
15.58	435.90	1.11	437.01	"	177.43	"	"	197.43	"	55.53	15.81	11.06	6903.06	"	259.59
14.83	418.68	1.14	419.82	"	170.45	"	"	190.45	"	53.56	15.53	10.24	6513.77	"	244.92
14.08	401.98	1.17	403.15	"	163.68	"	20	183.68	"	51.66	15.27	9.40	6149.23	"	231.21
13.33	385.78	1.21	386.99	"	157.12	"	19.3	176.42	"	49.62	14.93	8.57	5779.07	"	216.96
12.58	370.04	1.25	371.29	"	150.74	0	11.8	162.54	60x60x5	60.95	14.63	7.74	5423.36	"	203.92
11.83	354.70	1.29	355.99	"	144.53	0.51	4.3	149.34	"	56.00	14.30	6.91	5081.12	"	191.05
11.08	336.34	1.33	337.67	"	137.09	1.08	0	138.17	"	51.01	13.96	6.07	4703.38	"	176.84
10.33	313.69	1.37	315.06	"	127.91	1.66	"	129.57	"	48.59	13.59	5.25	4270.24	"	160.56
9.58	291.35	1.42	292.77	"	118.06	2.23	"	121.09	"	45.41	13.40	4.58	3910.59	"	147.04
8.83	264.31	1.48	270.79	"	109.94	2.80	"	112.74	40x60x5	63.42	13.44	4.21	3639.22	"	136.84
8.08	247.54	1.53	249.07	"	101.12	3.38	"	104.50	"	50.78	13.57	3.83	3364.98	"	126.53
7.33	226.01	1.59	227.60	"	92.41	3.95	"	96.36	"	54.20	13.64	3.46	3088.20	"	116.12
6.58	204.71	1.66	206.37	0.406	83.79	4.52	"	88.31	"	49.67	13.70	3.08	2809.64	0.47	105.64
5.83	183.60	1.73	185.33	0.408	75.61	5.09	"	80.70	"	45.39	13.76	2.71	2531.02	0.48	97.59
5.08	162.67	1.81	164.48	0.430	79.73	5.67	"	76.40	"	42.98	13.81	2.33	2259.69	0.55	99.48
4.33	141.90	1.90	143.80	0.451	64.85	6.24	"	71.09	"	39.99	13.86	1.96	1970.46	0.62	98.20
3.58	121.26	1.99	123.25	0.473	58.30	6.81	"	65.11	40x40x5	36.62	13.90	1.58	1688.66	0.69	62.14
2.83	109.74	2.09	102.83	0.495	50.90	7.39	"	58.29	"	32.79	13.93	1.21	1405.84	0.76	57.28
2.08	80.31	2.21	82.52	0.517	42.66	7.96	"	50.62	"	28.47	13.96	0.83	1122.96	0.83	49.71
1.33	59.96	2.34	62.30	0.538	33.52	8.53	"	42.05	"	23.65	13.98	0.46	839.32	0.90	40.51
0.58	39.67	2.48	42.15	0.560	23.60	9.11	0	32.71	40x60x5	18.40	14.00	0.08	555.58	0.98	43.35

WAPENING STRIPPEN
 60x5: $T_{max} = 63.82 \text{ kN}$
 40x5: $T_{max} = 37.80 \text{ kN}$

TABEL B.3

L=20 m

KOMBINATIE A

KONTROLE - TREKKRACHT
- AANHECHTING

z	σ_{11}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	A_{511}	A_{532}	$\Sigma \sigma_3$	$3M_{b, max}$	T	L_a	$\ell' - L_0$	$\int \sigma_1 \cdot \ell$	β^*	$T_F > T$
19.33	336,10	337,54	0,406	137,04	0	20	159,04	10x60x5	35,33	16,70	15,23	5634,92	0,47	211,07
18.50	322,64	324,04	"	131,56	"	"	151,56	"	34,10	16,48	14,34	5337,25	"	200,60
17.03	309,64	311,07	"	126,29	"	"	146,29	8x60x5	41,15	16,26	13,56	5054,14	"	190,03
17.00	297,14	298,61	"	121,24	"	"	141,24	"	39,72	16,03	12,73	4781,87	"	174,80
16.33	285,11	286,62	"	116,37	"	"	136,37	"	38,35	15,79	11,90	4519,86	"	164,45
15.50	273,52	275,07	"	111,60	"	"	131,60	"	37,03	15,54	11,06	4267,64	"	160,46
14.03	262,34	263,94	"	107,16	"	"	127,16	"	35,76	15,29	10,24	4027,56	"	151,44
14.00	251,54	253,18	"	102,79	"	20	122,79	"	34,53	15,02	9,40	3793,55	"	142,64
13.33	241,10	242,79	"	98,57	"	143	117,87	"	33,15	14,73	8,57	3565,89	"	134,07
12.50	230,99	232,74	"	94,49	0	11,8	106,29	6x60x5	39,96	14,45	7,74	3351,35	"	126,01
11.03	221,20	223,01	"	90,54	0,51	4,3	95,35	"	35,76	14,14	6,91	3140,20	"	118,07
11.00	209,16	211,02	"	85,67	1,00	0	86,75	"	32,53	13,81	6,07	2899,79	"	109,03
10.33	193,93	195,85	"	79,51	1,66	"	81,18	"	30,44	13,47	5,25	2622,32	"	98,60
9.50	178,91	180,90	"	73,45	2,23	"	75,68	"	28,38	13,20	4,50	2385,04	"	89,67
8.03	164,11	166,18	"	67,47	2,80	"	70,27	4x60x5	39,53	13,37	4,21	2202,87	"	82,83
8.00	149,50	151,64	"	61,57	3,38	"	64,95	"	36,53	13,46	3,83	2020,47	"	75,97
7.33	135,06	137,29	"	55,74	3,95	"	59,69	"	33,50	13,54	3,46	1836,43	"	69,05
6.50	120,70	123,10	0,406	49,98	4,52	"	54,50	"	30,66	13,61	3,08	1650,96	0,47	62,00
5.03	106,64	109,06	0,408	44,50	5,09	"	49,59	"	27,89	13,68	2,71	1465,39	0,40	56,27
5.00	92,64	95,17	0,430	40,92	5,67	"	46,59	"	26,21	13,74	2,33	1278,77	0,55	56,27
4.33	78,73	81,39	0,451	36,71	6,24	"	42,95	"	24,16	13,80	1,96	1091,69	0,62	54,14
3.50	64,93	67,72	0,473	32,03	6,81	"	38,84	4x40x5	21,85	13,85	1,58	903,69	0,69	33,26
2.83	51,22	54,15	0,495	26,80	7,39	"	34,19	"	19,23	13,89	1,21	714,99	0,76	28,48
2.00	37,57	40,66	0,517	21,02	7,96	"	28,98	"	16,30	13,93	0,83	525,91	0,83	23,28
1.33	23,94	27,27	0,538	14,67	8,53	"	23,20	"	13,05	13,96	0,46	336,41	0,90	16,14
0.50	10,45	13,92	0,560	7,86	9,11	0	16,91	4x60x5	9,51	13,99	0,08	146,47	0,98	11,48

NOPENINGSSTRIIPPEN 60x5: $T_{max} = 63,02 \text{ kN}$
 40x5: $T_{max} = 37,00 \text{ kN}$

TABEL B.4

$L = 20 \text{ m}$

KOMBINATIE B

KONTROLE - TREKKRACHT
 - AANHECHTING

z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - z_e$	$\sigma_{II} = \frac{Q_v}{L - z_e}$	L_0	L_a
19.33	7364,32	50914,56	12201,6	46632,96	12,66	50149	0,23	12,43
10.50	7169,04	57358,72	10986,8	46371,92	12,94	55429	0,69	12,25
17.03	6975,46	55003,65	9789,4	46023,25	13,20	52871	1,15	12,05
17.00	6701,06	54248,45	8660,35	45588,10	13,45	50433	1,60	11,85
16.33	6506,66	52643,20	7624,26	45069,02	13,60	48131	2,06	11,62
15.50	6392,26	51138,08	6669,89	44468,19	13,91	45944	2,52	11,39
14.83	6197,86	49502,08	5764,95	43707,93	14,13	43863	2,97	11,16
14.00	6003,46	48027,68	4997,16	43030,52	14,34	41879	3,43	10,91
13.33	5809,06	46472,48	4274,24	42198,24	14,53	39484	3,89	10,64
12.50	5614,66	44914,20	3626,91	41290,37	14,71	38174	4,34	10,37
11.03	5420,26	43362,08	3043,88	40318,20	14,80	36434	4,80	10,00
11.00	5170,56	41364,48	2532,65	38824,83	15,02	34425	5,26	9,76
10.33	4846,56	38772,48	2001,20	36691,20	15,14	32909	5,71	9,43
9.50	4522,56	36100,48	1686,73	34493,75	15,25	29640	6,00	9,25
8.03	4190,56	33508,48	1345,21	32243,27	15,36	27336	"	9,36
8.00	3874,56	30946,48	1052,91	29943,57	15,46	25068	"	9,46
7.33	3550,56	28404,48	806,04	27598,44	15,55	22839	"	9,55
6.50	3226,56	25812,48	600,94	25211,54	15,63	20647	"	9,63
5.03	2902,56	23220,48	433,39	22787,09	15,70	18406	"	9,70
5.00	2578,56	20628,48	300,00	20328,48	15,77	16154	"	9,77
4.33	2254,56	18036,48	196,86	17839,62	15,83	14246	"	9,83
3.50	1930,56	15444,48	120,14	15324,34	15,88	12161	"	9,88
2.03	1606,56	12852,48	66,06	12786,42	15,92	10043	"	9,92
2.00	1282,56	10260,48	39,01	10229,67	15,95	8040	"	9,95
1.33	958,56	7668,48	19,60	7657,88	15,98	5949	"	9,98
0.50	634,56	5076,48	1,64	5074,84	15,99	3967	6,00	9,99
[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]

TABEL B.5

$L = 16 \text{ m}$

KOMBINATIE A
BEPALING σ_{II}

z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - z_e$	$\sigma_{11} = \frac{Q_v}{L - z_e}$	L_0	L_a
19.33	4552	36416	874765	2766035	12.16	37445	0.23	11.93
18.50	4432	35456	703707	2761093	12.46	35560	0.64	11.77
17.03	4312	34496	640745	2750055	12.76	33796	1.15	11.61
17.00	4192	33536	619738	2733062	13.04	32139	1.60	11.44
16.33	4072	32576	546546	2711054	13.32	30501	2.06	11.26
15.50	3952	31616	479028	2602572	13.58	29111	2.52	11.08
14.03	3032	30656	417042	2640550	13.82	27721	2.97	10.85
14.00	3712	29696	360444	2609151	14.06	26405	3.43	10.63
13.33	3592	28736	309106	2564494	14.28	25154	3.89	10.39
12.50	3472	27776	262873	2514727	14.49	23968	4.34	10.15
11.03	3352	26816	221610	2459940	14.68	22837	4.80	9.88
11.00	3191.04	25287.2	1854.04	23674.20	14.84	21508	5.26	9.58
10.33	2975.04	23000.32	1531.34	22260.98	14.97	19873	5.71	9.26
9.50	2759.04	22072.32	1248.08	20824.24	15.10	18270	6.00	9.10
8.03	2543.04	20344.32	1001.72	19342.6	15.21	16717	"	9.21
8.00	2327.04	18616.32	789.71	17826.61	15.32	15188	"	9.32
7.33	2111.04	16880.32	604.54	16270.78	15.42	13688	"	9.42
6.50	1895.04	15160.32	458.65	14701.67	15.52	12213	"	9.52
5.03	1679.04	13432.32	334.51	13097.81	15.60	10762	"	9.60
5.00	1463.04	11704.32	234.58	11469.74	15.69	9331	"	9.69
4.33	1247.04	9976.32	156.34	9814.98	15.75	7910	"	9.75
3.50	1031.04	8248.32	97.24	8151.08	15.81	6521	"	9.81
2.03	815.04	6520.32	54.75	6465.57	15.87	5137	"	9.87
2.00	599.04	4792.32	26.32	4766.00	15.91	3765	"	9.91
1.33	383.04	3064.32	9.43	3054.89	15.95	2401	"	9.95
0.50	167.04	1336.32	1.54	1334.78	15.98	1045	6.00	9.98
$[m]$		$[kNm/m]$	$[kNm/m]$	$[kNm/m]$	$[m]$	$[kN/m^2]$	$[m]$	$[m]$

TABEL B.6

$L = 16m$

KOMBINATIE B

REPALING σ_{11}



VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
TH Delft

x	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_{33}	$\Delta\sigma_{31}$	$\Delta\sigma_{32}$	$\Sigma\sigma_{33}$	$3N \times b \times e$	T	L_a	$e' - L_0$	$\Sigma\sigma \cdot l$	f^*	$T_F > T$
19.33	501,49	0,97	502,46	0,406	236,48	0	20	256,48	10x60x5	57,71	12,43	15,23	7242,67	0,47	272,33
18.50	554,29	1,00	555,29	"	225,45	"	"	245,45	"	50,73	12,25	14,39	6004,44	"	255,85
17.03	520,71	1,02	521,73	"	215,07	"	"	235,07	"	52,09	12,05	13,56	6304,79	"	240,07
17.00	504,33	1,05	505,38	"	205,10	"	"	225,10	0x60x5	63,33	11,05	12,73	5909,68	"	225,21
16.33	401,31	1,08	402,39	"	195,05	"	"	215,05	"	69,71	11,62	11,90	5605,67	"	210,77
15.50	459,44	1,11	460,55	"	186,90	"	"	206,90	"	58,21	11,34	11,06	5245,30	"	197,22
14.03	420,63	1,14	421,77	"	178,55	"	"	198,55	"	55,04	11,16	10,24	4906,17	"	184,47
14.00	410,79	1,17	411,96	"	170,50	"	20	190,50	"	53,50	10,91	9,40	4500,00	"	172,27
13.33	399,04	1,21	400,25	"	162,83	"	19,3	182,13	"	51,22	10,64	8,57	4264,67	"	160,35
12.50	301,74	1,25	302,99	"	155,49	"	11,0	167,29	6x60x5	62,74	10,37	7,74	3960,32	"	149,21
11.03	364,34	1,29	365,63	"	148,45	0,51	4,3	153,26	"	57,47	10,00	6,91	3601,46	"	130,42
11.00	344,25	1,33	345,58	"	140,31	1,00	0	141,39	"	53,02	9,76	6,07	3367,95	"	126,64
10.33	320,09	1,37	321,46	"	130,51	1,66	"	132,17	"	49,56	9,43	5,25	3025,64	"	113,76
9.50	296,40	1,42	297,90	"	120,95	2,23	"	123,10	"	46,16	9,25	4,50	2748,94	"	103,36
0.03	273,36	1,48	274,84	"	111,59	2,80	"	114,39	"	42,04	9,36	4,21	2564,00	"	98,44
0.00	250,60	1,53	252,21	"	102,40	3,30	"	105,70	4x60x5	54,50	9,46	3,83	2377,29	"	89,39
7.33	220,39	1,59	221,98	"	93,37	3,95	"	97,32	"	54,74	9,55	3,46	2106,63	"	82,22
6.50	206,47	1,66	208,13	0,406	84,50	4,52	"	89,02	"	50,07	9,63	3,00	1993,42	0,47	74,95
5.03	104,86	1,73	106,59	0,400	76,13	5,09	"	81,22	"	45,69	9,70	2,71	1797,83	0,40	69,03
5.00	163,54	1,81	165,35	0,430	71,10	5,67	"	76,86	"	43,23	9,77	2,33	1602,00	0,55	70,49
4.33	142,46	1,90	144,36	0,451	65,11	6,24	"	71,35	"	49,13	9,83	1,96	1404,11	0,62	69,65
3.50	121,61	1,99	122,60	0,473	58,46	6,81	"	65,27	4x40x5	36,72	9,80	1,50	1204,65	0,69	44,33
2.03	109,93	2,09	103,02	0,495	59,99	7,39	"	58,38	"	32,04	9,92	1,21	1003,75	0,76	40,69
2.00	80,40	2,21	82,61	0,517	42,71	7,96	"	50,67	"	28,50	9,95	0,83	801,01	0,83	35,49
1.33	59,97	2,34	62,31	0,538	33,52	8,53	"	42,05	4x60x5	23,65	9,90	0,46	599,50	0,90	43,17
0.50	39,67	2,40	42,15	0,560	23,60	9,11	0	32,71	6x60x5	12,27	9,99	0,00	396,50	0,98	31,08

$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$ $\left[\frac{kN}{m^2} \right]$

TABEL B.7

$L = 16 m$

KOMBINATIE A

KONTROLE - TREKKRACHT

- AANHECHTING

VAPENINGSSTRIPPEN 60x5 : $T_{max} = 63.02 kN$
 40x5 : $T_{max} = 37.00 kN$

z	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_{31}$	$\Delta\sigma_{32}$	$\Sigma\sigma_3$	$3N \times b \times e$	T	L_a	$e' - L_0$	$\int \sigma_1 \cdot l$	f^*	$T_F > T$
19.33	374,45	1,36	375,81	0,406	152,58	0	20	172,58	10x60x5	38,03	11,93	15,23	4487,90	0,47	168,75
18,58	355,60	1,40	357,00	"	144,94	"	"	164,94	"	37,11	11,77	14,34	4205,56	"	158,13
17,83	337,96	1,43	339,39	"	137,79	"	"	157,79	"	35,50	11,61	13,56	3943,11	"	148,26
17,08	321,34	1,47	322,81	"	131,08	"	"	151,08	8x60x5	42,44	11,41	12,73	3605,77	"	138,59
16,33	305,61	1,51	307,12	"	124,77	"	"	144,77	"	40,72	11,26	11,99	3461,39	"	130,15
15,58	291,11	1,55	292,66	"	118,02	"	"	138,02	"	39,04	11,06	11,06	3236,82	"	121,70
14,83	277,21	1,60	278,81	"	113,20	"	"	133,20	"	37,46	10,85	10,24	3024,11	"	113,71
14,08	264,05	1,64	265,69	"	107,07	"	20	127,07	"	35,96	10,63	9,40	2822,27	"	106,12
13,33	251,54	1,69	253,23	"	103,01	"	14,3	122,11	"	34,34	10,39	8,57	2627,98	"	98,81
12,58	239,68	1,75	241,43	"	98,02	0	11,8	109,82	6x60x5	41,18	10,15	7,74	2446,30	"	91,48
11,83	228,37	1,81	230,18	"	93,45	0,51	4,3	93,26	"	36,85	9,88	6,91	2268,80	"	85,31
11,08	215,06	1,86	216,92	"	88,07	1,08	0	88,15	"	33,43	9,58	6,67	2071,57	"	77,89
10,33	198,73	1,92	200,65	"	81,46	1,66	"	83,12	"	31,17	9,26	5,25	1850,32	"	69,57
9,58	182,78	1,99	184,77	"	75,02	2,23	"	77,25	"	28,97	9,10	4,58	1672,41	"	62,88
8,83	167,17	2,07	169,24	"	68,71	2,80	"	71,51	"	26,82	9,21	4,21	1548,35	"	58,22
8,08	151,88	2,14	154,02	"	62,53	3,38	"	65,91	4x60x5	37,07	9,32	3,83	1423,72	"	53,53
7,33	136,88	2,23	139,11	"	56,48	3,95	"	60,43	"	33,94	9,42	3,46	1297,13	"	48,77
6,58	122,13	2,32	124,45	0,406	50,53	4,52	"	55,05	"	30,96	9,52	3,08	1164,02	0,47	43,99
5,83	107,62	2,42	110,04	0,408	44,90	5,09	"	49,99	"	28,12	9,60	2,71	1033,15	0,48	39,67
5,08	93,31	2,53	95,84	0,430	41,21	5,67	"	46,88	"	26,37	9,68	2,33	909,14	0,55	40,00
4,33	79,18	2,66	81,84	0,451	36,91	6,24	"	43,15	"	24,27	9,75	1,96	777,22	0,62	38,55
3,58	65,21	2,79	68,00	0,473	32,16	6,81	"	38,97	4x40x5	21,92	9,81	1,58	644,12	0,69	23,70
2,83	51,37	2,93	54,30	0,495	26,88	7,39	"	34,27	"	19,28	9,87	1,21	510,57	0,76	20,69
2,08	37,65	3,04	40,74	0,517	21,06	7,96	"	29,02	"	16,33	9,91	0,83	375,68	0,83	16,63
1,33	24,01	3,20	27,24	0,538	14,68	8,53	"	23,21	4x60x5	13,06	9,95	0,46	240,41	0,90	17,31
0,58	10,45	3,47	13,92	0,560	7,80	9,11	0	16,91	6x60x5	6,34	9,98	0,00	104,57	0,98	8,20

[kN]

[kN/m]

[kN]

[kN/m²][kN/m²][kN/m²]

[kN]

WAPENINGSSSTRIPPEN 60x5: $T_{max} = 63,82 \text{ kN}$
 40x5: $T_{max} = 37,80 \text{ kN}$

TABEL B.8

L=16m

KOMBINATIE B
 KONTROLE - TREKKRACHT
 - AANHECHTING

x	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - z_e$	$\sigma_{II} = \frac{Q_v}{L - z_e}$	L_0	L_a
19.33	6443,78	45106,46	12201,76	32904,70	10,19	632,49	0.23	9.96
18.58	6273,62	43915,37	10906,02	32928,55	10.50	597,63	0.69	9.01
17.83	6103,52	42724,67	9704,44	32944,23	10.00	565,39	1.15	9.65
17.08	5933,36	41533,52	8660,35	32973,17	11.08	535,46	1.60	9.48
16.33	5763,20	40342,40	7624,26	32718,14	11.35	507,59	2.06	9.29
15.58	5593,04	39151,28	6664,09	32481,39	11.61	481,54	2.52	9.09
14.83	5422,88	37960,16	5794,95	32165,21	11.86	457,13	2.97	8.89
14.08	5252,72	36769,04	4947,16	31771,88	12.10	434,21	3.43	8.67
13.33	5082,56	35577,92	4274,24	31303,68	12.32	412,61	3.89	8.43
12.58	4912,40	34386,80	3623,91	30762,89	12.52	392,22	4.34	8.18
11.83	4742,34	33196,30	3043,08	30152,50	12.72	372,93	4.80	7.92
11.08	4572,24	31669,68	2532,65	29137,03	12.88	351,26	5.26	7.62
10.33	4402,74	29605,18	2081,28	27603,9	13.02	325,75	5.71	7.31
9.58	3957,24	27700,68	1606,73	26013,95	13.15	301,03	6.00	7.15
8.83	3673,74	25716,18	1345,21	24370,97	13.27	276,09	"	7.27
8.08	3390,24	23731,68	1052,91	22678,77	13.38	253,40	"	7.38
7.33	3106,74	21747,18	806,04	20941,14	13.48	230,41	"	7.48
6.58	2823,24	19762,68	600,94	19161,74	13.57	207,90	"	7.57
5.83	2539,74	17778,18	433,39	17344,79	13.66	185,94	"	7.66
5.08	2256,24	15793,68	300,00	15493,68	13.73	164,28	"	7.73
4.33	1972,74	13809,18	196,06	13613,02	13.88	142,94	"	7.88
3.58	1689,24	11824,68	120,14	11704,54	13.88	121,96	"	7.88
2.83	1405,74	9840,18	66,06	9774,12	13.91	101,09	"	7.91
2.08	1122,24	7855,68	36,01	7824,87	13.95	80,48	"	7.95
1.33	838,74	5871,18	10,60	5860,58	13.97	60,02	"	7.97
0.58	555,24	3886,68	1,64	3885,04	13.99	39,68	6.00	7.99
[m]	[kN/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[kNm/m']	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]

TABEL B.9

$L = 14m$

KOMBINATIE A
BEPALING σ_{II}

z	Q_v	$M(Q_v)$	$M(Q_H)$	$M = M(Q_v) - M(Q_H)$	$L - z e$	$\sigma_{II} = \frac{Q_v}{L - z e}$	L_0	L_a
19.33	3903	27001	0747,65	19133,35	9,61	414,57	0,23	9,30
18.50	3070	27146	7037,07	19300,93	9,96	309,43	0,69	9,27
17.03	3773	26411	6407,45	19423,55	10,30	366,45	1,15	9,15
17.00	3660	25676	6197,30	19470,62	10,62	345,36	1,60	9,02
16.33	3563	24941	5465,46	19475,54	10,93	325,92	2,06	8,87
15.50	3450	24206	4790,20	19415,72	11,23	307,94	2,52	8,71
14.03	3353	23471	4170,42	19300,50	11,51	291,25	2,97	8,54
14.00	3240	22736	3604,49	19131,51	11,70	275,71	3,43	8,38
13.33	3143	22001	3091,06	18909,94	12,03	261,20	3,89	8,14
12.50	3030	21266	2620,73	18637,27	12,27	247,61	4,34	7,93
11.03	2933	20531	2216,10	18314,90	12,49	234,05	4,80	7,69
11.00	2793,16	19545,12	1854,04	17691,08	12,67	220,24	5,26	7,41
10.33	2603,16	19222,12	1531,34	16690,70	12,82	203,00	5,71	7,11
9.50	2414,16	16099,12	1240,00	15651,04	12,97	186,19	6,00	6,97
8.03	2225,16	15576,12	1001,72	14574,40	13,10	169,06	"	7,10
8.00	2036,16	14253,12	709,71	13463,41	13,22	153,97	"	7,22
7.33	1847,16	12930,12	609,54	12320,58	13,34	130,47	"	7,34
6.50	1650,16	11607,12	450,65	11140,47	13,45	123,31	"	7,45
5.03	1469,16	10204,12	334,51	9949,61	13,54	100,47	"	7,54
5.00	1280,16	8961,12	234,50	8726,54	13,63	93,90	"	7,63
4.33	1091,16	7630,12	156,34	7401,70	13,71	79,57	"	7,71
3.50	902,16	6315,12	97,24	6217,00	13,70	65,45	"	7,70
2.03	713,16	4992,12	54,75	4937,37	13,05	51,50	"	7,05
2.00	524,16	3669,12	26,32	3642,00	13,90	37,71	"	7,90
1.33	335,16	2346,12	9,43	2336,69	13,94	24,04	"	7,94
0.50	146,16	1023,12	1,54	1021,50	12,90	10,46	6,00	7,90
$[m]$		$[kNm/m]$	$[kNm/m]$	$[kNm/m]$	$[m]$	$[kN/m^2]$	$[m]$	$[m]$

TABEL B.10

$L = 14 m$

KOMBINATIE B
BEPALING σ_{II}

γ	σ_{11}	σ_{12}	$\sigma_{11} + \sigma_{12}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_3$	$\Sigma\sigma_3$	$3M_{46 \times 5}$	T	L_a	$L'-L_0$	$\sigma_{0.1}$	f^*	$T_{F \geq T}$
19.33	633,49	1.07	633,56	0,406	257,23	0	2,0	277,23	10x60x5	62,30	9,96	13,77	6314,33	0,47	237,42
10.50	597,63	1.07	598,70	"	243,07	"	"	263,07	"	59,19	9,01	13,31	5076,99	"	220,97
17.03	565,39	1.07	566,46	"	229,90	"	"	249,90	"	56,25	9,65	12,05	5469,76	"	205,66
17.00	535,46	1.07	536,53	"	217,03	"	"	237,03	"	53,51	9,40	12,40	5009,43	"	191,36
16.33	507,59	1.00	508,67	"	206,52	"	"	226,52	0x60x5	63,71	9,29	11,90	4720,36	"	177,79
15.50	401,54	1.11	402,65	"	195,96	"	"	215,96	"	60,74	9,09	11,06	4309,40	"	165,04
14.03	457,13	1.14	458,27	"	186,06	"	"	206,06	"	57,95	8,89	10,24	4075,56	"	153,24
14.00	434,21	1.17	435,38	"	176,76	"	2,0	196,76	"	55,34	8,67	9,40	3775,60	"	141,96
13.33	412,61	1.21	413,82	"	168,01	"	19,3	187,31	"	52,60	8,43	8,57	3400,67	"	131,17
12.50	392,22	1.25	393,47	"	159,75	0	11,8	171,55	"	48,25	8,10	7,74	3210,03	"	121,00
11.03	372,93	1.29	374,22	"	151,93	0,51	4,3	156,74	6x60x5	50,70	7,92	6,91	2962,52	"	111,39
11.00	351,26	1.33	352,59	"	143,15	1,00	0	144,23	"	54,09	7,62	6,67	2605,47	"	100,97
10.33	325,75	1.37	327,12	"	133,01	1,66	"	134,47	"	50,43	7,31	5,25	2300,43	"	89,00
9.50	301,63	1.42	302,45	"	122,79	2,23	"	125,02	"	46,00	7,15	4,50	2150,07	"	81,17
0.03	276,09	1.40	278,37	"	113,02	2,00	"	115,02	"	43,43	7,27	4,21	2019,22	"	75,92
0.00	253,40	1.53	254,93	"	103,50	3,30	"	106,80	4x60x5	60,12	7,20	3,83	1875,95	"	70,54
7.33	230,41	1.59	232,00	"	94,14	3,95	"	98,14	"	55,20	7,40	3,46	1720,97	"	65,01
6.50	207,90	1.66	209,64	0,406	85,11	4,52	"	89,63	"	50,42	7,57	3,00	1579,52	0,47	59,39
5.03	185,94	1.73	187,67	0,400	76,57	5,09	"	81,66	"	45,93	7,66	2,71	1420,99	0,40	54,07
5.00	164,20	1.81	166,09	0,430	71,42	5,67	"	77,09	"	43,63	7,73	2,33	1274,10	0,55	56,06
4.33	142,94	1.90	144,84	0,451	65,32	6,24	"	71,56	"	40,25	7,80	1,96	1110,66	0,62	55,49
3.50	121,90	1.99	123,89	0,473	58,60	6,81	"	65,41	"	36,74	7,86	1,50	961,20	0,69	53,06
2.03	101,90	2.09	103,99	0,495	51,40	7,39	"	58,87	"	33,11	7,91	1,21	800,56	0,76	49,16
2.00	80,48	2.21	82,69	0,517	42,75	7,96	"	50,71	"	28,52	7,95	0,83	641,65	0,83	42,61
1.33	60,02	2.34	62,36	0,530	33,55	8,53	"	42,08	"	23,67	7,97	0,46	479,44	0,90	34,52
0.50	39,60	2.49	42,16	0,560	23,61	9,11	0	32,72	6x60x5	12,27	7,99	0,00	317,24	0,90	24,07

WAPENINGSSSTRIPPEN 60x5 : $T_{max} = 63,02 \text{ kN}$
 40x5 : $T_{max} = 37,00 \text{ kN}$

TABEL B.11

$L = 14 \text{ m}$

KOMBINATIE A
 KONTROLE - TREKKRACHT
 - AANHECHTING

x	σ_{II}	σ_{I2}	$\sigma_{II+\sigma_{I2}}$	K	σ_3	$\Delta\sigma_{31}$	$\Delta\sigma_{32}$	$\Sigma\sigma_3$	$3N \times b \times e$	T	L_a	$L-L_0$	$\Sigma\sigma_{-1}$	f^*	$T \times F \times T$
19.33	414,57	1,49	416,06	0,406	160,92	0	20	100,92	10x60x5	42,51	9,30	13,77	3923,16	0,47	147,51
18,50	389,43	1,49	390,92	"	150,71	"	"	170,71	"	40,21	9,27	13,31	3629,05	"	136,48
17,03	366,45	1,49	367,94	"	144,28	"	"	169,38	"	38,11	9,15	12,05	3372,16	"	126,79
17,00	345,36	1,49	346,85	"	140,82	"	"	160,82	"	36,18	9,02	12,40	3133,62	"	117,82
16,33	325,92	1,51	327,43	"	132,94	"	"	152,94	0x60x5	43,01	8,07	11,90	2908,08	"	109,37
15,50	307,94	1,55	309,49	"	125,65	"	"	145,65	"	40,96	8,71	11,06	2699,30	"	101,49
14,03	291,25	1,60	292,85	"	118,90	"	"	130,90	"	39,06	8,54	10,24	2503,66	"	94,14
14,00	275,71	1,64	277,35	"	112,60	"	20	132,60	"	37,29	8,35	9,40	2317,59	"	87,14
13,33	261,20	1,69	262,89	"	106,73	"	19,3	126,03	"	35,45	8,14	8,57	2140,65	"	80,49
12,50	247,61	1,75	249,36	"	101,24	0	11,8	113,04	"	31,74	7,93	7,74	1977,09	"	74,33
11,03	234,05	1,81	236,66	"	96,00	0,51	4,3	109,84	6x60x5	37,04	7,69	6,91	1810,50	"	68,38
11,00	220,34	1,86	222,20	"	90,21	1,08	0	91,29	"	34,23	7,41	6,07	1644,01	"	61,81
10,33	203,00	1,92	204,92	"	83,20	1,66	"	84,86	"	31,02	7,11	5,25	1453,41	"	54,65
9,50	186,19	1,99	188,11	"	76,37	2,23	"	78,60	"	29,48	6,97	4,58	1306,86	"	49,14
8,03	169,86	2,07	171,93	"	69,00	2,80	"	72,60	"	27,23	7,10	4,21	1214,72	"	45,67
8,00	153,97	2,14	156,11	"	63,38	3,38	"	66,76	4x60x5	37,55	7,22	3,83	1119,85	"	42,11
7,33	138,47	2,23	140,70	"	57,12	3,95	"	61,07	"	34,35	7,34	3,46	1024,09	"	38,51
6,50	123,31	2,32	125,63	"	51,01	4,52	"	55,53	"	31,23	7,45	3,08	925,81	0,47	34,81
5,83	108,47	2,42	110,89	0,408	45,24	5,09	"	50,33	"	28,31	7,54	2,71	824,42	0,48	31,66
5,00	93,90	2,53	96,43	0,430	41,46	5,67	"	47,13	"	26,51	7,63	2,33	722,35	0,55	31,78
4,33	79,57	2,66	82,23	0,451	37,09	6,24	"	43,33	"	24,37	7,71	1,96	618,70	0,62	30,69
3,50	65,45	2,79	68,24	0,473	32,28	6,81	"	39,09	"	21,99	7,78	1,58	513,61	0,69	28,35
2,83	51,50	2,93	54,43	0,495	26,95	7,39	"	34,34	"	19,31	7,05	1,21	407,82	0,76	24,00
2,00	37,71	3,09	40,80	0,517	21,09	7,96	"	29,05	"	16,34	7,40	0,83	300,47	0,83	19,95
1,33	24,04	3,28	27,32	0,538	14,70	8,53	"	23,23	"	13,07	7,94	0,46	192,39	0,90	13,85
6,50	104,6	3,47	13,93	0,560	7,80	9,11	0	16,91	6x60x5	6,34	7,98	0,00	83,75	0,98	6,57
															[kN]
															[kN/m ²]
															[kN/m ²]

WAPENINGSSTRIPPEN 60x5 : $T_{max} = 63,82 \text{ kN}$
 40x5 : $T_{max} = 37,00 \text{ kN}$

TABEL B.12

$L=14m$

KOMBINATIE B

KONTROLE - TREKKRACHT
 - AANHECHTING

Uit de berekeningen in de tabellen B3 en B4 bleek dat de eerste aanname van 20m voor de wapeningslengte aan de hoge kant was. De aanhechting was namelijk alleen in de bovenste laag maatgevend. Bij konstrukties in gewapende grond dient men voor de wapeningslengte minimaal $0.7H$ aan te houden. Dit is een vuistregel die men aanhoudt t.a.v. de uitwendige stabiliteit. Het is dus zaak een geschikte wapeningslengte te vinden. In feite komt dit neer op een iteratieproces. Dit zou inhouden dat men meerdere malen de hele konstruktie (alle wapeningslagen) zou moeten doorrekenen. **Men zou tevens kunnen veronderstellen** dat het eventueel mogelijk zou zijn om, over de hoogte van het massief, verschillende wapeningslengtes toe te passen (indeling in blokken van verschillende wapeningslengtes). In de praktijk blijkt het echter zo te zijn, dat de twee maatgevende plaatsen in het massief tezamen zorgen voor één gemiddelde wapeningslengte. Alleen in uitzonderlijke situaties, waarbij de toestand ter plaatse beperkingen oplevert, wordt hiervan afgeweken. Concluderend kan men dus stellen dat de wapeningslengte verkort dient te worden, zodanig dat men uiteindelijk een compromis heeft gevonden t.a.v. de maatgevende lagen: maximale trekkracht onderin en aanhechting bovenin. In de tabellen B5 t/m B8 zijn de resultaten voor $L = 16m$ weer gegeven. Om na te gaan of de wapeningsstrippen voldoende geoptimaliseerd zijn wordt voor $L = 14m$ de konstruktie nogmaals doorgerekend (zie tabel B9 t/m B12).

Kontrolle wiggen

Situatie I: (zie fig. B6):

- aannames
- breuklijn loopt tot achterkant betonnen grondplaat
 - het zelfde waterpeil als bij de kontrolle op trekkracht en aanhechting
 - punt van wig op $z = H \Rightarrow \theta = 73.06^\circ$

Kombinatie A (tabel B13):

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 6 \times 0.5 \times 25 = 75 \text{ kN/m} \times 1.35 = 101.25 \text{ kN/m} \\
 G_{2 \text{ droog}} &= \left(\frac{10.9}{\tan \theta} \right)^2 \times 20 \times 0.5 \times 1.35 = 148.80 \text{ kN/m} \\
 &\quad \frac{8.3}{\tan \theta} \times 20 \times 1.35 = 68.26 \text{ kN/m} \\
 G_{2 \text{ nat}} &= \left(\frac{8.3}{\tan \theta} \right)^2 \times 12 \times 1.35 = 103.54 \text{ kN/m} \\
 q &= \frac{8.3}{24} \times 6 = 144.0 \text{ kN/m} + \\
 (G_{\text{eg.}} + q) &= 565.85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

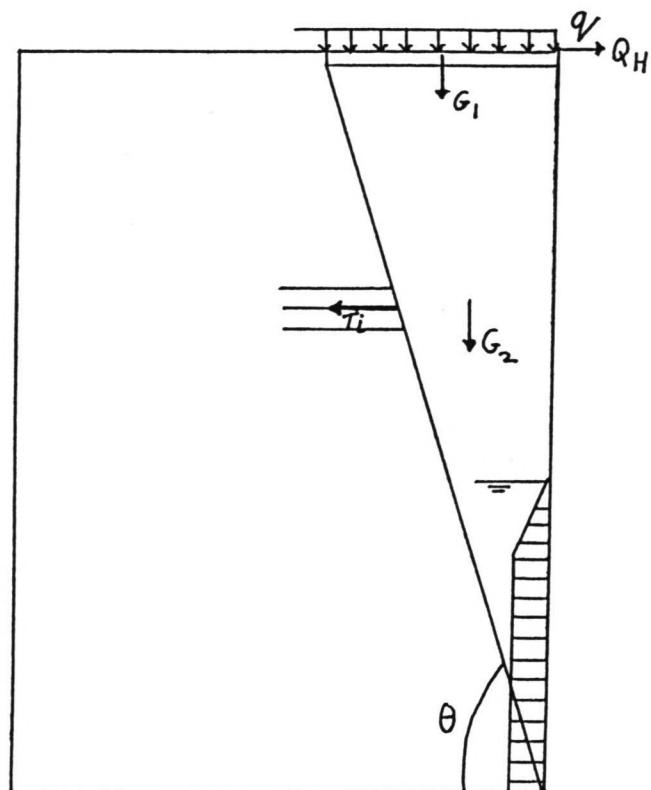


FIG. B.6

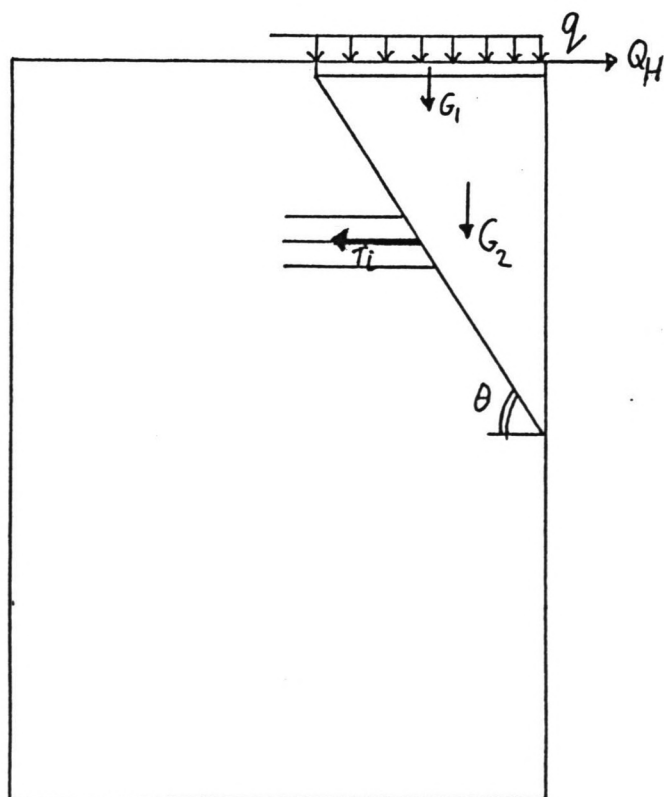


FIG. B.7

z	$H-z$	$3H \times b \times e$	$L-2e$	$(L-2e) - \frac{z-z_0}{\gamma_0}$	σ_{II}	e'	$e' - \frac{z-z_0}{\gamma_0}$	σ_{I2}	ρ^*	T_F	T_{max}	$n \cdot \bar{T}_i$
19,33	0,37	10*60*5	10,19	10,08	632,49	14,00	13,89	1,07	0,47	240,28	63,82	212,73
18,58	1,12	10	10,50	10,16	597,63	14,00	13,66	1,07	"	220,85	63,82	212,73
17,83	1,87	10	10,80	10,23	565,39	14,00	13,43	1,07	"	210,02	63,82	212,73
17,08	2,62	10	11,08	10,28	535,46	14,00	13,20	1,07	"	207,50	63,82	212,73
16,33	3,37	8*60*5	11,35	10,32	507,59	13,96	12,93	1,08	"	197,49	63,82	170,19
15,58	4,12	8	11,61	10,36	481,54	13,58	12,33	1,11	"	187,58	63,82	170,19
14,83	4,87	8	11,86	10,38	457,13	13,21	11,73	1,14	"	178,92	63,82	170,19
14,08	5,62	8	12,10	10,39	434,21	12,83	11,12	1,17	"	170,12	63,82	170,19
13,33	6,37	8	12,32	10,38	412,61	12,46	10,52	1,21	"	161,52	63,82	170,19
12,58	7,12	8	12,52	10,35	392,22	12,09	9,92	1,25	"	153,10	63,82	170,19
11,83	7,87	6*60*5	12,72	10,32	372,93	11,71	9,31	1,29	"	145,16	63,82	127,64
11,08	8,62	6	12,88	10,25	351,26	11,34	8,71	1,33	"	135,81	63,82	127,64
10,33	9,37	6	13,02	10,17	325,75	10,96	8,11	1,37	"	124,98	63,82	127,64
9,58	10,12	6	13,15	10,07	301,03	10,59	7,51	1,42	"	114,38	63,82	127,64
8,83	10,87	6	13,27	9,96	276,89	10,21	6,67	1,48	"	104,07	63,82	127,64
8,08	11,62	4*60*5	13,38	9,84	253,40	9,84	6,30	1,53	"	94,12	63,82	85,09
7,33	12,37	4	13,48	9,71	230,41	9,46	5,69	1,59	"	84,46	63,82	85,09
6,58	13,12	4	13,57	9,57	207,98	9,09	5,09	1,66	0,47	75,16	63,82	85,09
5,83	13,87	4	13,66	9,44	185,94	8,71	4,49	1,73	0,48	67,70	63,82	85,09
5,08	14,62	4	13,73	9,28	164,28	8,34	3,89	1,81	0,55	67,39	63,82	85,09
4,33	15,37	4	13,80	9,12	142,94	7,96	3,28	1,90	0,62	64,97	63,82	85,09
3,58	16,12	4	13,86	8,95	121,90	7,59	2,68	1,99	0,69	60,52	63,82	80,69
2,83	16,87	4	13,91	8,77	101,90	7,21	2,07	2,09	0,76	54,60	63,82	72,00
2,08	17,62	4	13,95	8,58	80,48	6,84	1,47	2,21	0,83	46,07	63,82	61,43
1,33	18,37	4	13,97	8,37	60,02	6,46	0,86	2,34	0,90	36,32	63,82	48,41
0,58	19,12	6*60*5	13,99	8,17	39,68	6,09	0,27	2,48	0,98	25,47	63,82	50,94
[m]	[m]	[L x mm x mm]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[kN/m ²]		[kN]	[kN]	[kN]

TABEL B.13

KOMBINATIE A

PUNT WIG OP Z=H

$\theta = 73,06^\circ$

$$T_{max} = \gamma_{II} \cdot R \cdot \frac{e_c}{e_0} = 63,82 \text{ kN}$$

$$T_F = \int_{e'}^{e_c} \gamma_{II} \cdot p \cdot dx = \int_{e'}^{e_c} \gamma_{II} \cdot (1 - 2e - \frac{z-z_0}{\gamma_0}) \cdot \gamma_{II} \cdot (e' - z - \frac{z-z_0}{\gamma_0}) \cdot \gamma_{II} \cdot dz$$

$$\text{VEILIGHEIDSCOEFFICIENT} \quad F = \frac{\sum n \cdot \bar{T}_i}{\sum T_i} = \frac{3335,07}{991,04} = 3,37$$

x	$H-z$	$3N \times b \times e$	$L-2e$	$(L-2e) - \frac{Z-z}{\gamma_{g\theta}}$	σ_{11}	e'	$e' - \frac{Z-z}{\gamma_{g\theta}}$	σ_{12}	f^*	T_F	T_{max}	$n \cdot \bar{T}_i$
19,33	0,37	10*60*5	9,61	9,50	414,57	14,00	13,89	1,49	0,47	148,86	63,82	212,73
18,58	1,12	10	9,96	9,62	389,43	14,00	13,66	1,49	"	141,63	63,82	212,73
17,83	1,07	10	10,30	9,73	366,45	14,00	13,43	1,49	"	134,82	63,82	212,73
17,08	2,62	10	10,62	9,82	345,36	14,00	13,20	1,49	"	128,26	63,82	212,73
16,33	3,37	8*60*5	10,93	9,90	325,92	13,96	12,93	1,51	"	122,05	63,82	170,19
15,58	4,12	8	11,23	9,98	307,94	13,58	12,33	1,55	"	116,27	63,82	170,19
14,83	4,87	8	11,51	10,03	291,25	13,21	11,73	1,60	"	110,54	63,82	170,19
14,08	5,62	8	11,78	10,07	275,71	12,83	11,12	1,64	"	105,08	63,82	170,19
13,33	6,37	8	12,03	10,09	261,20	12,46	10,52	1,69	"	99,76	63,82	170,19
12,58	7,12	8	12,27	10,10	247,61	12,09	9,92	1,75	"	94,69	63,82	170,19
11,83	7,87	6*60*5	12,49	10,09	234,05	11,71	9,31	1,81	"	89,73	63,82	127,64
11,08	8,62	6	12,67	10,04	220,34	11,34	8,71	1,86	"	83,79	63,82	127,64
10,33	9,37	6	12,82	9,97	203,00	10,96	8,11	1,92	"	76,68	63,82	127,64
9,58	10,12	6	12,97	9,89	186,19	10,59	7,51	1,99	"	69,80	63,82	127,64
8,83	10,87	6	13,10	9,79	169,86	10,21	6,67	2,07	"	63,04	63,82	126,08
8,08	11,62	4*60*5	13,22	9,68	153,97	9,84	6,30	2,14	"	56,55	63,82	75,04
7,33	12,37	4	13,34	9,57	138,47	9,46	5,69	2,23	"	50,30	63,82	66,90
6,58	13,12	4	13,45	9,45	123,31	9,09	5,09	2,32	"	44,26	63,82	59,01
5,83	13,87	4	13,54	9,32	108,47	8,71	4,49	2,42	0,47	39,24	63,82	52,32
5,08	14,62	4	13,63	9,18	93,90	8,34	3,89	2,53	0,55	30,36	63,82	51,15
4,33	15,37	4	13,71	9,03	79,57	7,96	3,28	2,66	0,62	36,07	63,82	48,08
3,58	16,12	4	13,78	8,87	65,45	7,59	2,68	2,79	0,69	32,46	63,82	43,27
2,83	16,87	4	13,85	8,71	51,50	7,21	2,07	2,93	0,76	27,64	63,82	36,84
2,08	17,62	4	13,90	8,53	37,71	6,84	1,47	3,09	0,83	21,66	63,82	28,87
1,33	18,37	4	13,94	8,34	24,04	6,46	0,86	3,28	0,90	14,84	63,82	19,52
0,58	19,12	6*60*5	13,98	8,16	10,46	6,09	0,27	3,47	0,98	6,77	63,82	13,54

TABEL B.14

KOMBINATIE B

PUNT WIG OP Z = H

$\theta = 73,06^\circ$

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_p \cdot R \cdot \frac{e_c}{e_0} = 63,82 \text{ kN}$$

$$T_F = \frac{1}{\sigma_F} \cdot 26 \int \sigma_F^* dx = \frac{1}{\sigma_F} \cdot 26 \cdot \int^* [\sigma_{11} (L - 2e - \frac{Z-z}{\gamma_{g\theta}}) + \sigma_{12} (e' - \frac{Z-z}{\gamma_{g\theta}})] dx$$

$$\text{VEILIGHEIDSCOEFFICIENT } F = \frac{\sum n \cdot \bar{T}_i}{\sum T_i} = \frac{3003,6}{516,67} = 5,81$$

$$\begin{aligned}
 \text{waterdruk: } & 6.3 * 20 * 1.00 = 126 \text{ kN/m} \\
 & 2 * 0.5 * 20 * 1.00 = 20 \text{ kN/m} \\
 Q_H(\text{bolder}) & 36.67 * 1.50 = \frac{55.01 \text{ kN/m}}{201.01 \text{ kN/m}} +
 \end{aligned}$$

$$\text{Er geldt: } \Sigma T_i = Q_H + (G_{2g} + q) \tan(73.06 - 25) = 991.04 \text{ kN/m}$$

Kombinatie B (tabel B14):

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 75 \text{ kN/m} \\
 G_{2\text{droog}} &= \left(\frac{10.9}{\tan \theta} \right)^2 * 10 * 0.5 * 1.00 = 99.20 \text{ kN/m} \\
 & \quad \frac{8.3}{\tan \theta} * 10 * 1.00 = 45.51 \text{ kN/m} \\
 G_{2\text{nat}} &= \left(\frac{8.3}{\tan \theta} \right)^2 * 10 * 1.00 = 63.91 \text{ kN/m} \\
 q_{\text{verd}} &= 0 \text{ (in combinatie B)} \\
 (G_{2g} + q) &= 203.62 \text{ kN/m} \\
 Q_H &= 201.01 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Dus: } \Sigma T_i = 201.01 + 203.62 \tan(73.05 - 25) = 516.67 \text{ kN/m}$$

Conclusie resultaten: De wig blijkt ruim voldoende stabiel. Daarom wordt een geval met een kleinere hoek θ onderzocht (situatie II).

Situatie II (zie fig. B7):

aannames -breuklijn tot achterkant betonnen plaat
 -punt van wig op $z = 1/2H \Rightarrow \theta = 55.1$

Kombinatie A (tabel B15):

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 6 * 0.5 * 25 * 1.35 = 101.25 \text{ kN/m} \\
 G_2 &= \frac{9.85}{\tan \theta} * 20 * 9.85 * \frac{1}{2} * 1.35 = 913.73 \text{ kN/m} \\
 q &= 6 * 24 = 144.0 \text{ kN/m} \\
 (G_{2g} + q) &= 1150.90 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

waterdruk: /

$$\text{bolderkruicht: } 36.67 * 1.5 = 55.01 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dus: } \Sigma T_i &= Q_H + (G_{2g} + q) \tan(\theta - \varphi) \\
 &= 55.01 + (1014.90 + 144) \tan(55.1 - 25) \\
 &= 726.85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Z-x	η	H-η	3N*b*x*ε	L-2e	$(L-2e) - \frac{Z-x}{\eta \cdot \theta}$	σ_{II}	ℓ'	$\ell' - \frac{Z-x}{\eta \cdot \theta}$	σ_{I2}	f^*	T _F	T _{max}	n · $\bar{T}_i$
19.33	0.37	10 * 60 * 5											
18.58	1.12	10											
17.83	1.87	10											
17.08	2.62	10											
16.33	3.37	8 * 60 * 5											
15.58	4.12	8											
14.83	4.87	8											
14.08	5.62	8											
13.33	6.37	8											
12.58	7.12	8											
11.83	7.87	6 * 60 * 5											
11.08	8.62	6											
10.33	9.37	6											
9.58	10.12	6		13.15	12.96	301.03	10.59	10.40	1.42	0.47	147.24	63.02	127.64
8.83	10.87	6		13.27	12.56	276.89	10.21	9.50	1.48	"	131.29	63.02	127.64
8.08	11.62	4 * 60 * 5		13.38	12.14	253.40	9.84	8.60	1.53	"	116.16	63.02	85.09
7.33	12.37	4		13.48	11.72	230.41	9.46	7.70	1.59	"	102.00	63.02	85.09
6.58	13.12	4		13.57	11.29	207.98	9.09	6.81	1.66	0.47	80.71	63.02	85.09
5.83	13.87	4		13.66	10.85	185.94	8.71	5.90	1.73	0.48	77.86	63.02	85.09
5.08	14.62	4		13.73	10.40	164.28	8.34	5.01	1.81	0.55	75.57	63.02	85.09
4.33	15.37	4		13.80	9.95	142.94	7.96	4.11	1.90	0.62	70.93	63.02	85.09
3.58	16.12	4		13.86	9.48	121.90	7.59	3.21	1.99	0.69	64.14	63.02	85.09
2.83	16.87	4		13.91	9.01	101.90	7.21	2.31	2.09	0.76	56.12	63.02	74.80
2.08	17.62	4		13.95	8.53	80.48	6.84	1.42	2.21	0.83	45.79	63.02	61.04
1.33	18.37	4		13.97	8.02	60.02	6.46	0.51	2.34	0.90	34.74	63.02	46.31
0.58	19.12	6 * 60 * 5		13.99	7.52	39.68	6.09	—	2.48	0.98	23.39	63.02	46.79
[m]	[m]	[m]	[mm*mm]	[m]	[m]	[kN/m²]	[m]	[m]	[kN/m²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot k \cdot R \cdot \frac{e_s}{e_0} = 63,82 \text{ kN}$$

$$T_F = \frac{1}{2} \cdot 1.2 \cdot b \cdot \int_0^L \sigma \cdot dx = \frac{1}{2} \cdot 1.2 \cdot b \cdot \int_0^L [\sigma_{II} \cdot (L - 2e - \frac{Z-x}{\eta \cdot \theta}) + \sigma_{I2} \cdot (\ell' - \frac{Z-x}{\eta \cdot \theta})] \cdot dx$$

$$VEILIGHEIDSCOEFFICIENT \quad F = \frac{\sum n \cdot \bar{T}_i}{\sum T_i} = \frac{1079,85}{726,05} = 1,49$$

TABEL B.15 KOMBINATIE A

PUNT WIG OP Z = 1/2 H

θ = 55,1

Z-z	λ	H-2	3N×b×e	L-2e	$(L-2e) - \frac{Z-2}{2}$	σ ₁₁	ℓ'	ℓ' - $\frac{Z-2}{2}$	σ ₁₂	f*	T _F	T _{max}	n·T _i
19.33	10.50	0.37	10×60×5										
17.03	17.08	1.07	10										
16.33	15.50	3.37	0×60×5										
14.83	14.00	4.07	0										
13.33	12.50	6.37	0										
11.03	11.00	7.07	6×60×5										
10.33	9.50	9.37	6										
1.02	0.03	10.07	6	12.97	12.70	106.19	10.54	10.40	1.99	0.47	90.25	63.02	127.64
1.77	0.00	11.62	4×60×5	13.10	12.34	169.06	10.21	9.50	2.07	"	79.07	63.02	127.64
2.52	7.33	12.37	4	13.22	11.90	153.97	9.04	0.60	2.14	"	70.05	63.02	127.64
3.27	6.50	13.12	4	13.34	11.50	130.47	9.46	7.70	2.23	"	60.94	63.02	81.23
4.02	5.03	13.07	4	13.45	11.17	123.31	9.09	6.01	2.32	0.47	52.30	63.02	69.03
4.77	5.00	14.62	4	13.54	10.73	108.47	0.71	5.90	2.42	0.40	45.24	63.02	60.31
5.52	4.33	15.37	4	13.63	10.30	93.90	0.34	5.01	2.53	0.55	43.11	63.02	57.47
6.27	3.50	16.12	4	13.71	9.06	79.57	7.96	4.11	2.66	0.62	34.46	63.02	52.61
7.02	2.03	16.07	4	13.70	9.40	65.45	7.59	3.21	2.79	0.64	34.46	63.02	45.93
7.77	2.00	17.62	4	13.05	0.95	51.50	7.21	2.31	2.93	0.76	20.44	63.02	37.90
8.52	1.33	18.37	4	13.90	0.40	37.71	6.04	1.42	3.04	0.03	21.52	63.02	28.64
9.27	0.50	19.12	6×60×5	13.94	7.99	24.04	6.46	0.51	3.20	0.90	13.95	63.02	10.60
				13.90	7.51	10.46	6.09	-	3.47	0.90	6.16	63.02	12.32

TABEL B.16

KOMBINATIE B

PUNT WIG OP Z = 1/2 H

θ = 55.1°

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot j_2 \cdot R \cdot \frac{e_c}{e_0} = 63.02 \text{ kN}$$

$$T_F = \frac{1}{dF} \cdot 2.6 \int_0^H \sigma_1 dy = \frac{1}{dF} \cdot 2.6 \cdot j^* \left[\sigma_{11} (L - 2e - \frac{Z-2}{2}) + \sigma_{12} (L - \frac{Z-2}{2}) \right]$$

$$\text{VEILIGHEIDSCOEFFICIENT} \quad F = \frac{\sum n \cdot \bar{T}_i}{\sum T_i} = \frac{847.81}{451.60} = 1.80$$

Kombinatie B (tabel B16):

$$\begin{aligned}
 G_1 &= 75 \text{ kN/m} \\
 G_2 &= \frac{9.05}{\tan \theta} * 10 * 9.05 * \frac{1}{2} * 1.00 = 609.15 \text{ kN/m} \\
 q &= 0 \\
 (G_{2q} + q) &= 604.15 \text{ kN/m} \\
 Q_H &= 55.01 \text{ kN/m} \\
 \text{Dan: } \Sigma T_i &= Q_H + (G_{2q} + q) \cdot \tan(\theta - 25) \\
 &= 451.60 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Conclusie: Ook in dit geval is de veiligheid t.a.v. de stabiliteit voldoende.

Kontrolle uitwendige stabiliteit

Uit fig. B8 blijkt t.a.v. de stabiliteit het volgende:

1. Kantelen $M(R_v) > 1.5 M(R_H)$ dus veilig

2. Glijden $1.5 \cdot R_H < R_v \cdot \tan \varphi$

A: $1.5 * 1972.7 < 6610.60 * 0.73$
 $2959.05 < 4825.80$ klopt

B: $1.5 * 1492.20 < 4097.8 * 0.73$
 $2238.42 < 2991.39$ klopt

Deze eis is voor dit soort konstrukties meestal niet maatgevend.

3. Spanning onder het massief

$$A: e < \frac{L}{6} \Rightarrow q_{ref} = \frac{R_v}{L} \left[1 + \frac{6e}{L} \left(1 - \frac{B'}{2L} \right) \right] \quad \begin{array}{l} e = \text{excentriciteit} \\ B' = \text{meewerkende breedte} = L \end{array}$$

$$q_{ref} = 690.75 \text{ kN/m}^2$$

$$B: e > \frac{L}{6} \Rightarrow q_{ref} = 2 \frac{R_v^2}{3M} \left(1 - \frac{B' \cdot R_v}{12M} \right)$$

$$M = M(R_v) - M(R_H)$$

$$q_{ref} = 459.36 \text{ kN/m}^2$$

UITWENDIGE STABILITEIT

VERTIKALE BELASTING

eigen gewicht massief:

A: $\{(11,4 \times 20 \times 14) + (8,6 \times 12 \times 14)\} \times 1,35$

$$B: \int (114 \times 18 \times 14) + (86 \times 10 \times 14) \times 100$$

verdeelde belasting op massief

A: $14 \times 15 \times 1,6$

last door betonplaat

A: $2,5 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m}$

B: $3,5 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m}$

KRACHTEN [kN/m]		HEFBOOMSARM [m]	MOMENTEN [kNm/m]	
A	B		A	B
6259,68	4076,8	7	43813	28537,6
336	—	7	2352	
15	21	3	45	63
<u>6610,68</u>	<u>4097,8</u>		<u>46210</u>	<u>28609,6</u>

$R_v =$

HORIZONTAL BELASTING

hor. belasting t.g.v. veed. bel.
+ eigen gewicht

A:

B:

bolderkracht op betonplaat

$A + B$

horizontale waterspanning

$A + B$

KRACHTEN [kN/m]		HEFBOOMSARM [m]	MOMENTEN [kNm/m]	
A	B		A	B
1771,7		opgebouwd uit verschillende componenten	12653,89	9204,67
55	1291,28	19,7	1083,5	1083,5
146	55	opgebouwd uit verschillende componenten	473,3	473,3
	146			
$R_H = 1972,7$	1492,3		$M(R_H) = 14210,7$	10761,5

FIG. B.8

Conclusie

Wanneer men de resultaten van beide controleberekeningen met elkaar vergelijkt, dan blijkt voor $L = 14\text{m}$ de aanhechting in de bovenste lagen meer maatgevend te worden. In minder belangrijke mate neemt de trekkracht toe in de basis van het massief. Bepalend voor de keus in een dergelijk geval is de hoeveelheid wapeningsmateriaal (volume), welke voor beide gevallen toegepast moet worden. Rekening houdend met 7mm extra dikte voor het corrosieverlies levert dit:

$$L = 16\text{m} \Rightarrow 1.80 \text{ m}^3/3\text{m}$$

$$L = 14\text{m} \Rightarrow 1.65 \text{ m}^3/3\text{m}$$

Hieruit blijkt dat het verkorten van de strippen opweegt tegen het verbreden (t.a.v. aanhechting) en het hier en daar toevoegen van extra strippen (t.a.v. trekkracht). Het is niet gewenst de strippen nog verder te verkorten, aangezien men dan een lengte $L < 0.7H$ krijgt. Ondanks dat men zich aan deze vuistregel houdt, dient men de konstruktie nog wel te controleren op de uitwendige stabiliteit. Wanneer men glijcirkels gaat controleren, dient men hierbij ook de diepwanden te beschouwen. Vooralsnog wordt uitgegaan van $L = 14\text{m}$.

Betonnen bekledingselementen

Fig. B9 toont een tabel, waarin de dikte en het aantal haken van de platen bepaald worden door de belasting op de panelen.

aantal haken	4	5	6	7	8
dikte van de platen					
18	$\sigma_j \leq 65\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 110\text{kN}$	$\sigma_j \leq 65\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 110\text{kN}$			
22	$\sigma_j \leq 100\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 170\text{kN}$	$\sigma_j \leq 100\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 170\text{kN}$	$\sigma_j \leq 115\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 195\text{kN}$		
26		$\sigma_j \leq 130\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 220\text{kN}$	$\sigma_j \leq 160\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 270\text{kN}$	$\sigma_j \leq 195\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 310\text{kN}$	$\sigma_j \leq 225\text{kN/m}^2$ $nT_o \leq 350\text{kN}$

FIG. B.9

Nu blijkt in tabel Bl2 voor $z = 19.33\text{m}$ de waarde van $\Sigma \sigma_3$ 277.23 kN/m^2 te bedragen. In dit geval zou men dus buiten de tabel vallen. Wanneer men zou moeten voldoen aan een maximale waarde van $\sigma_3 = 225 \text{ kN/m}^2$, dan zou men een veel langere strip-lengte moeten toepassen. Na berekeningen blijkt, dat pas bij $L = 25\text{m}$ de waarde van σ_3 224.66 kN/m^2 bedraagt. Dat de spanningen bij dit ontwerp zo hoog oplopen wordt, zoals al eerder is vermeld, veroorzaakt door de waterbouwkundige omstandigheden. Een lagere φ veroorzaakt een grotere K_a en tevens wordt er met een water-overdruk gerekend.

Dit zou inhouden dat de bekleding bepalend gaat worden voor het ontwerp. Aangezien dit indruist tegen de ontwerpfilosofie van gewapende grond, dient men hiervoor een alternatief te zoeken. Men kan dit oplossen door meer betonwapening in de plaat aan te brengen. De laatste ontwikkeling op het gebied van de bekledings-elementen is de toepassing van platen van 14cm dikte. Om toch de belastingen op te kunnen nemen, wordt er meer betonwapening in de plaat aangebracht. Op dezelfde wijze kan men de platen van 26cm ook meer betonwapening geven, zodat toch een $\sigma_3 = 277.23 \text{ kN/m}^2$ opgenomen kan worden. Men dient dus meer met de betonwapening te spelen i.p.v. de dikte van de platen. Wel is het mogelijk, naarmate σ_3 naar boven toe afneemt, trapsgewijs steeds dunnere platen toe te passen. Men spaart zo beton uit en de polyester-filters kunnen deze diktevariatiën wel volgen.

Bijlage IIaSchatting zettingsverschillen

Tussen de stijve diepwandkonstructie en de erachter liggende keupermergel zullen zettingsverschillen ontstaan. Om in te zien hoe groot deze verschillen kunnen worden, is daarom een schatting gemaakt. De totale samendrukking kan bepaald worden door de som van de elastische samendrukking + de extra consolidatie.

t.g.v. elasticiteit:

$$\Delta l_1 = \frac{\sigma \cdot l}{E} = \frac{331.2 \cdot 10^3 \cdot 9}{25} = 119 \text{ mm}$$

met: $l = 9 \text{ m} =$ ongeveer de diepte van de diepwanden

$E = 25000 \text{ kN/m}^2 =$ gemiddelde van klasse II (zie fig. 2.6)

$\sigma = 331.2 \text{ kN/m}^2$ t.g.v. gewicht aanvulling (inclusief een gedeelte ondergedompeld)

t.g.v. consolidatie:

$$\Delta l_2 = m_v \cdot \sigma_k \cdot l = 0.05 \cdot 10^{-3} \cdot 331.2 \cdot 9000 = 149 \text{ mm}$$

met: $m_v =$ consolidatiecoëfficiënt $= 0.05 \frac{\text{m}^2}{\text{MN}} = 0.05 \cdot 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{kN}}$
(gemiddelde voor klasse II)

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 \approx 27 \text{ cm}$$

Het blijkt dat schattingen van samendrukkingen, volgens deze methode, enigszins pessimistisch zijn vergeleken bij metingen (lit. 6). Daarnaast is het mogelijk dat op grotere diepte de keupermergel een grotere hardheid heeft, waardoor de samendrukkingen geringer kunnen zijn. Omdat de diepwandkonstructie het merendeel van de verticale belasting opneemt, moet worden aangenomen dat op $z = 29 \text{ m}$ de voet van de diepwanden zettingen zal vertonen t.o.v. het erachter liggende grondlichaam. Dit werkt een reductie van de zettingsverschillen in de hand. Rekening houdend met deze factoren, lijkt een maximale waarde van 20 cm zettingsverschil niet onredelijk.

Bijlage IIbStabiliteitsberekening diepwandkonstruktie

In paragraaf 4.2 is reeds vermeld dat de situatie op 2 uiterste manieren benaderd kan worden.

1. Er treedt geen wrijving op langs het verticale schuifvlak en de zettingen en spanningsverdeling direkt achter de diepwandkonstruktie zijn maximaal (fig. B.10).

De belastingen op de diepwand zien er dan uit als in fig. B.11.

F_{H1} = de resulterende horizontale belasting uit het terre armée massief.

F_W = de resultante van de waterspanning achter de diepwand.

F_{H2} en F_{H3} : de resultantes van de korrelspanning achter de diepwand.

Aangezien de voorste diepwand maar een geringe insteek heeft, en de platen op de kolkbodem geen stempelende werking hebben, wordt ervan uitgegaan dat er aan de kolkzijde geen passieve gronddruk of andere kracht tot ontwikkeling kan komen.

T.a.v. de aktieve horizontale gronddrukcoëfficiënt wordt de cohesie gelijk aan nul verondersteld. Tezamen met $\varphi = 40^\circ$ en $\delta \approx 15^\circ$ levert dit m.b.v. de tabellen: $K_a \approx 0.2$.

Het aangrijpingspunt, vanaf de basis van de diepwand, van de horizontale belasting ligt op:

$$x_H = \frac{(1300.28 \times 9.3) + (1068.6 \times 4.65) + (225.1 \times 3.1) + (93 \times 6.2)}{1300.28 + 1068.6 + 225.1 + 93} = \frac{18325.2}{2687.0} = 6.82 \text{ m}$$

$$F_{H_{\text{tot}}} = 2687 \text{ kN/m'}$$

T.a.v. de vertikale belasting wordt de meest optimistische waarde genomen. Dus, een breedte van de diepwanden, onder het gehele terre armée massief door ($B = 14\text{m}$).

V_{tot} bestaat uit de som van het terre armée massief + diepwandkonstruktie + keupermergelgedeelte ingesloten door diepwanden.

$$V_{\text{tot}} = 7341.6 \text{ kN/m}$$

Fig. B.12 laat zien dat de resultante binnen de kern moet blijven.

Dit is één van de eisen t.a.v. de stabiliteit. Uit de figuur

blijkt dat de maximale tangens gelijk is aan $\frac{2.33}{6.82} = 0.342$.

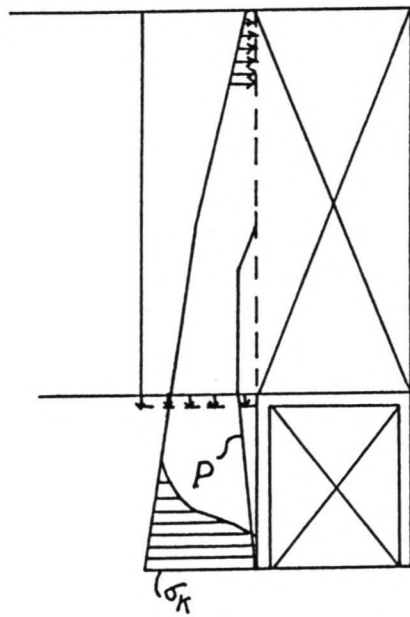


FIG B.10

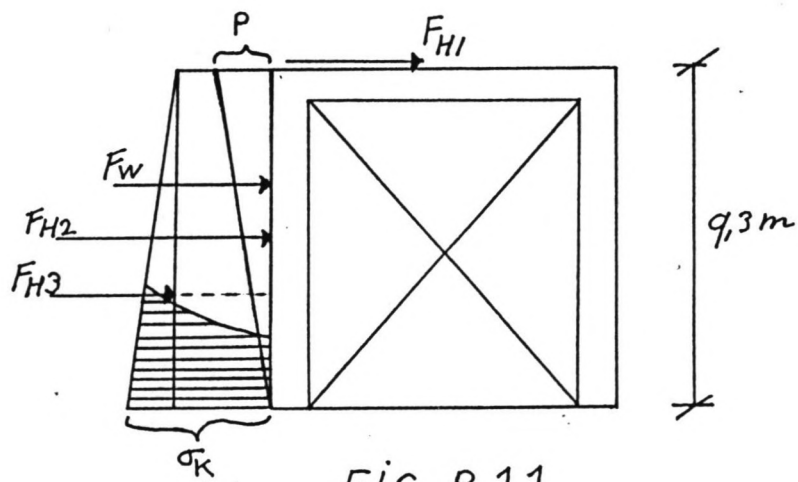


FIG B.11

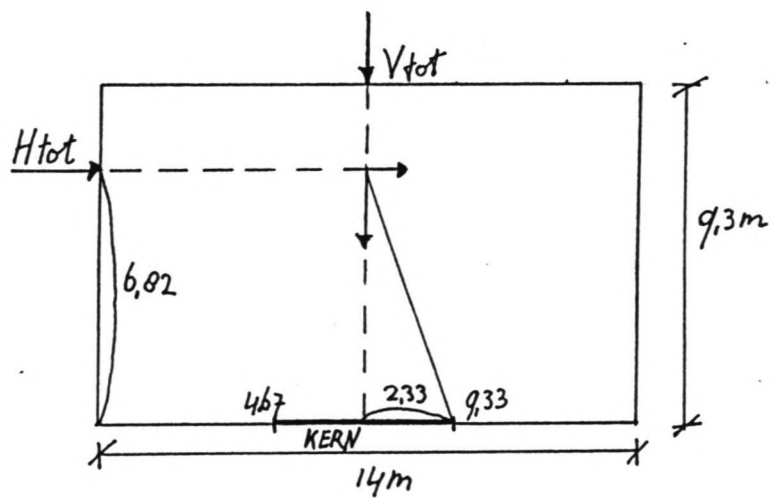


FIG B.12

Uit het quotiënt van $H_{\text{tot}}/V_{\text{tot}}$ volgt: $\frac{2687}{7341.6} = 0.366$, dus voldoet niet.

Het blijkt dat op deze wijze, zelfs bij een heel brede diepwandkonstruktie, de totale konstruktie niet stabiel is. Omdat het positieve effect van het terre armée gedeelte ook totaal verwaarloosd wordt, is deze benadering erg pessimistisch en wordt een andere weg ingeslagen.

2. Er treedt nu ter plaatse van het verticale schuifvlak een negatieve kleeft op, die twee effecten heeft:

- vergroting verticale belasting op diepwandkonstruktie
- reducering korrelspanning achter diepwand

De som van de horizontale korreldruk in het terre armée massief is 1300.3 kN/m. De negatieve kleeft wordt nu: $1300.3 \times \tan \varphi = 606.3 \text{ kN/m}$. Deze waarde komt als extra verticale kracht op de diepwandkonstruktie en zorgt tevens voor reductie van de korrelspanning erachter. Omdat de korrelspanning, normaal op deze diepte, 342.6 kN/m^2 bedraagt, kan dit in een extreme situatie inhouden dat de korrelspanning tot nul reduceert (fig. B.13). De mate waarin de reductie plaats vindt hangt af van de breedteverking van de ontlasting t.g.v. de negatieve kleeft.

Voor een breedte van de diepwandkonstruktie van 9m levert dit:

$$x_H = \frac{(1300.3 \times 9.3) + (93 \times 6.2) + (112.4 \times 3.1)}{1300.3 + 93 + 112.4} = 8.65 \text{ m} \quad \text{met } H_{\text{tot}} = 1505.7 \text{ kN/m}$$

$$x_V = \frac{4176.9 \times 4.5}{4176.9 + 606.3} = 3.93 \text{ m} \quad \text{met } V_{\text{tot}} = 4783.2 \text{ kN/m}$$

de maximale tangens is:

$H_{\text{tot}}/V_{\text{tot}} = 0.315$, dus voldoet niet.

Voor B = 11m: $x_H = 8.65 \text{ m}$ met $H_{\text{tot}} = 1505.7 \text{ kN/m}$

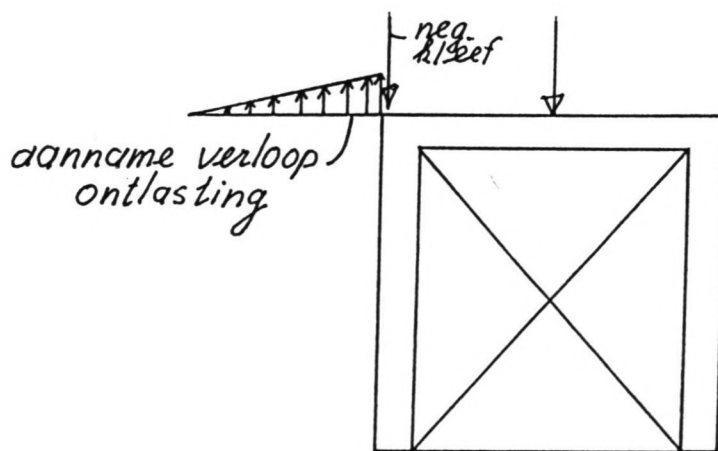
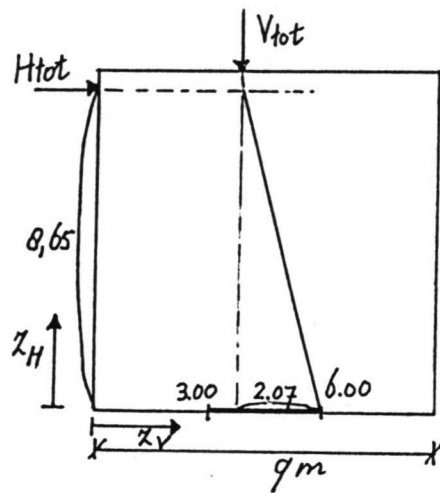
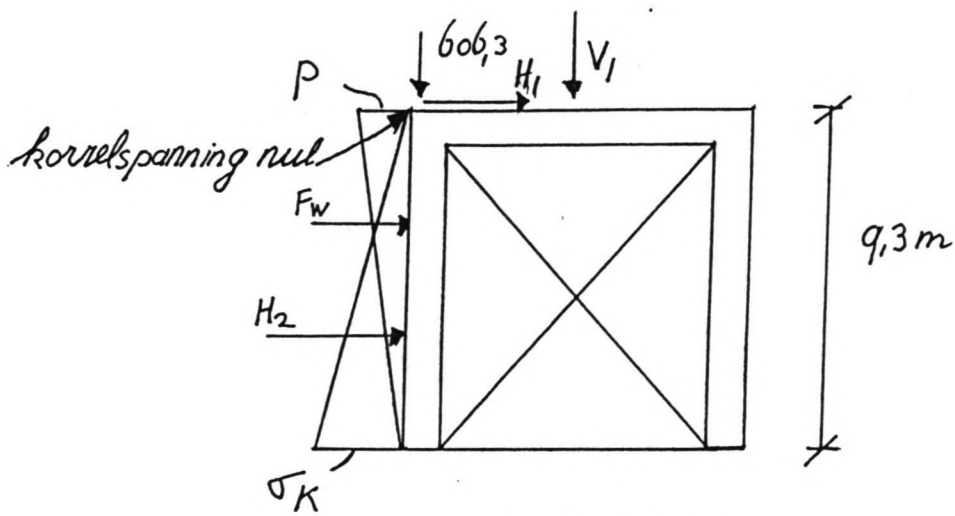
$x_V = 4.91 \text{ m}$ met $V_{\text{tot}} = 5687.4 \text{ kN/m}$

de maximale tangens is:

$H_{\text{tot}}/V_{\text{tot}} = 0.265$, dus resultante binnen kern

De benadering dat de korrelspanning tot nul kan reduceren, is echter erg optimistisch. Daarom wordt aangenomen dat ontlasting t.g.v. negatieve kleeft meer verdeeld plaats vindt, waarbij b.v. de ontlasting vlak tegen de wand maximaal is en aan het eind van de strippen minimaal (fig. B.15).

Op deze wijze zal er achter de diepwand een grotere korreldruk optreden, dan bij de eerste aanname. Dit levert een grotere horizontale belasting en de konstruktie blijkt bij een breedte van 11m niet stabiel te zijn. Omdat een breedte van 11m toch al



een forse konstruktie betekent, wordt een andere oplossing gezocht. Om een gedeelte van de horizontale belasting op te nemen, worden groutankers aangebracht. Wanneer men ze bevestigt aan de voorkant van de tussenschotten, krijgt men geen extra trekkrachten in de konstruktie, zoals bij een bevestiging aan de achterkant. Bij een hoek van 1:4 en enigszins gespreid (fig. B.16), zullen ze een grotere horizontale dan vertikale komponent hebben, wat wenselijk is. Het is mogelijk om ankers van 1250 kN toe te passen. Onder een hoek van 1:4 en een veiligheidscoëfficiënt van 1.5, levert dit een horizontale kracht van $3 \cdot \frac{1}{1.5} \cdot \frac{4}{\sqrt{17}} \cdot 1250 = 2425$ kN per tussenschot en 606.2 kN neerwaarts gerichte kracht per tussenschot.

De verankering heeft een positief effect op de stabiliteit, omdat een gedeelte van de horizontale belasting wordt gecompenseerd. Tevens kunnen de tussenschotten, die de horizontale belasting moeten opnemen, lichter gekonstrueerd worden. Een andere mogelijkheid is, het verkleinen van de afstand tussen de schotten. Des te kleiner deze afstand, des te meer ankers er aangebracht zijn en zal de resulterende horizontale belasting per tussenschot minder zijn, waardoor ze lichter uitgevoerd kunnen worden. Het zal er in de praktijk wel op neer komen, dat de sleuven voor de diepwanden met dezelfde grijper gegraven zullen worden, waardoor ze dezelfde afmetingen krijgen. Het verkleinen van de tussenafstand heeft tevens tot gevolg, dat de andere diepwapenplaten een kleinere overspanning krijgen, wat weer een gunstig effect heeft voor momenten en betonwapening.

Een andere mogelijkheid, die ook nog werd overwogen, was het aanbrengen van een extra plaat, die scharnierend op de diep wand werd aangesloten (fig. B.17). Het diep wand gedeelte dient, ter plaatse van de plaatoplegging, wel zwaarder uitgevoerd te worden. Voor de stabiliteit heeft dit de volgende konsekwenties:

- de helft van de vertikale belasting van de plaat wordt afgedragen aan de achterzijde van het diep wand gedeelte.
- doordat de plaat aan de ene kant stijf opgelegd is, en aan de andere kant met de zetting van het grondlichaam mee gaat, zal er onder de plaat aan de diep wand zijde een holte komen doordat het grondlichaam samendrukking vertoont en de plaat dit niet kan volgen.

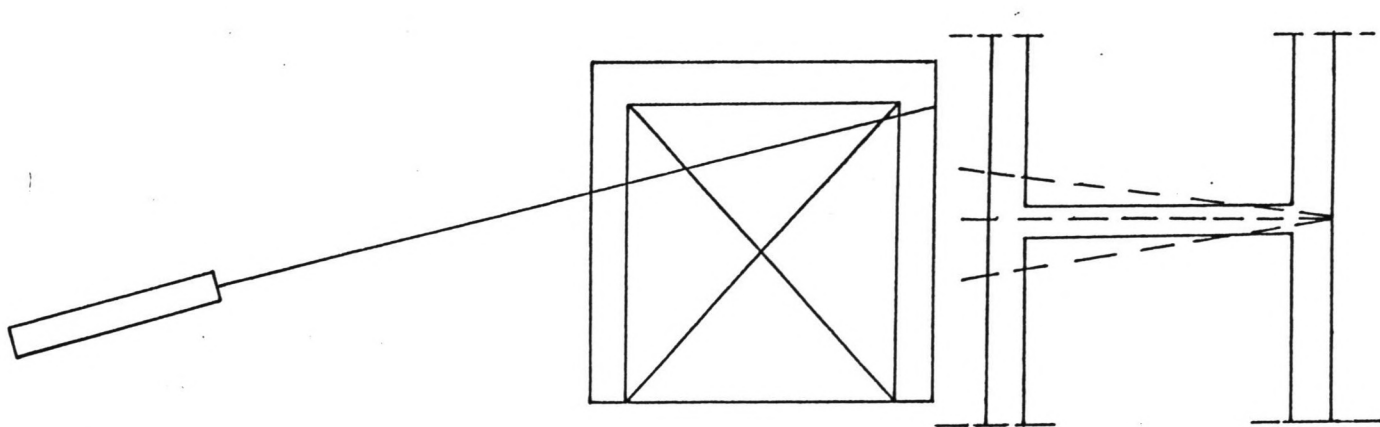


FIG B.16

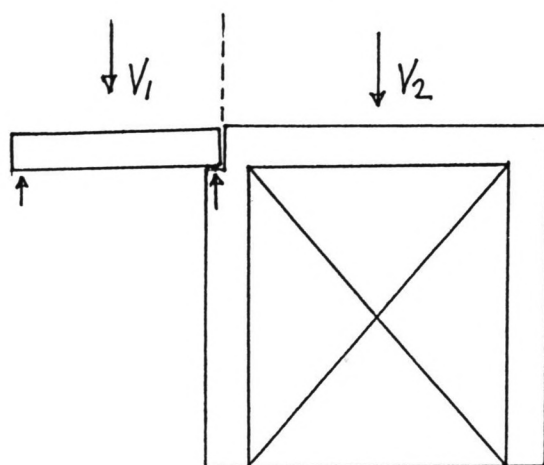


FIG B.17

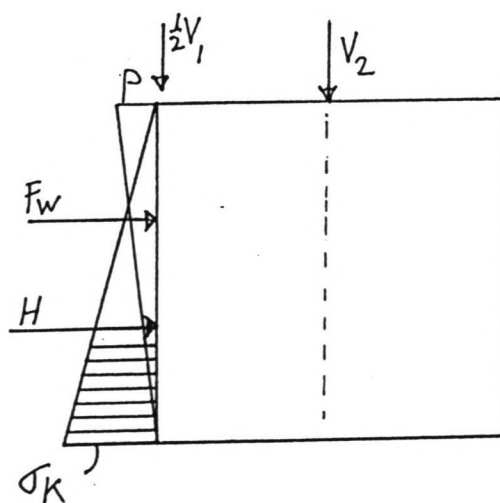


FIG B.18

De korrelspanning kan daardoor ter plaatse tot nul reduceren, wat een reductie voor de horizontale belasting inhoudt.

Een ander aspect van de plaat is, dat deze een te abrupte buiging van de strippen kan voorkomen. Maar aangezien dit gevaar, met de aanwezige keupermergel, niet erg waarschijnlijk is (zie ook schatting van zettingen: bijlage IIa), blijkt dat argument niet zo zwaar te tellen. Ondanks het feit, dat deze mogelijkheid stabiliteitsverhogende eigenschappen heeft, is er toch een breedte van 11m voor het diepwandgedeelte noodzakelijk (fig. B.18).

Voor B = 11m:

$$\begin{aligned} x_V &= \frac{500,1 \times 5,5}{500,1 + 513,9} = \frac{2744,0}{5595} = 4,99 \text{ m} \quad \text{met } V_{\text{tot}} = 5595 \text{ kN/m} \\ x_H &= \frac{(1300,3 \times 9,3) + (93 \times 6,2) + (112,4 \times 3,1)}{1300,3 + 93 + 112,4} = \frac{13017,8}{1505,7} = 8,65 \text{ m} \quad \text{met } H_{\text{tot}} = 1505,7 \text{ kN/m} \\ \text{maximaal mogelijke tangens: } & \frac{7,33 - 4,99}{8,65} = \frac{2,34}{8,65} = 0,271 \\ & \text{en } \frac{H_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}}} = 0,269 \end{aligned}$$

Dit blijkt te voldoen.

Omdat dit toch nog een forse diepwandkonstruktie oplevert en men tevens de extra plaat moet aanbrengen, wordt deze oplossing niet als ideaal beschouwd.

De keus voor verdere uitwerking valt dus op de mogelijkheid met een verankering. Met breedte B = 9m levert fig. B.19 de krachten op de konstruktie. De korreldruk achter de diepwand is gereduceerd t.g.v. de ontlasting van de negatieve kleef (fig. B.20).

Voor de stabiliteitsberekening houdt dit in:

aangrijpingspunt horizontale belastingen

$$x_H = \frac{(869,2 \times 9,3) + (93 \times 6,2) + (106 \times 4,65) + (112,5 \times 3,1)}{869,2 + 93 + 106 + 112,5} = \frac{9073,8}{1260,7} = 7,03 \text{ m} \quad H_{\text{tot}} = 1260,7 \text{ kN/m}$$

aangrijpingspunt verticale belastingen

$$x_V = \frac{(4176,9 \times 4,5) + (107,8 \times 9)}{4176,9 + 606,3 + 107,8} = \frac{19766,3}{4891} = 4,04 \text{ m} \quad V_{\text{tot}} = 4891 \text{ kN/m}$$

Om de resultante van de horizontale en verticale krachten wederom binnen de kern te laten vallen, is de maximaal mogelijke

$$\text{tangens: } \frac{1,96}{7,03} = 0,25 \quad \text{en } \frac{H_{\text{tot}}}{V_{\text{tot}}} = \frac{1260,7}{4891} = 0,25$$

Het blijkt dat de konstruktie juist aan deze stabiliteitseis voldoet. Andere stabiliteitseisen zoals glijden en kantelen zijn minder maatgevend en blijken ook te voldoen.

De mate waarin de verankering een gedeelte van de horizontale belasting opneemt, hangt af van de onderlinge afstand van de tussenschotten.

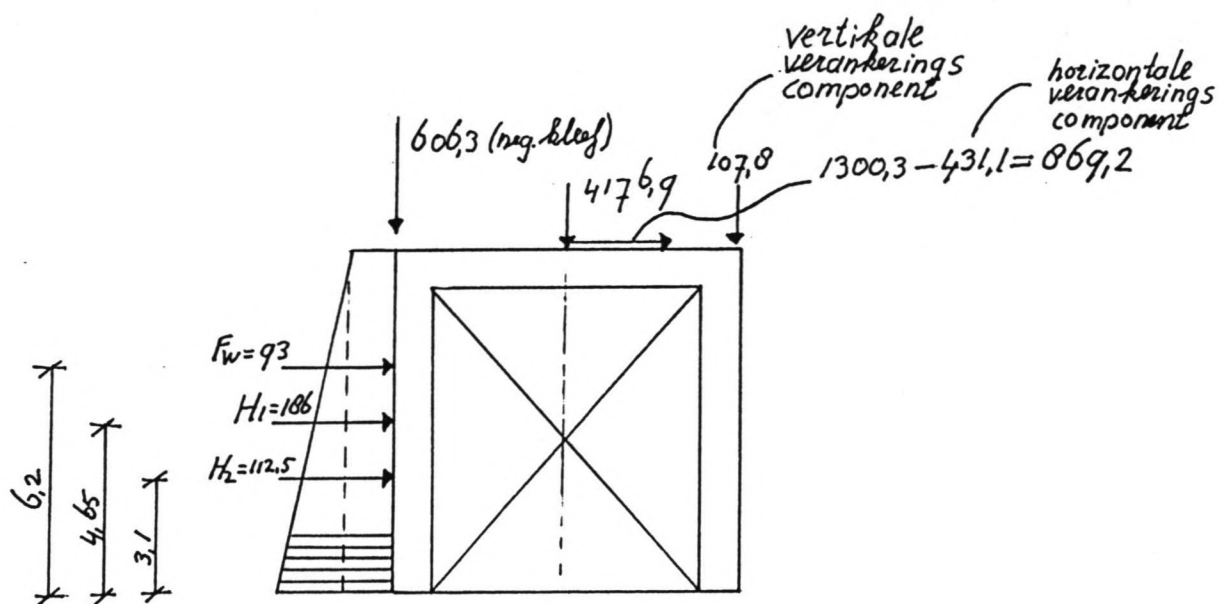


FIG. B.19

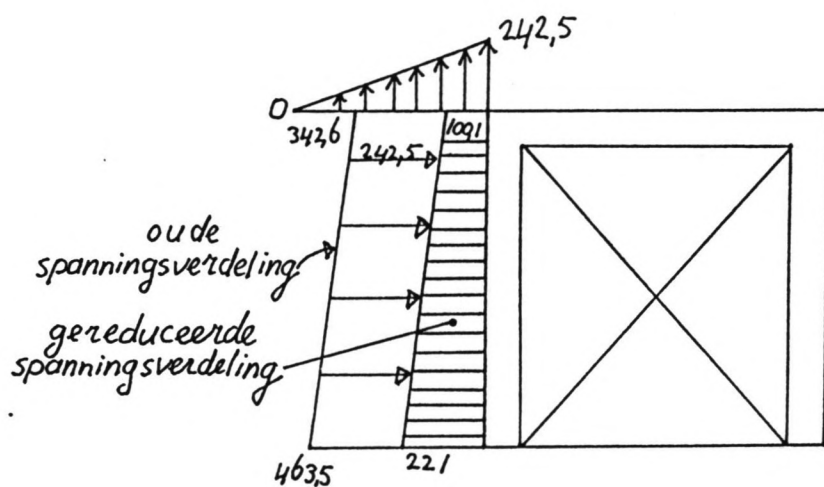


FIG. B.20

Deze afstand is ook bepalend voor de overspanning van de andere "platen" van de diepwandkonstruktie.

Bij bovengenoemde controle werd de ankerkracht per meter, bepaald door uit te gaan van een tussenafstand van de tussenschotten van 5.625m, wat verband houdt met de verhouding $l_y/l_x = 1.6$ (met $l_y = 9\text{m}$) uit tabel E-8 uit NEN 3880.

M.b.v. deze tabellen kan men platen schematiseren naar verschillende soorten opleggingen en variabele overspanningen. Het komt er op neer, dat een variatie met de tussenschotten tegelijk konsekwenties inhoudt voor de maatvoering van de andere delen van de diepwandkonstruktie.

Bijlage IIcDimensionering diepwanden

Tussenschotten: eerste benadering.

De ideale afstand tussen de schotten houdt mede verband met de meest wenselijke belastingafdracht van de andere platen. Bij de uitwendige stabiliteit was een eerste aanname gedaan van 5.625m. Dit levert een totale horizontale belasting:

$$H_{\text{tot}} = (869.2 + 93 + 186 + 112.5) * 5.625 = 7091 \text{ kN}$$

De belasting wordt door het tussenschot in diagonale richting opgenomen: $F = \sqrt{2} * 7091 = 10029 \text{ kN}$.

Loodrecht op deze drukkracht ontstaat in de andere diagonaal een trekkracht van dezelfde grootte (fig. B.21). Er wordt aangenomen dat de druk- en trekkracht door een strook van 3m wordt opgenomen.

aanname: druk wordt opgenomen door het beton met B25 en FeB400.

$$\begin{aligned} \gamma \cdot N &= b * h * f_{c,\omega} \\ 1.7 * 10029 * 10^3 &= 3000 * h * 17 \\ h &= 334 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B25: } f_{c,\omega} &= 0.85 * f_{c,0} \\ &= 0.85 * 0.8 * f_{cc} \\ &= 17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

trek wordt opgenomen door de wapening.

$$\omega > \frac{1.7 * N}{A_c * f_{sy}} = \frac{1.7 * 10029000}{334 * 3000 * 400} = 42.5 * 10^{-3}$$

$$A_s = \omega * A_c = 42.5 * 10^{-3} * 3000 * 334 = 42623 \text{ mm}^2/3\text{m} = 14208 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{neem: } 12 \phi_{K40} = 15000 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Horizontale afdekplaat:

De plaat die bovenop de tussenschotten geplaatst wordt, kan gezien worden als een doorlopende plaatligger op meerdere steunpunten. Bij de tussenschotten kan men de plaat ingeklemd denken. Het schema ziet er dan uit als in fig. B.22.

De optredende momenten zijn afhankelijk van de verhouding van l_y/l_x . Voor $l_y/l_x = 1.6$ levert dit:

$$\begin{aligned} m_{vx} &= 0.040 \text{ q } l_x^2 \\ m_{vy} &= 0.013 \text{ q } l_x^2 \\ m_{ix} &= -0.082 \text{ q } l_x^2 \\ a_x/l_x &= 0.21 \end{aligned}$$

De belasting op de plaat bestaat uit het erboven liggende terre armée massief. Dit geeft een druk van 342.6 kN/m^2 . Dit is een hoge

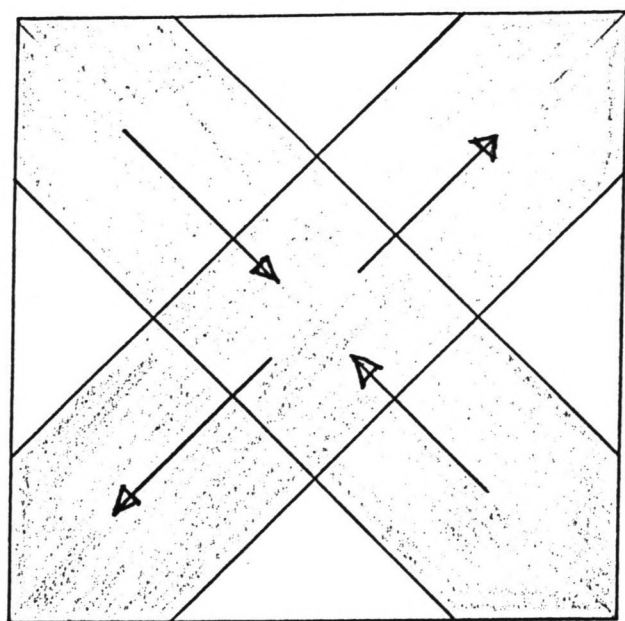


FIG B.21

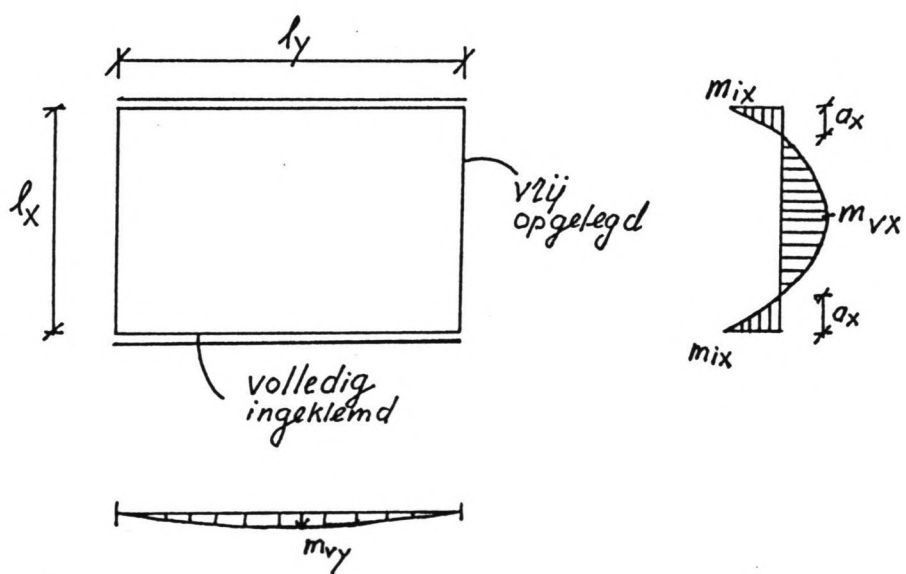
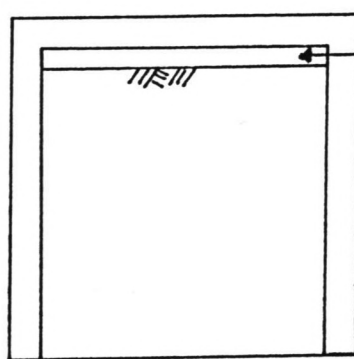


FIG B.22

verdeelde belasting, waarvoor een zwaar uitgevoerde plaat noodzakelijk is. Daarom is het wenselijk dat het binnenlichaam van de diepwandkonstruktie, ofwel de keuper mergel, een bepaalde tegendruk levert. Het is echter moeilijk te bepalen welke spanning er in de keuper mergel, vlak onder de plaat, heerst. Doordat de diepwanden, ter hoogte van de basis, meer zettingen zullen vertonen, zal ook in het omsloten keuper mergel een spanning worden opgeroepen. Er ontstaat op deze wijze een soort evenwichtssituatie tussen het draagvermogen van de diepwanden en dat van de keuper mergel. Alléén, is het nagenoeg onmogelijk een schatting van deze laatste waarde te maken. Nu kan men dit d.m.v. een kunstgreep oplossen. Men kan, tijdens het aanbrengen van de betonnen plaat, een holle ruimte onder de plaat houden (fig. B.23). Als men, na het verharden, de grond tot een bepaalde hoogte opgehoogd heeft, kan men onder druk cement-bentoniet in de holle ruimte aanbrengen. Na verharden van de cement-bentoniet blijft de spanning aanwezig. Na verder ophogen, zullen de diepwanden nog iets meer zettingen aan de voet vertonen, waardoor de druk nog verder toeneemt. Op deze wijze kan men dus altijd een minimale waarde voor de spanning aanbrengen, zodat men voor de berekening altijd een gegeven waarde heeft. De belasting op de plaat kan door deze tegendruk gereduceerd worden. Een ander gevolg van deze drukverhoging is, dat de korreldruk van het keuper mergellichaam, onder de cement-bentoniet, toeneemt. De horizontale korreldruk op de diepwanden neemt dus toe. Aangezien de afmetingen (dikte) van de verschillende platen, vanwege het konstruktieve aspekt, toch in dezelfde orde van grootte dienen te zijn, moet men een dergelijke druk aanbrengen waarbij dit ook gerealiseerd wordt.

Fig. B.24 toont de korrelspanningen, die op de konstruktie werken. Wanneer er nu een extra druk onder de plaat wordt aangebracht, resulteert dit in een extra druk van het inwendige keuper mergellichaam. Dit kan voor de achterste wand inhouden dat er een resulterende belasting, naar buiten gericht, aanwezig is. Dit houdt in, dat de reeds aanwezige korrelspanning in eerste instantie reducerend werkt. Bij de voorste wand is dit niet het geval, aangezien er behalve een klein waterstandsverschil geen tegendruk aanwezig is. Het is de bedoeling dat er naar één sleufdikte wordt gestreefd. Daarom wordt de maatgevende voorste wand vergeleken met de bovenplaat.



cement-bentoniet

FIG B.23

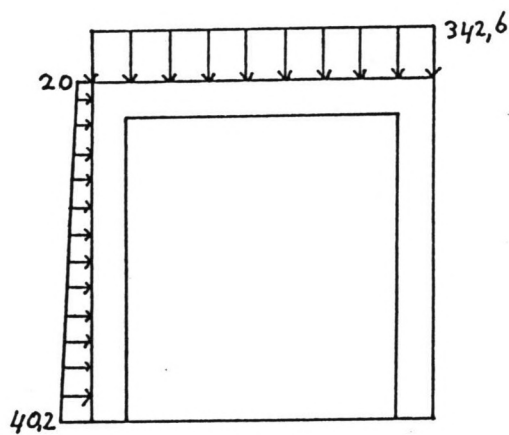


FIG B.24

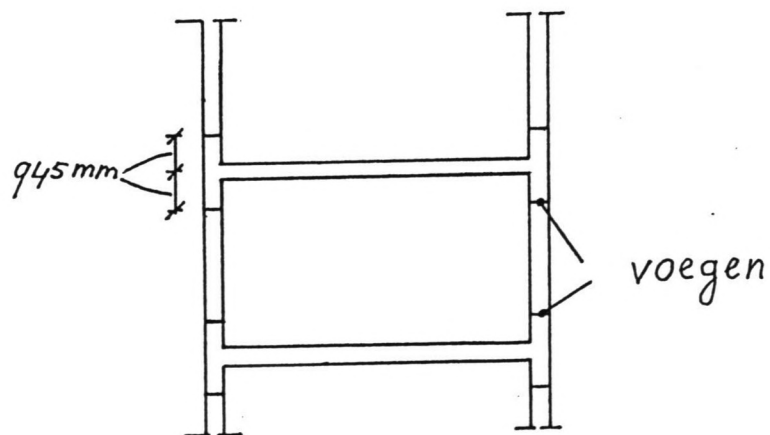


FIG B.25

Bepaling belasting

Stel: De druk onder de bovenplaat wordt op 250 kN/m^2 gebracht.
 De resulterende spanning op de plaat is dan $342.6 - 250 = 92.6 \text{ kN/m}^2$.
 De verticale korrelspanning aan de voet van de voorste wand is dan:
 $250 + (9 \times 13) = 367 \text{ kN/m}^2$. De horizontale korrelspanning wordt
 dan (met $K_a = 0.2$): $367 \times 0.2 = 73.4 \text{ kN/m}^2$.

Door het verhogen van de cement-bentoniet druk is het mogelijk, de belastingen gelijk te laten worden. De cement-bentoniet wordt echter tijdens de bouwphase van het gewapende grond massief aangebracht. Als daarna het massief verder wordt opgehoogd tot z'n uiteindelijke niveau, neemt de verticale belasting op de diepwand-konstruktie toe. De wanden zullen dan nog wat extra zettingen vertonen, waardoor de betonnen plaat nog wat extra op het keuper mergel-lichaam gaat rusten. Er ontstaat daardoor een wat hogere spanning tegen de onderkant van de plaat (extra reductie) en ook zal de horizontale korreldruk op de verticale diepwanden iets verhogen. Door dit verschijnsel groeien de waarden van de belasting op de plaat (92.6 kN/m^2) en de diepwand (73.4 kN/m^2) naar elkaar toe en lijkt de aanname veilig.

Bepaling ideale plaatdikte

Bij het afschatten van de plaatdikte wordt uitgegaan van de volgende vuistregel: $\sigma = \frac{M}{W}$

met: $M = \frac{1}{12} \cdot q \cdot l^2 \rightarrow$ benadering voor inklemming

$W = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \rightarrow b = 1000 \text{ mm}$

$\sigma = 8 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ gemiddeld genomen neemt men $10-11 \text{ N/mm}^2$, maar omdat men

met een grote konstruktie te maken heeft, wordt 8 N/mm^2 genomen, wat resulteert in een iets grotere konstruktiedikte.

Dit levert: $h^2 = \frac{\frac{1}{12} \cdot q \cdot l^2}{\sigma \cdot \frac{1}{6} \cdot 1000}$

1. $l_x = 5.625 \text{ m}$ (afstand tussen de schotten)

op bovenplaat: $q = 92.6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow h = 428 \text{ mm}$

op voorwand : $q = 73.4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow h = 381 \text{ mm}$

tussenschot was reeds bepaald op $h = 334 \text{ mm}$

Met een sleufdikte van 500 mm levert dit een ontgraving van $1.71 \text{ m}^2/\text{m}'$.

$$2. l_x = 9.0\text{m}$$

$$\text{tussenschot: } H = \frac{9}{5.625} \cdot 7091 = 11346 \text{ kN}$$

$$H_{\text{diagonaal}} = 16045 \text{ kN}$$

op identieke wijze als de eerdere berekening levert dit: $h = 535\text{mm}$.

$$\text{bovenplaat: } h = 685\text{mm}$$

$$\text{voorwand : } H = 610\text{mm}$$

Met een sleufdikte van 800mm levert dit een ontgraving van:
 $2.26 \text{ m}^2/\text{m}'$.

$$3. l_x = 4.5\text{m}$$

$$\text{tussenschot: } H = 5673 \text{ kN, } H_{\text{diagonaal}} = 8023 \text{ kN} \quad h = 268\text{mm}$$

$$\text{bovenplaat : } h = 342\text{mm}$$

$$\text{voorwand : } h = 305\text{mm}$$

Met een sleufdikte van 400mm levert dit een ontgraving
 van: $1.53 \text{ m}^2/\text{m}'$.

$$4. l_x = 3.6\text{m}$$

$$\text{tussenschot: } H = 4538 \text{ kN, } H_{\text{diagonaal}} = 6418 \text{ kN} \quad h = 214\text{mm}$$

$$\text{bovenplaat : } h = 274\text{mm}$$

$$\text{voorwand : } h = 244\text{mm}$$

Met een sleufdikte van 300mm levert dit een ontgraving
 van: $1.3 \text{ m}^2/\text{m}'$.

Conclusie: Door de overspanning te verkleinen, blijkt men steeds minder ontgravingsvolume nodig te hebben. Naast het volume is echter ook het oppervlak bepalend. Des te meer tussenschotten, des te meer sleuven er dienen te komen. Ook heeft dit consequenties voor de wapening. Men dient meer korven te maken en aansluitpunten te realiseren, wat meer handelingen inhoudt. Men ziet dat een overspanning van 3.6m resulteert in een sleufdikte van 300mm. In de praktijk zij de sleuven, vanwege de dikte van de grijpers, nooit smaller dan 0.40m. Dit komt neer op een overspanning van 4.5m. Het kan mogelijk zijn dat de hardheid van de keuper mergel een grijperdikte van 0.60m vereist, maar vooralsnog wordt uitgegaan van een overspanning van 4.5m.

Nadere uitwerking wapening

Hieronder wordt beknopt ingegaan op de meest relevante wapening. Aan de hand van de optredende momenten wordt een afschatting gemaakt van de benodigde wapening.

Tussenschotten

$$\omega > \frac{\gamma \cdot N}{A_c \cdot f_{sy}} = \frac{1.7 \cdot 8023000}{400 \cdot 3000 \cdot 400} = 28.4 \cdot 10^{-3}$$

$$A_s = \omega \cdot A_c = 28.4 \cdot 10^{-3} \cdot 3000 \cdot 400 = 34098 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 11366 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}'} \quad \text{neem: } 10 \phi_{k40} = 12566 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

bovenplaat: voor $l_y/l_x = 2$ geldt (fig. B.22):

1. $m_{vx} = 0.042 \cdot q \cdot l_x^2 = 78.76 \text{ kNm/m}'$
2. $m_{vy} = 0.013 \cdot q \cdot l_x^2 = 24.38 \text{ kNm/m}'$
3. $m_{ix} = 0.083 \cdot q \cdot l_x^2 = 155.64 \text{ kNm/m}'$

Het afschatten van de wapening geschiedt met de formule:

$$A_{s, \text{req}} = \frac{\gamma \cdot m}{0.95 \cdot d \cdot f_{sy}} \quad ; \quad \gamma = 1.7 \quad ; \quad d = 400 - 70 - \frac{1}{2} \phi_k \approx 320 \text{ mm.}$$

1. $A_{s, \text{req}} = 1101 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 16 - 180 \quad (1117 \text{ mm}^2/\text{m}')$
2. $A_{s, \text{req}} = 341 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 10 - 230 \quad (341 \text{ mm}^2/\text{m}')$
3. $A_{s, \text{req}} = 2176 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 20 - 140 \quad (2244 \text{ mm}^2/\text{m}')$

Kontrole h

Voor een snelle bepaling van h wordt bij platen meestal gebruik gemaakt van de volgende formule:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{q}{(90 + 13 \omega_d \times 10^3) \cdot b}} \cdot l_{\min} \quad \text{met} \quad \omega_d = \frac{A_s}{0.9 \cdot h \cdot b}$$

Dit levert op: $h \geq 275 \text{ mm}$, dus de gekozen waarde is voldoende.

voor/achterwand

1. $m_{vx} = 62.43 \text{ kNm/m}'$; $A_{s, \text{req}} = 873 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 16 - 230 \quad (874 \text{ mm}^2/\text{m}')$
2. $m_{vy} = 19.32 \text{ kNm/m}'$; $A_{s, \text{req}} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 8 - 185 \quad (272 \text{ mm}^2/\text{m}')$
3. $m_{ix} = 123.37 \text{ kNm/m}'$; $A_{s, \text{req}} = 1725 \text{ mm}^2/\text{m}' \longrightarrow \phi_k 20 - 180 \quad (1745 \text{ mm}^2/\text{m}')$

De diepwanden dienen, vanwege de bouwwijze, voegen te bezitten. De tussenschotten konden door de diagonale wapening geen onderbreking, in de vorm van voegen, hebben.

De meest geschikte plaatsen van de voor- en achterwand om de voegen te plaatsen is dáár, waar de momentenlijn minimaal of nul is. Uit tabel E-8 uit NEN 3880 blijkt dit voor $l_y/l_x = 2$ op een afstand van $a_x = 0.21 \cdot l_x$ van de tussenschotten te liggen, ofwel 945 mm (fig. B.25).

Bijlage II dKontrolle glijcirkel

Hieronder is een stabiliteitskontrolle van een cirkelvormig glijvlak uitgevoerd. Er is hier gebruik gemaakt van de methode van Fellenius. Er geldt de volgende formule:

$$F = \frac{\sum \{ [c + \gamma h \cdot \cos^3 \alpha \cdot \tan \phi] / \cos \alpha \}}{\sum \gamma h \cdot \sin \alpha}$$

In tabel B.17 zijn voor de verschillende lamellen de waarden van c , α , γh en ϕ gegeven. Er werd met de volgende gegevens gerekend:

aanvulling: $c = 0$ keuper mergel: $c = 30 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 35^\circ$ $\phi = 40^\circ$
 $\gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_n = 12 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_n = 13 \text{ kN/m}^3$

G.W.S. werd aangenomen op O.D. + 3m.

lamel	$h \text{ [m]}$	$\alpha \text{ [}^\circ\text{]}$	$\gamma h \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$c \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$\phi \text{ [}^\circ\text{]}$
1	24.6	3.5	388.5	4.8	35.79
2	24.0	11.0	356.8	4.1	35.72
3	23.0	18.0	356.8	3.45	35.58
4	21.6	26.0	309.2	2.16	35.36
5	19.6	34.0	283.2	0	35
6	16.8	43.0	249.6	0	35
7	13.0	54.0	204	0	35
8	5.4	71.5	108	0	35

TABEL B.17

Voor het getekende glijvlak (fig. B.26) werd F bepaald op 1.57.

Bij de berekening zijn de volgende aspecten van belang:

-T.a.v. het volumegewicht is rekening gehouden met een gedeeltelijke onderdompeling.

-Bij c en ϕ zijn de waarden gemiddeld, indien de lamel uit 2 grondsoorten bestond.

-Bij lamel 1 en 3 werd bij de schuifspanning van de keuper mergel de dwarskracht van de betonnen diepwanden opgeteld.

Hierbij werd uitgegaan van:

$$\begin{aligned} \tau &= 0.5 \cdot f_{ct,\omega} \\ &= 0.5 \cdot 1.17 \\ &= 0.585 \text{ N/mm}^2 \\ &= 585 \frac{\text{N}}{\text{mm}} / \text{m}' \end{aligned}$$

met

$$\begin{aligned} f_{ct,\omega} &= 0.52 (1 + 0.05 \cdot f_{cc}) \\ &= 0.52 (1 + 0.05 \cdot 25) \\ &= 1.17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

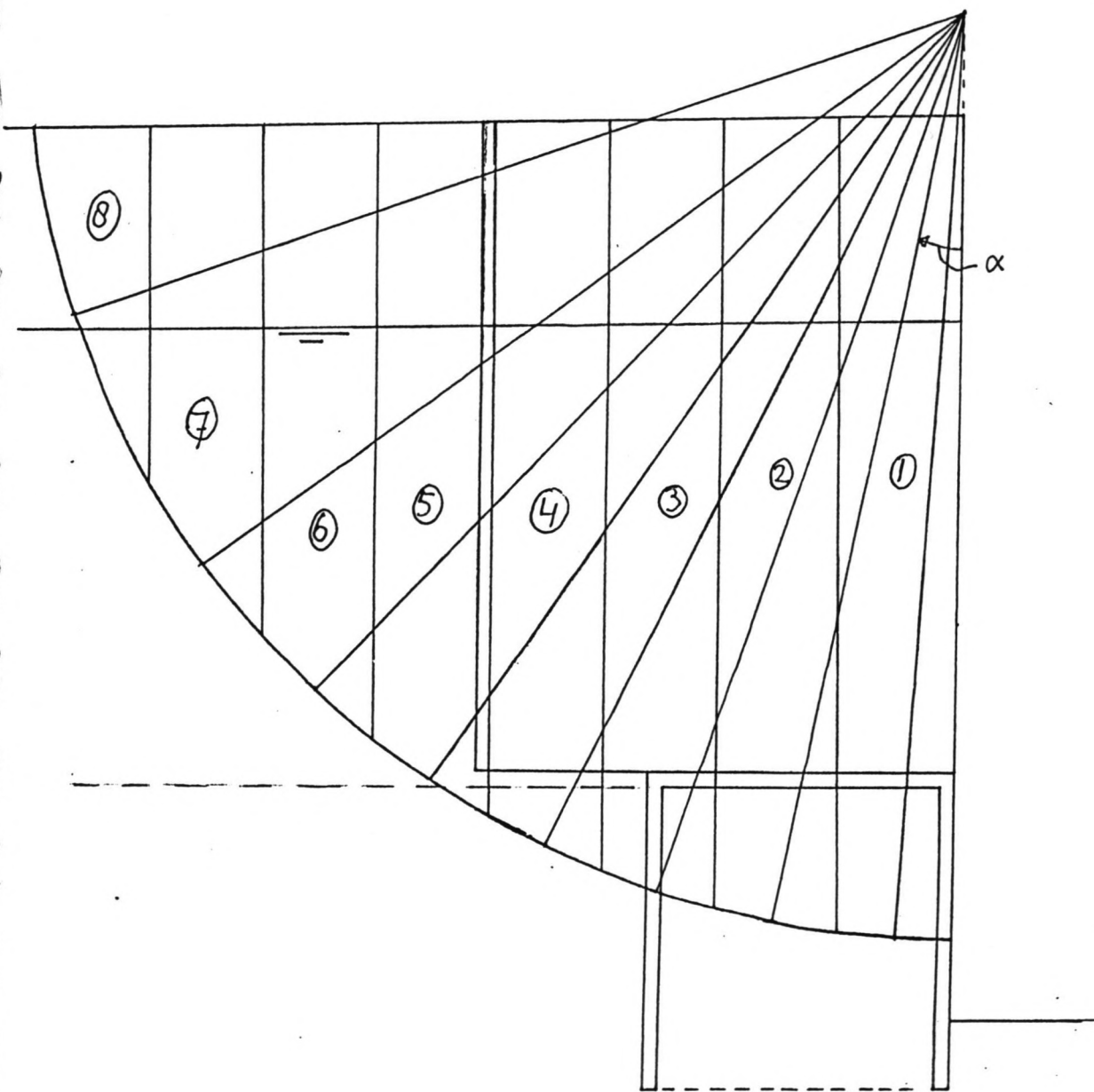


FIG B.26

Er vallen t.a.v. de gevolgde methode de volgende opmerkingen te plaatsen:

-Er is hier één glijvlak door de diepwandkonstruktie gecontroleerd. Normaliter worden er meerdere glijvlakken onderzocht, waarbij de laagste waarde van F moet worden gevonden.

-Er is hier uitgegaan van 8 lamellen. Indien men nauwkeuriger te werk wil gaan (computer), moet men kleinere lamelbreedtes nemen.

-Bij de methode Fellenius zijn de krachten tussen de lamellen verwaarloosd.

-Een waarde van $F > 1$ houdt, per defenitie, niet in dat de konstruktie ook werkelijk stabiel is.

-Er is hier geen rekening gehouden met de verankering. Ondanks het feit, dat de verankering maar voor een gedeelte verantwoordelijk is voor de stabiliteit, biedt deze nog wel een extra veiligheid.

