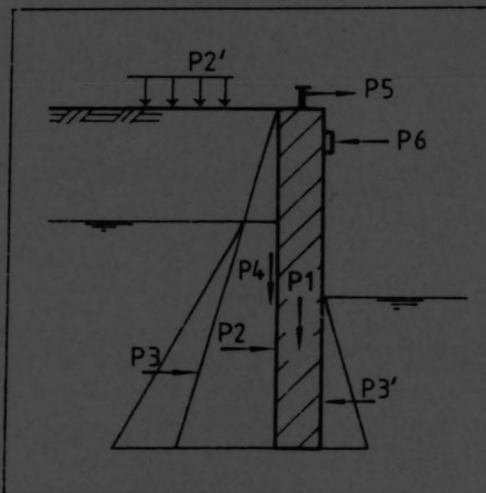

AANPASSING EN VERBETERING VAN SCHUTSLUIS EN HAVENKANAAL VAN GOES

DEEL 2b



ONDERWERP: Aanpassing en verbetering van schutsluis
 en havenkanaal van Goes

AFSTUDEERDER: E. Meijer

AFSTUDEERMAAND: Maart 1986

VAKGROEP: Constructieve waterbouwkunde

AFSTUDEERDOCENT: prof. ir. A. Glerum

BEGELEIDER: ing. K.G. Bezuyen

AANPASSING EN VERBETERING VAN SCHUTSLUIS EN
HAVENKANAAL VAN GOES

DEEL IIb SCHUTSLUIS

- schutkolk

6. Schutkolk

6.1 Randvoorwaarden

6.1.1 Afmetingen

6.1.2 Waterstanden

6.1.3 Grondgesteldheid

6.2 Oplossingsprincipes

6.2.1 Schutkolkwand

6.2.2 Schutkolkbodern

6.2.3 Combinatie wand-vloerconstructie

6.3 Keuzebepaling

6.4 Bakconstructie

6.5 Damwandconstructie

6.5.1 Niet waterdichte kolkvloer

6.5.2 Filtereisen

6.5.3 Stabiliteit van de toplaag

6.5.4 Filteropbouw

6.5.5 Waterdichte kolkvloer

6.6 Stalen damwand

6.6.1 Algemeen

6.6.2 Berekeningsmethode

6.6.3 Berekeningen

6. Schutkolk

De schutkolk is het gedeelte van de sluis waarin de schepen liggen tijdens verandering van het waterniveau.

De binnenste begrenzing wordt bepaald door het profiel van vrije ruimte (Fig 2-1). De constructie wordt gevormd door twee wanden en een vloer. Afhankelijk van de gekozen oplossing kunnen die zelfstandig of als een geheel worden beschouwd.

6.1 Randvoorwaarden

6.1.1 Afmetingen

Voor het ontwerp gelden de volgende afmetingen, welke volgen uit het profiel van vrije ruimte:

nuttige kolk lengte 88 m
 nuttige kolk breedte 12 m
 drempeldiepte NAP -4,50 m
 hoogte sluisplateau NAP +4,00 m

Bij moderne sluizen is de kolk breedte gelijk aan sluishoofddoortbreedte.

De drempeldiepte is over de gehele kolk gelijk aan die van het buitenhoofd.

6.1.2 Waterstanden

De volgende waterstanden zijn van belang:

buitenwaterstand	max	NAP +3,50 m
	min	NAP -3,00 m
binnenwaterstand	max	NAP +1,40 m
	min	NAP +1,10 m
laagste schutpeil (LSP)		NAP -1,50 m
hoogste schutpeil (HSP)		NAP +1,40 m
grondwaterstand	max	NAP +0,50 m
	min	NAP 0,00 m

6.1.3 Grondgesteldheid

Ter plaatse van de toekomstige sluis wordt beneden het aanleg-niveau van de sluisbodem (ca. -6,50 m) vrijwel uitsluitend zand aangetroffen.

Indien wordt gekozen voor de constructie van een betonnen bak-profiel, en dit zal zeker voor de sluishoofden het geval zijn, dan kan worden volstaan met een fundering op staal. Gezien de matige en wisselende conusweerstand tot een diepte van ca. -10,0 m moet dan wel de bodem van de bouwput mechanisch worden verdicht. De kwaliteit van de grondverbetering dient gelijkmatig te zijn, hetgeen kan worden vastgesteld door het uitvoeren van controlesonderingen. Bij een redelijke verdichting zal op een diepte van 0,6 m beneden het te verdichten oppervlak een conusweerstand van tenminste 6 MN/m^2 moeten worden geregistreerd. Een goede grondverbetering levert conusweerstand op van tenminste 10 MN/m^2 . Is hieraan voldaan, dan zullen zettingen t.g.v. klink in het verdichte zand niet optreden.

Na gereedkomen van de sluis en mogelijk reeds gedurende de bouw-fase wordt de bouwput weer aangevuld tot het niveau van het sluis-plateau: NAP +4,0 m. Hiervoor dient bij voorkeur het uit de bouwput of elders gevonden zand te worden gebruikt. Een eventuele aanvulling met klei zal een grote nazakking tengevolge hebben. De breedte waarover de zandaanvulling moet worden aangebracht, dient zodanig te zijn dat de verkeersbelasting vanaf de zijkant van een aan te leggen wegverharding onder een hoek van 45° kan spreiden.

Ter voorkoming van klink zou het zand enigermate verdicht kunnen worden, doch niet te veel, omdat zich dan een extra horizontale gronddruk kan instellen tegen wanden en hoofden. Het zand wordt als het ware opgespannen tussen de wand en het talud van de bouwput.

Uit de resultaten van de sonderingen blijkt dat beneden het aanlegniveau van de vloeren incidenteel samendrukbare klei en/of veenlaagjes voorkomen. Dit materiaal zal tengevolge van de belastingverhoging op de ondergrond direkt naast de sluis in vergelijk met de huidige toestand een geringe zetting ondergaan van naar schatting 5 à 10 mm. Hierdoor zal het aanvulzand t.o.v. de wanden iets verplaatsen, waardoor een vertikaal naar beneden gerichte schuifkracht op deze wanden wordt uitgeoefend. Wordt ervan uitgegaan dat de wanden niet mogen verplaatsen in horizontale zin, m.a.w. er wordt op deze wanden een neutrale gronddruk uitgeoefend, dan is die gelijk aan de halve verticale korrelspanning ($\lambda_n = 0,5$). In dat geval bedraagt de wrijving op de wanden $\text{tg} \delta \times \sigma_{\text{hor}}$, uitgaande van een wrijvingshoek $\delta = 2/3 \phi (=20^\circ)$ tussen de wanden en het aanvulzand.

Ten behoeve van de damwandberekeningen zijn de gegevens in de volgende tabel beschikbaar:

Tabel 6-I Grondgegevens

Laagindeling in m NAP	Grond- soort	γ kN/m ³	ϕ	c kN/m ²	δ o	λ_a	λ_n	λ_p	kH kN/m ³
+1,0 tot -0,5	zand	18,0	27,5	0	18	0,32	0,52	3,10	5 000
-0,5 tot -2,5	klei, zandig	17,5	22,5	2	15	0,38	0,62	3,00	4 000
tot -4,0	zand	20,0	30,0	0	20	0,28	0,50	3,20	20 000
tot -6,0	zand, kleiïg	19,0	27,5	0	18	0,34	0,54	3,10	15 000
-6,0	zand	20,0	32,0	0	22	0,32	0,50	3,30	30 000

Voor de neutrale gronddruk is gesteld: $\lambda_n = 1 - \sin \phi'$. De grootte van ϕ' voor zand is gerelateerd aan de gemeten conusweerstand.

6.2 Oplossingsprincipes

De minimale omgrenzing van het profiel van vrije ruimte wordt verkregen door twee verticale wanden en een vloer. Met name bij sluizen die onder normale omstandigheden open staan werd vroeger nog weleens een "groene kolk" toegepast met hellingen onder een natuurlijk talud. Het grote nadeel van deze oplossing is echter dat veel meer water omgezet moet worden. Naast de langere wachttijden voor de scheepvaart heeft dit tot gevolg dat het waterverlies uit het kanaalpand veel groter is. Deze oplossing wordt hier dan ook verder buiten beschouwing gelaten.

Stabiliteit van het verticale gedeelte is te verkrijgen door het aanbrenge van een grondkerende constructie. Deze kan al dan niet een geheel vormen met de vloerconstructie. De vloerconstructie kan waterdicht zijn (betonvloer) of niet waterdicht (filterconstructie). In het volgende zullen we diverse mogelijkheden nader beschouwen.

6.2.1 Schutkolkwand

De voornaamste funkties van de schutkolkwand zijn:

- grondkerende funktie

De wand moet de belasting als gevolg van gronddrukken kunnen opnemen. Vrijwel altijd zal eveneens waterdruk moeten worden opgenomen. Of de wand ook grondwater moet tegenhouden is o.a. afhankelijk van de mate van water aandrang.

- scheepvaartgeleidende functie

Teneinde beschadiging van schepen en constructie te voorkomen, zal de wand zowel in hoogte- als in lengterichting "glad" moeten zijn.

- verbindingsfunctie

Ten behoeve van het afmeren van de schepen zijn bolders nodig die, wegens de eis van een gladde wand, in de kolkwand ingekast zijn (haalkommen).

De verscheidene belastingen die op de kolkwand kunnen worden uitgeoefend zijn:

- gronddruk

De kolkwand dient de achterliggende grond tegen te houden. Afhankelijk van het type constructie wordt gerekend met een aktieve gronddruk (bij slappe constructie zoals een stalen-damwand) of een neutrale gronddruk (bij stijve constructies, zoals een betonnen keermuur). Na aanaarding van de gereedgekomen constructie moet worden gerekend op klink, hetgeen resulteert in een negatieve kleef op de kolkwand (zie ook par. 6.1.3).

- waterdruk

De maatgevende combinaties waarmee gerekend moet worden zijn:

- hoge grondwaterstand en lage waterstand in de kolk.

Er bestaat overigens geen noodzaak om de kolk geheel droog te zetten, zodat gerekend kan worden met de laagste voorkomende waterstand.

- lage grondwaterstand en hoge waterstand in de kolk.

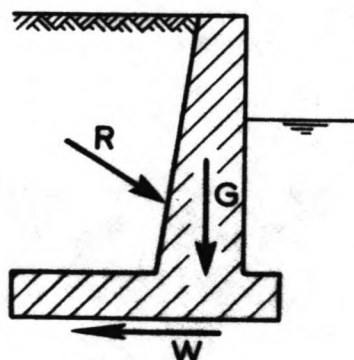
Nagegaan moet worden of zich gedurende de bouwfase bijzondere (eenmalige) situaties kunnen voordoen. Vaak is dit afhankelijk van de gekozen oplossing alsmede de methode van uitvoeren.

- eigen gewicht van de constructie
- eventuele (tijdelijke) bovenbelastingen naast en op de kolkwand
- troskrachten
- eventuele scheepsstoten

De resultante van allerlei mogelijke combinaties van deze belastingen kan worden ontbonden in een horizontale en een verticale component, welke door de constructie naar de ondergrond moet kunnen worden overgebracht. De volgende oplossingen zijn mogelijk:

Gewichtsconstructie

Figuur 6-1

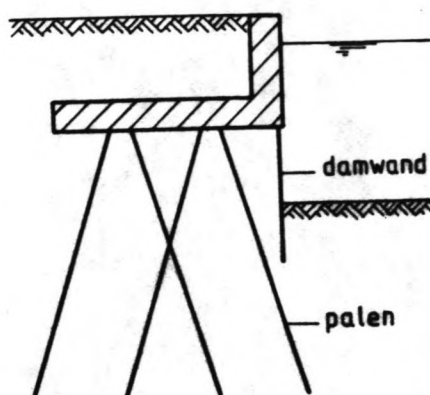


De horizontale kracht moet kunnen worden opgenomen door de wrijving tussen de onderkant van de wand en de grond. Dit leidt tot een relatief zware constructie. De horizontale kracht kan ook geheel of gedeeltelijk door de vloerconstructie geleverd worden. Bij een kleine sluis komt dan eerder een bakprofiel in aanmerking, waarbij bovendien sprake is van een waterdichte vloer.

Hooggefundeerde keermuur

Deze oplossing is van toepassing indien de draagkrachtige laag op grotere diepte is gelegen en de vaardiepte in de sluis groot

Figuur 6-2

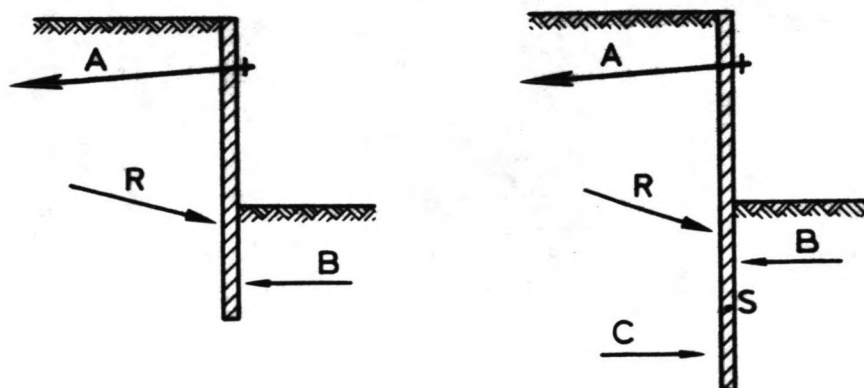


is. De horizontale en verticale krachten op de keermuur worden door de palen opgenomen.

In ons geval is een fundering op staal mogelijk, zodat deze oplossing verder buiten beschouwing kan blijven.

Damwandconstructie

Figuur 6-3



Een eenvoudige vorm van krachtsoverdracht via de ligger op twee steunpunten. De horizontale kracht wordt dan opgenomen door de reakties A en B (Fig 6-3). De horizontale reaktie A kan worden geleverd door een ankerkracht, terwijl de reaktie B door positieve korreldruk gevormd kan worden. Er zullen buigende momenten

in de damwand optreden, zodat een materiaal als staal in aanmerking komt. Om de buigende momenten zo klein mogelijk te houden kan men als volgt te werk gaan:

- de plaats van de ankerkracht A gunstig kiezen
- meer dan een anker aan brengen
- de horizontale kracht B zo hoog mogelijk laten aangrijpen; dit kan dan bijvoorbeeld geschieden door deze kracht via de kolkvloer te laten opnemen.
- het damwand dieper in te heien, zodat sprake is van een volledige inklemming van de damwand in de grond.

6.2.2 Schutkolkbodem

De voornaamste functies van de schutkolkbodem zijn:

- waterkerende functie

Al naar gelang de wateraandrang kan worden geëist dat de vloer waterdicht moet zijn of niet. Wordt een waterdichte vloer toegepast, dan moet ook de waterdruk worden opgenomen.

- stabiliteits functie

Mede in relatie tot de stabiliteit van andere functionele onderdelen, zoals sluishoofden en kolkwanden, moet de vloer een vaste ligging hebben, m.a.w. er mogen geen ontgrondingen optreden.

- krachtsoverdrachts functie

Tot de mogelijke oplossingen voor de kolkwandconstructie behoort ook die, waarbij de vloer een reactiekracht moet leveren.

Bij de keuze van een geschikte oplossing spelen de kosten altijd een voorname rol. Vanuit dit oogpunt moet dan ook overwogen worden of kan worden volstaan met een niet waterdichte kolkvloer. Bij dit type oplossing speelt vooral de relatie tussen de doorlatendheid van de ondergrond en die van de vloer een grote rol.

Men kan de volgende drie gevallen onderscheiden:

1) $k_{vl} = k_{gr}$

In feite is dan geen speciale constructie aanwezig. De stabiliteit van de bodem moet worden onderzocht. Hiertoe dient de uittreesnelheid van de grondwaterstroming te worden bepaald. Daarnaast kunnen de stromingen t.g.v. de scheepvaart of het vul- en ledigsysteem maatgevend zijn.

2) $k_{vl} < k_{gr}$

Hierbij kan gedacht worden aan een kleilaag die zich op de goed doorlatende ondergrond bevindt. Men dient dan rekening te houden met gevaar voor opbarsten.

3) $k_{vl} > k_{gr}$

In dit geval is het verhang over de vloerconstructie klein, zodat de vloer als een filterconstructie werkt.

Indien voor een waterdoorlatende vloer wordt gekozen zal zeker een filterconstructie moeten worden toegepast. De ontgrondingen die kunnen ontstaan door de waterbeweging in de schroefstraal maken een bestorting noodzakelijk. De filterconstructie dient om uitspoeling van de onderliggende zanddeeltjes te voorkomen.

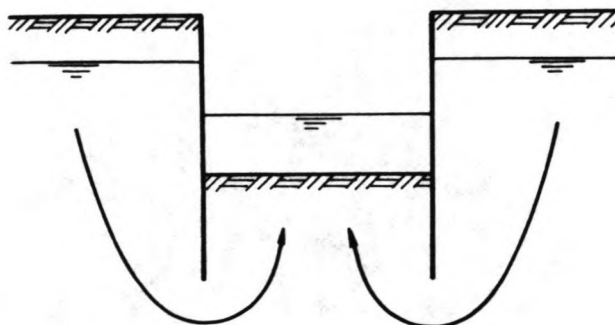
Toepassing van een waterdoorlatende kolkvloer betekent dat er grondwaterstromingen kunnen optreden:

- in de lengterichting van de sluis
- in de breedterichting van de sluis

Ook als sprake is van een waterdichte kolkvloer dient rekening gehouden te worden met achter- en onderloopsheid. De voorzieningen tegen achter en onderloopsheid vormen een van de funktionele onderdelen van de sluis. Indien sprake is van een dichte kolkvloer kan de benodigde damwandlengte tot een minimum worden beperkt vanwege de grotere kwallengte, namelijk de gehele sluis-

lengte (kolk + hoofden). Toepassing van een open kolkvloer betekent dat elk sluishoofd afzonderlijk moet worden beschouwd.

Naast de grondwaterstroming in de lengterichting kunnen ook stromingen in dwarsrichting optreden. Ook deze stromingen kunnen ontgronding en tenslotte bezwijken van de constructie tot gevolg hebben.



Figuur 6-4

Bovengenoemde problemen treden niet op indien een waterdichte kolkvloer wordt toegepast. In dat geval moeten de krachten die op de constructie werken kunnen worden opgenomen. De extreme belastinggevallen zijn:

- Een lage grondwaterstand en maximale waterstand in de kolk.
Dit resulteert in een neerwaartse kracht welke door de onderliggende grond moet worden opgenomen. In ons geval is de ondergrond, zeker na verdichting, draagkrachtig genoeg, zodat met een fundering op staal kan worden volstaan.
- Een hoge grondwaterstand en de minimale waterstand in de kolk.
De resulterende verticale belasting is het verschil tussen de stijghoogte van het grondwater onder de vloer en de hoogte van de waterkolom boven de vloer, vermeerderd met het eigen gewicht van de vloer. Is deze belasting positief dan kunnen de volgende

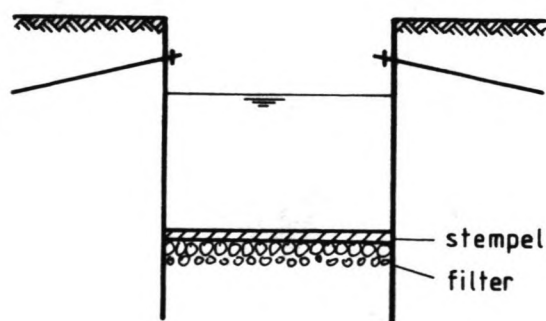
oplossingen worden overwogen:

- de vloer zwaarder maken (dikkere vloer en/of zwaardere toeslagmaterialen)
- de vloer voorzien van trekankers of trekpalen
- een verbinding maken tussen vloer en wanden

6.2.3 Combinatie wand-vloerconstructie

Naast oplossingen waarbij de wand- en vloerconstructie op zich zelf worden beschouwd, kan ook worden gekozen voor een oplossing waarbij deze op een of andere manier samenwerken.

Bij toepassing van stalen damwanden kan de vloer dienen als stempel tussen de beide kolkwanden. Bij een niet waterdichte kolkvloer moeten de verschillende functies worden gesplitst. De normaalkracht kan bijvoorbeeld worden overgedragen via betonnen balken (stempels), terwijl de stabiliteit van de vloer wordt verkregen door een filterlaag.

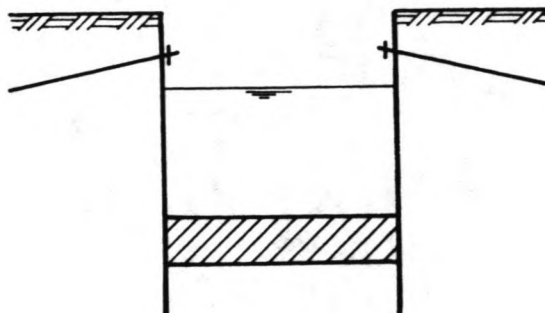


Figuur 6-5

In ons geval zijn de afmetingen van de sluis echter zodanig dat, indien een filterconstructie mogelijk is, met een verankerde damwand kan worden volstaan.

Wel wordt de mogelijkheid van een waterdichte constructie overwogen. De vloer kan dan worden uitgevoerd als een gewichtsvloer in beton, die bovendien een normaalkracht moet kunnen opnemen.

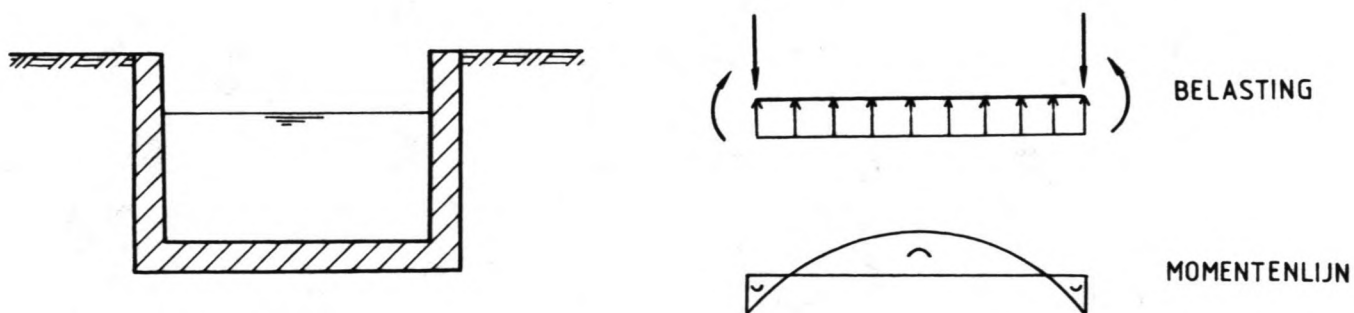
Figuur 6-6



Speciale aandacht moet worden besteed aan de voeg tussen de vloerplaat en de kolkwand. Door de normaalkracht en door wrijving tussen vloer en wand kan er een dwarskracht ontstaan, die momenten in de vloer en extra (vertikale) krachten in de wand oplevert. Dit is te voorkomen door een speciale oplegging die wel een normaalkracht, doch geen dwarskracht kan overbrengen, terwijl voorts de voeg waterdicht moet zijn.

Een andere mogelijkheid is om een gewapende betonvloer toe te passen, welke wel momenten en dwarskrachten kan opnemen. In dat geval komt gezien de afmetingen in ons geval een betonnen bakprofiel het meest in aanmerking.

Er is dan geen sprake van een voegconstructie, maar een stijve verbinding tussen wanden en vloer. Hierdoor worden steunpuntsmomenten geïntroduceerd, die een verkleining van het veldmoment betekenen.



Figuur 6-7

6.3 Keuzebepaling

De keuze van het meest geschikte kolktype wordt bepaald door de volgende factoren:

- breedte schutkolk en hoogte kolkwanden en hun onderlinge verhouding
- waterstanden, inclusief de grondwaterstand
- grondgesteldheid
- uitvoeringseisen
- beschikbaarheid van materiaal en materieel

Op basis van voorgaande beschouwingen komen in ons geval uit technisch oogpunt de volgende oplossingsprincipes in aanmerking:

1) Betonnen bakprofiel

- de afmetingen ($B = 12$ en $H = 8,5$ m) zijn gunstig te noemen
- waterstanden en grondwaterstand vormen geen probleem (de hoogte van het sluisplateau en de drempeldiepte zijn hier juist op afgestemd)
- de grondgesteldheid is zodanig dat met een fundering op staal kan worden volstaan
- voor de uitvoering is een bouwput met natuurlijke taluds en (retour) bemaling mogelijk
- geen "bizar" materiaal/materieel vereist (bestaande uitvoeringsmethoden toepasbaar)

2) Stalen damwand

A) met niet waterdichte kolkvloer; filterconstructie

- ook voor deze oplossing zijn de afmetingen gunstig
- de waterstanden en de grondwaterstand hebben wel invloed op de grondwaterstroming; de problemen die hieruit voortvloeien zijn in principe te ondervangen (goede filterconstructie; damwanden tegen onder- en achterloopsheid)

- de grondgesteldheid is hier vooral van belang m.b.t. de doorlatendheid; wat dit betreft is dit minder gunstig (zand, relatief goed doorlatend)
- uitvoeringstechnisch is deze oplossing aantrekkelijk (geen bouwput nodig); echter moet dan wel voor de hoofden afzonderlijk een oplossing worden gevonden
- de gebruikelijke uitvoeringsmethoden m.b.t. materiaal en materieel zijn toepasbaar

B) met een waterdichte kolkvloer van (onderwater) beton

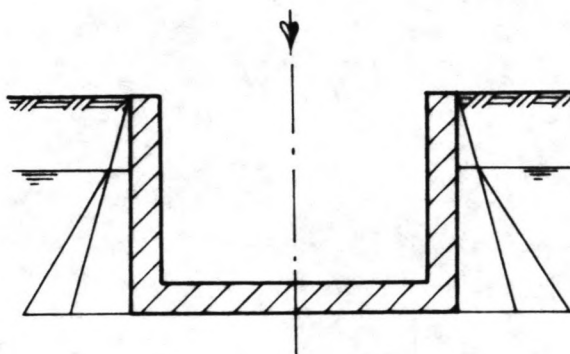
- hiervoor gelden dezelfde overwegingen m.d.v. dat er geen problemen optreden vanwege de grondwaterstroming; uitvoering technisch kan de aansluiting tussen vloer en wanden problemen opleveren

Uiteindelijk bepalen de kosten aan welke oplossingen de voorkeur moet worden gegeven. Hierbij moet bovendien het gehele sluisontwerp worden beschouwd, omdat de diverse (funktionele) onderdelen elkaar beïnvloeden.

In het volgende gedeelte wordt nader ingegaan op de bovengenoemde oplossingsprincipes.

6.4 Bakconstructie

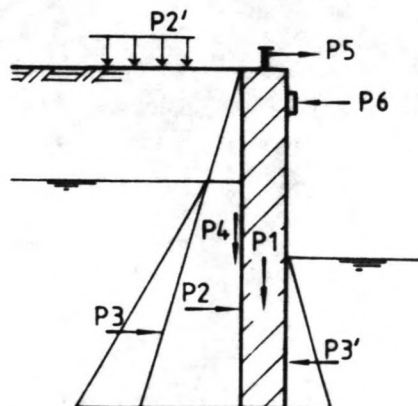
Uitgangspunt is de fundering op staal. De wanden ontlelen hun horizontale stabiliteit aan de vloer en de symmetrie van de belastingen.



Figuur 6-8

De belastingen die mogelijk kunnen optreden zijn:

Op de wanden:

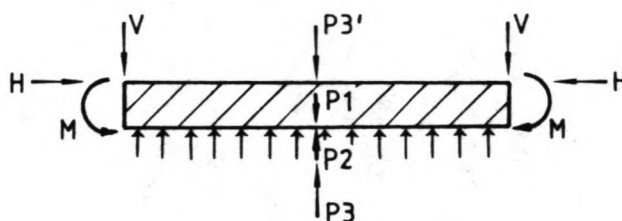


Figuur 6-9

- eigen gewicht (P1)
- horizontale korreldruk (P2); ook t.g.v. de bovenbelasting (P2')
- horizontale waterdruk t.g.v. het grondwater (P3) en het water in de kolk (P3')
- benedenwaarts gerichte verticale wrijving uit de grond (P4)
- troskrachten (P5)
- scheepsstoten (P6)

Op de vloer:

Figuur 6-10



- eigen gewicht
- belastingen uit de wanden (krachten en momenten: V , H en M)
- verticale korreldruk ($P2$)
- verticale waterdruk t.g.v. het water in de kolk ($P3'$) en de opwaartse waterdruk t.g.v. het grondwater ($P3$)

Welke belastingen moeten in rekening worden gebracht? Hiertoe dienen de verschillende levensstadia van de constructie te worden beschouwd.

I) Bouwfase

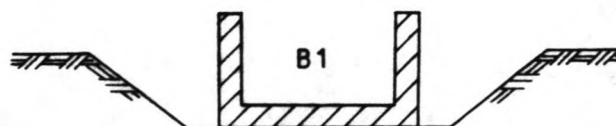
Hierin kunnen globaal de volgende handelingen worden onderscheiden:

- 1) in werking stellen bemaling en ontgraven bouwput
- 2) maken van de betonconstructie (stellen van bekisting, vlechten wapening, storten, verharden, ontkisten)
- 3) aanaarden van de constructie
- 4) stopzetten van de bemaling
- 5) water in de kolk laten

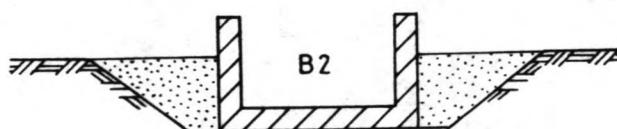
De volgorde van de punten 3 t/m 5 kan mogelijk zodanig worden aangepast dat een eventueel ongunstig belasting geval wordt vermeden. Zo kan het bijvoorbeeld wenselijk zijn eerst water in de kolk te laten alvorens de bemaling stop te zetten om opdrijven van de constructie te voorkomen.

Op basis van het voorgaande kunnen nu de volgende belastingsgevallen worden onderscheiden:

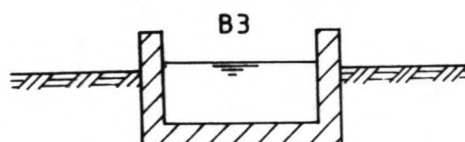
- B1) De kolk is nog niet aangeaard, geen grondwater en geen water in de kolk; de constructie wordt uitsluitend belast door zijn eigen gewicht.



- B2) De kolk is aangeaard tot het maaiveld niveau, de bemaling is nog steeds in werking, geen water in de kolk; wel rekening houden (indien ongunstig) met een bovenbelasting (graafmachines etc).



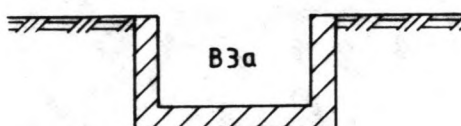
- B3) Hetzelfde als geval B2, maar nu met water in de kolk.



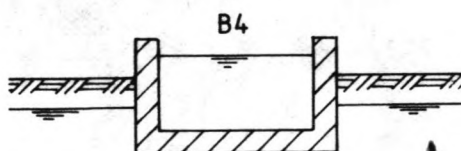
Indien deze volgorde wordt aangehouden, moet men er op rekenen dat er water in de kolk wordt gelaten, zonder dat de grondwaterstand zijn oorspronkelijke niveau heeft ingenomen. Hoewel men dit zelf in de hand heeft kunnen zich altijd onverwachte situaties voordoen. Het lijkt echter niet nodig om met de maximale waterstand te rekenen, zoals die zich

in de gebruiksfase zou kunnen voordoen. We zullen ervan uitgaan dat nu het kanaalpeil (NAP +1,20 m) kan optreden. Het water wordt dus ingelaten via het binnenhoofd en het buitenhoofd blijft buitenwerking tot in de gebruiksfase. Indien geval B3 maatgevend blijkt te zijn, dan kan worden onderzocht of het volgende geval niet gunstiger is:

- B3a) De kolk wordt aangeard tot het niveau van het sluisplateau; daarna wordt pas water in de kolk gelaten en de bemaling buitenwerking gesteld.

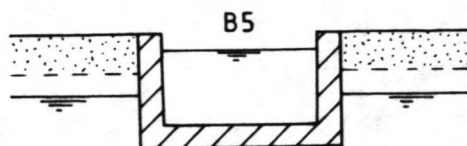


- B4) Hetzelfde als geval B3, doch nu heeft de grondwaterstand zijn oorspronkelijke niveau aangenomen.



Dit geval wordt verder buiten beschouwing gelaten, omdat de belastingen kleiner zijn dan in geval B3 (indien de maximale kolkwaterstand zou optreden) of geval B5 (als zich de minimale kolkwaterstand voordoet). Wel moet worden gecontroleerd of er wellicht gevaar bestaat voor het opdrijven van de constructie.

B5) De kolk is aangeaard tot het niveau van het sluisplateau.

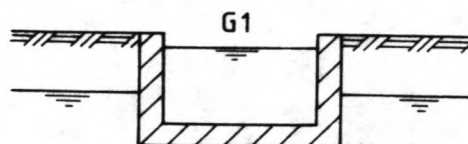


Deze situatie komt overeen met de gebruiksfase en kan hier verder buiten beschouwing blijven.

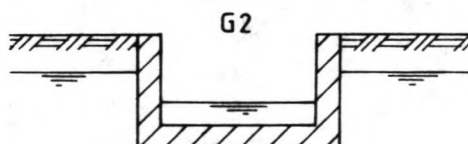
II) Gebruiksfase

In de gebruiksfase kunnen alle mogelijke waterstanden optreden. De volgende gevallen zijn (mogelijk) maatgevend:

G1) Kolk aangeaard, minimum grondwaterstand, maximale waterstand in de kolk.



G2) Kolk aangeaard, maximum grondwaterstand, minimale waterstand in de kolk.



III) Onderhoudsfase

Dit is alleen van belang indien de kolk na ingebruikneming nog droog gezet moet worden t.b.v. onderhoud. We zullen aannemen dat hiervoor geen noodzaak bestaat.

Verdere uitgangspunten bij de berekening:

- de verticale wandwrijving uit negatieve kleeft zal zich zeker ontwikkelen. Op den duur kan deze echter afnemen in grootte. Ook is het de vraag in hoeverre deze zich gedurende de bouw-fase (gedeeltelijke aanaarding) kan instellen. Daarom wordt zij alleen in rekening gebracht indien de optredende momenten er door worden vergroot.

Voor de negatieve kleeft wordt uitgegaan van $\text{tg} \delta \times \sigma_{\text{hor}}$, waarin

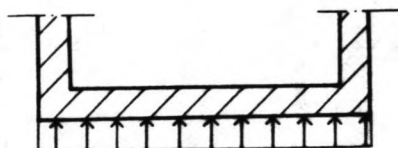
$$\delta = 2/3 \phi = 20^{\circ} \longrightarrow \text{tg} \delta = 0,36 \longrightarrow W = 0,36 \sigma_{\text{hor}}$$

- de troskracht wordt gesteld op 120 kN haaks op de wand. Bij een indeling van de kolk in mootlengten van 18 m en een plaatsing van de bolder in het midden van de moot komt dit neer op 7 kN/m'. De troskracht wordt alleen in rekening gebracht indien zij de optredende momenten vergroot.
- ook de bovenbelasting, waarvoor 10 kN/m^2 wordt aangehouden, wordt alleen dan in rekening gebracht als zij ongunstig werkt.
- volumegewicht gewapend beton: 24 kN/m^3 ; betonkwaliteit B 22,5; wapeningsstaal FeB 400; betonvoorschriften VB 84.
- volumegewicht grond (nat) 20 kN/m^3 .
- voor de berekening van de horizontale korreldruk op de wand geldt $\lambda_n = 0,5$.
- bij toepassing van een trapeziumvormige wand wordt de breedte van de bovenzijde bepaald door praktische overwegingen. Deze moet namelijk voldoende groot zijn voor het doorvoeren van stortkokers tijdens de uitvoering, het plaatsen van bolders, haalkommen etc. Dit komt in de praktijk neer op 0,6 à 1,0 m. De breedte aan de onderzijde wordt bepaald door de maatgevende momenten en dwarskrachten. I.h.a. is de dwarskracht maatgevend.

Toepassing van dwarskrachtwapening is bij dit soort constructies meestal weinig aantrekkelijk, o.a. door uitvoeringstechnische aspecten (stortnaad).

Het is echter de vraag of in ons geval gezien de relatief kleine afmetingen een trapeziumvorm de voorkeur verdient. De besparing die wordt verkregen weegt waarschijnlijk niet op tegen de eenvoud bij de uitvoering van een geheel rechte wand. We zullen daarom uitgaan van een constante dikte over de gehele hoogte van de wand, welke dan bepaald wordt door de krachten en momenten aan de onderzijde.

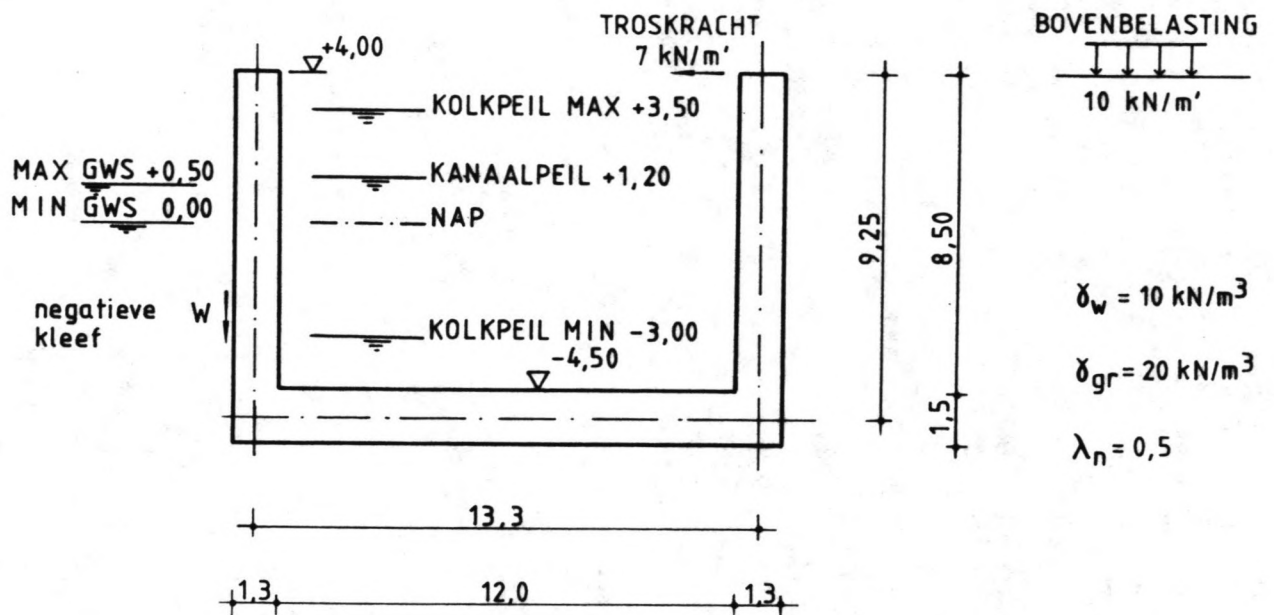
- als uitgangspunt van de berekening wordt een gelijkmatige tegen-druk van de ondergrond verondersteld (p kN/m').



Deze aanname leidt overigens tot hogere momenten dan in werkelijkheid zullen optreden, zodat we in ieder geval aan de veilige kant blijven.

- als uitgangspunt wordt een vloerdikte van 1,50 m en een wanddikte van 1,30 m aangehouden.

De volgende figuur geeft een overzicht van alle maten, peilen en belastingen die van belang zijn.

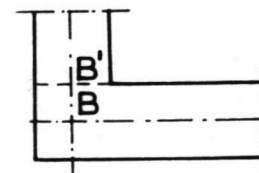


Figuur 6-11

Berekeningsmethode

1) voor de bepaling van de belastingen op de wand wordt gerekend met:

- hoogte wand tot bovenkant vloer
- negatieve kleeft over de gehele hoogte, dus inclusief de vloerdikte
- ter bepaling van het eigengewicht worden de systeemlijnen aangehouden



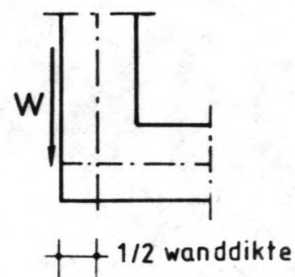
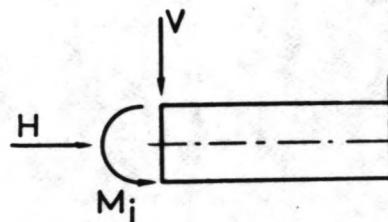
2) maximale momenten en dwarskrachten in de wand t.p.v. B'.

- 3) uit de wand worden krachten en momenten op de vloer uitgeoefend:

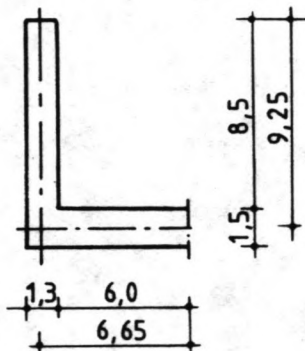
De verticale kracht V t.g.v. het eigengewicht van de wand en de negatieve kleeft

De horizontale kracht H t.g.v. de dwarskracht in de wand

Het moment M_i t.g.v. het moment uit de wand en de extra momenten t.g.v. de verplaatsing van $D (=H)$ van B' naar B en van W over de halve wanddikte

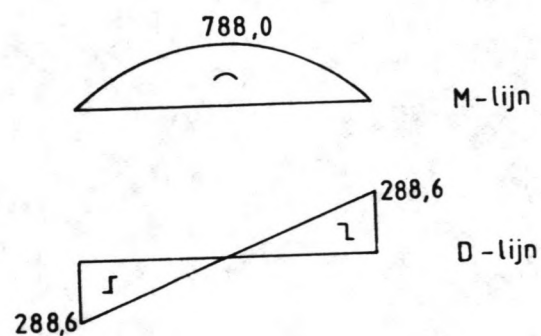
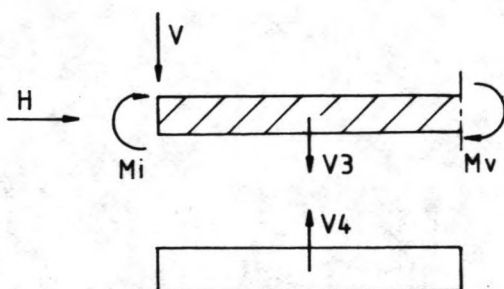


- 4) vanwege de symmetrie kan de halve kolk worden beschouwd; het maximale veldmoment treedt op t.p.v. de sluis-as.
- 5) Alle belastingen, krachten, momenten etc. worden gerekend per m' kolk lengte.

Belastinggeval B1

- kolk niet aangeaard
- geen water in de kolk
- geen grondwater

De constructie wordt uitsluitend belast door zijn eigengewicht.

Belasting op de vloer:

$$V = 24 \cdot 1,3 \cdot 9,25 = 288,6 \text{ kN}$$

$$H = 0$$

$$M_i = 0$$

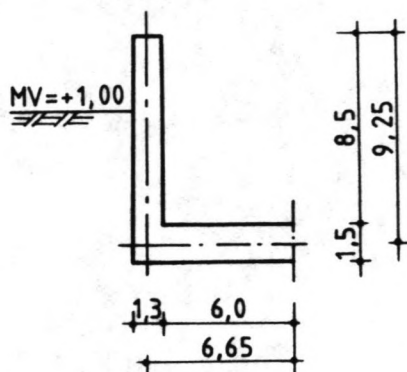
$$V_3 = 24 \cdot 1,5 \cdot 6,65 = 239,4 \text{ kN}$$

$$V_4 = V + V_3 = 288,6 + 239,4 = 528,0 \text{ kN}$$

$$\text{tegendruk ondergrond } p = V_4 / \text{vloeroppervlak } (0) = 528,0 / 7,3 = 72,3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - V_4 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 528,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = 788,0 \text{ kNm}$$

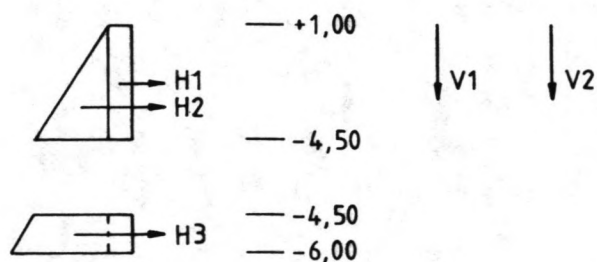
Belastinggeval B2

- kolk aangeaard tot MV = +1,00 m
- geen water in de kolk
- geen grondwater

Belasting op de wand:

gronddrukken

wrijving e.g.



$$H1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 5,5 = 27,5 \text{ kN}$$

$$H2 = 0,5 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 5,5^2 = 151,3 \text{ kN}$$

H3 = zonder bovenbelasting

$$H31 = 0,5 \cdot 20 (0,5 \cdot 1,5^2 + 5,5 \cdot 1,5) = 93,8 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$H32 = H31 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 93,8 + 7,5 = 101,3 \text{ kN}$$

$$V2 = 1,3 \cdot 9,25 \cdot 24 = 288,6 \text{ kN}$$

$$V1 = 0,36 \sum H$$

op wand zonder bovenbelasting

$$V11 = 0,36 H2 = 0,36 \cdot 151,3 = 54,5 \text{ kN}$$

op wand, met bovenbelasting

$$V_{12} = 0,36 (H_1 + H_2) = 0,36 (27,5 + 151,3) = 64,4 \text{ kN}$$

op wand + vloer, zonder bovenbelasting

$$V_{13} = 0,36 (H_2 + H_{31}) = 0,36 (151,3 + 93,8) = 88,2 \text{ kN}$$

op wand + vloer, met bovenbelasting

$$\begin{aligned} V_{14} &= 0,36 (H_1 + H_2 + H_{32}) = 0,36 (27,5 + 151,3 + 101,3) = \\ &= 100,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

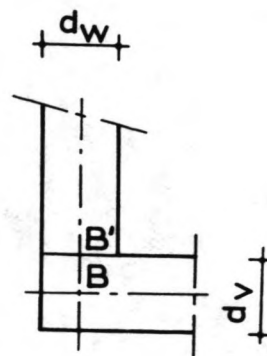
Maximum dwarskracht in B'

zonder bovenbelasting

$$D_1 = H_2 = 151,3 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$\begin{aligned} D_2 &= H_1 + H_2 = 27,5 + 151,3 = \\ &= 178,8 \text{ kN} \end{aligned}$$



Maximum moment in B'

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M_1 = H_2 \cdot 5,5/3 = 151,3 \cdot 0,33 \cdot 5,5 = 277,3 \text{ kNm}$$

zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

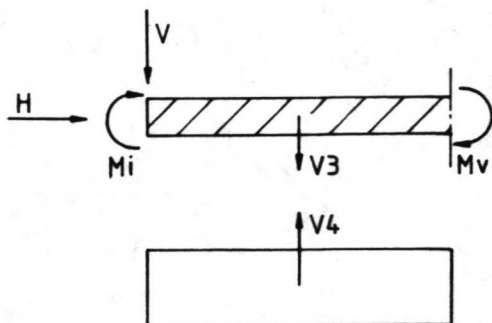
$$M_2 = M_1 - V_{11} \cdot 0,5 d_w = 277,3 - 54,5 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 241,9 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M_3 = M_1 + H_1 \cdot 5,5/2 = 277,3 + 27,5 \cdot 0,5 \cdot 5,5 = 352,9 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$M_4 = M_3 - V_{12} \cdot 0,5 d_w = 352,9 - 64,5 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 311,0 \text{ kNm}$$

Belasting op de vloer:

$$V3 = 24 \cdot 6,65 \cdot 1,5 = 239,4 \text{ kN}$$

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$V = V2 = 288,6 \text{ kN}$$

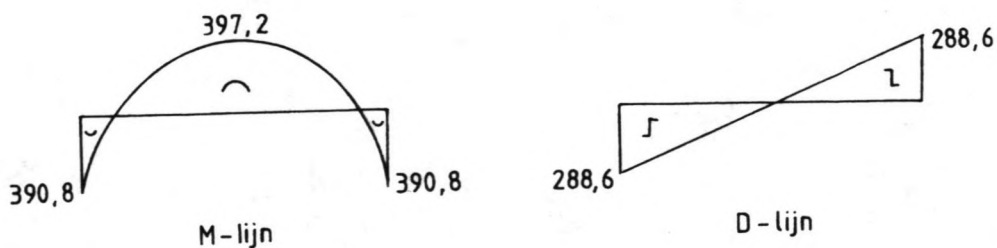
$$H = D1 = 151,3 \text{ kN}$$

$$M_i = M1 + D1 \cdot 0,5 \cdot d_v = 277,3 + 151,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 390,8 \text{ kNm}$$

$$V4 = V2 + V3 = 288,6 + 239,4 = 528,0 \text{ kN}$$

$$p = V4/0 = 528,0/7,3 = 72,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V3 \cdot 6,65/2 - V4 \cdot 7,3/2 = \\ &= -390,8 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 528,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\ &= 397,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$



zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$V = V13 + V2 = 88,2 + 288,6 = 376,8 \text{ kN}$$

$$H = D1 = 151,3 \text{ kN}$$

$$M_i = M_1 - V_{13} \cdot 0,5 d_w + D_1 \cdot 0,5 d_v =$$

$$= 277,3 - 88,2 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + 151,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 333,5 \text{ kNm}$$

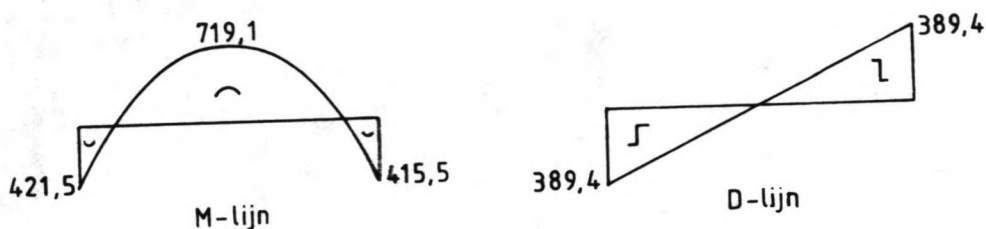
$$V_4 = V + V_3 = 376,8 + 239,4 = 616,2 \text{ kN}$$

$$p = V_4/0 = 616,2/7,3 = 84,4 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -333,5 + 376,8 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 616,2 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= 719,1 \text{ kNm}$$



met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

$$H = D_2 = 178,8 \text{ kN}$$

$$M_i = M_3 + D_2 \cdot 0,5 d_v = 352,9 + 178,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 469,1 \text{ kNm}$$

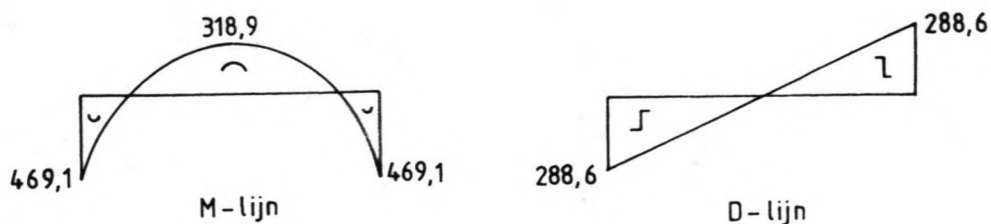
$$V_4 = V + V_3 = 288,6 + 239,4 = 528,0 \text{ kN}$$

$$p = V_4/0 = 528,0/7,3 = 72,3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -469,1 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 528,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= 318,9 \text{ kNm}$$



met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$V = V_{14} + V_2 = 100,8 + 288,6 = 389,4 \text{ kN}$$

$$H = D_2 = 178,8 \text{ kN}$$

$$M_i = M_3 - V_{14} \cdot 0,5 d_w + D_2 \cdot 0,5 d_v =$$

$$= 352,9 - 100,8 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + 178,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 421,5 \text{ kNm}$$

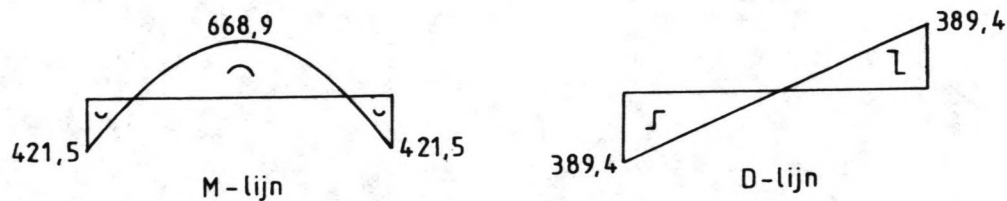
$$V_4 = V + V_3 = 389,4 + 239,4 = 628,8 \text{ kN}$$

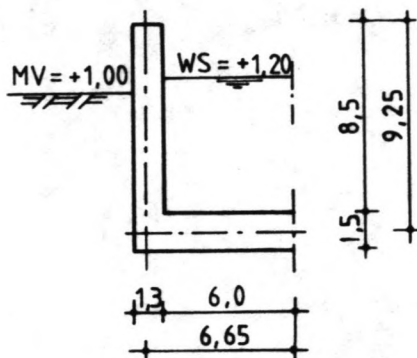
$$p = V_4/0 = 628,8/7,3 = 86,1 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

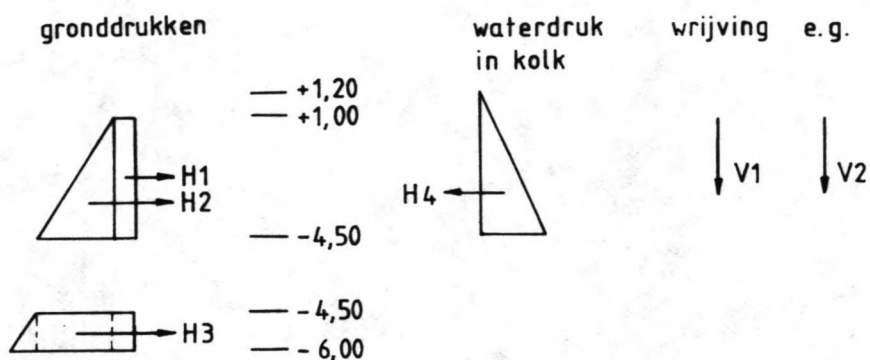
$$= -421,5 + 389,4 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 628,8 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= 668,9 \text{ kNm}$$



Belastinggeval B3

- kolk aangeaard tot MV = +1,00 m
- kolkwaterstand +1,20 m
- geen grondwater

Belasting op de wand:

Belastinggeval B3 komt overeen met belastinggeval B2, waarbij de extra belasting ten gevolge van het water in de kolk gesuperponeerd kan worden.

$$H4 = 10 \cdot 0,5 \cdot 5,7^2 = 162,5 \text{ kN}$$

Maximum dwarskracht in B'

zonder bovenbelasting

$$D1 = D1(B2) - H4 = 151,3 - 162,5 = -11,2 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$D2 = D2(B2) - H4 = 178,8 - 162,5 = 16,3 \text{ kN}$$

Maximum moment in B'

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M1 = M1(B2) - H4 \cdot 5,7/3 = 277,3 - 308,8 = -31,5 \text{ kNm}$$

zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

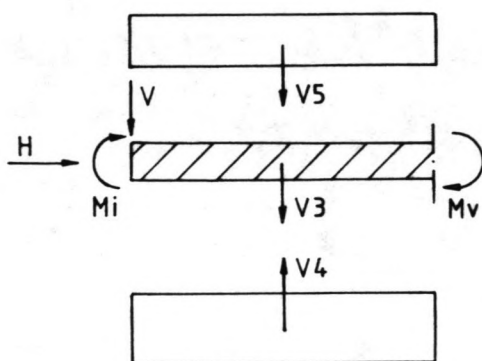
$$M2 = M2(B2) - 308,8 = 241,9 - 308,8 = -66,9 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M3 = M3(B2) - 308,8 = 352,9 - 308,8 = 44,1 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$M4 = M4(B2) - 308,8 = 311,0 - 308,8 = 2,2 \text{ kNm}$$

Belasting op de vloer:

$$V5 = 10 \cdot 6,0 \cdot 5,7 = 342,0 \text{ kN}$$

extra tegendruk ten gevolge van V5:

$$V4' = V5 \quad \rightarrow \quad V4 = V4(B2) + V5$$

extra moment in B ten gevolge van H4:

$$Mi' = -H4 \cdot 5,7/3 - H4 \cdot 0,5 d_v = -308,8 - 121,9 = -430,7 \text{ kNm}$$

$$Mi = Mi(B2) + Mi'$$

$$M_v = M_v(B2) - M_i' + V_5 \cdot 6,0/2 - V_4' \cdot 7,3/2 =$$

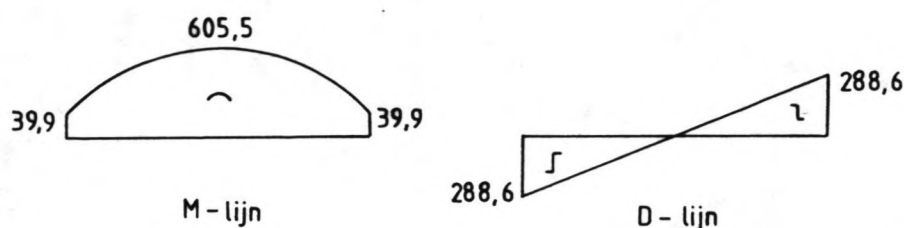
$$= M_v(B2) + 430,7 - 342,0 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = M_v(B2) + 208,3$$

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M_i = 390,8 - 430,7 = -39,9 \text{ kNm}$$

$$V_4 = 528,0 + 342,0 = 870,0 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad p = 870,0/7,3 = 119,2 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = 397,2 + 208,3 = 605,5 \text{ kNm}$$

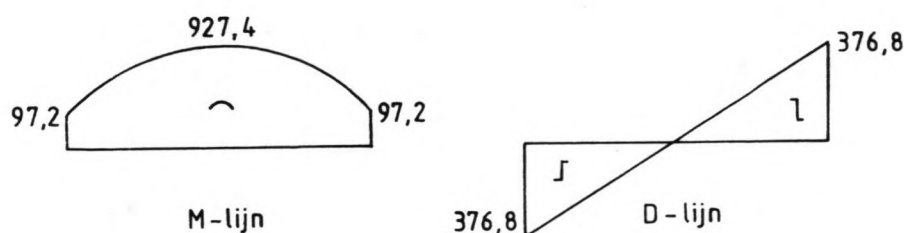


zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$M_i = 333,5 - 430,7 = -97,2 \text{ kNm}$$

$$V_4 = 616,2 + 342,0 = 958,2 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad p = 958,2/7,3 = 131,3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = 719,1 + 208,3 = 927,4 \text{ kNm}$$

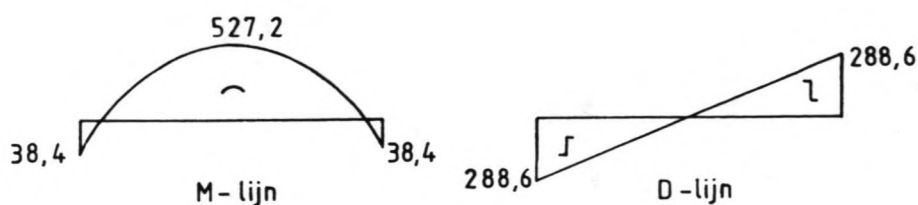


met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M_i = 469,1 - 430,7 = 38,4 \text{ kNm}$$

$$V_4 = 528,0 + 342,0 = 870,0 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad p = 870,0/7,3 = 119,2 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = 318,9 + 208,3 = 527,2 \text{ kNm}$$

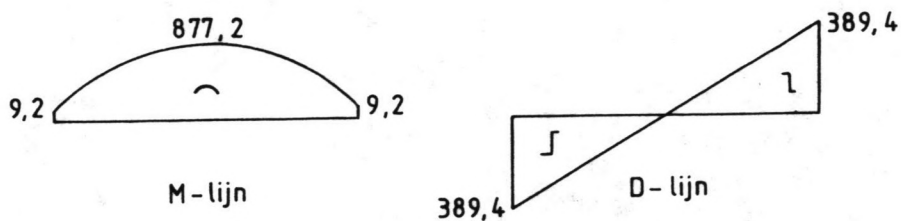


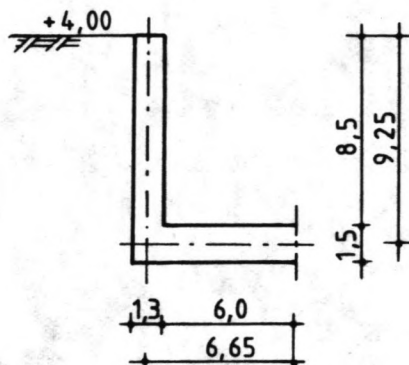
met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$M_i = 421,5 - 430,7 = -9,2 \text{ kNm}$$

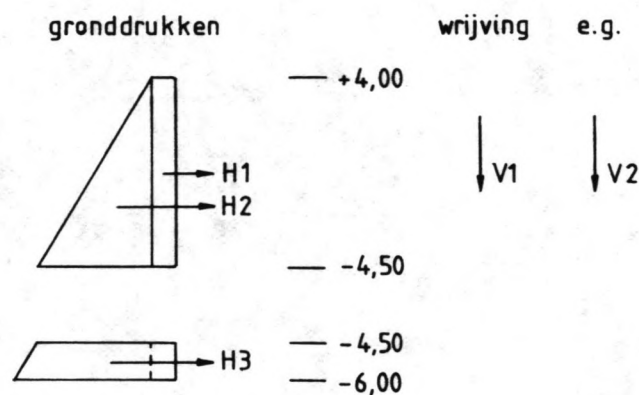
$$V_4 = 628,8 + 342,0 = 970,8 \text{ kN} \rightarrow p = 970,8/7,3 = 133,0 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = 668,9 + 208,3 = 877,2 \text{ kNm}$$



Belastinggeval B3a

- kolk aangeaard tot +4,00 m
- geen water in de kolk
- geen grondwater

Belasting op de wand:

$$H1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,5 = 42,5 \text{ kN}$$

$$H2 = 0,5 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 8,5^2 = 361,3 \text{ kN}$$

H3 = zonder bovenbelasting

$$H31 = 0,5 \cdot 20 (0,5 \cdot 1,5^2 + 9,5 \cdot 1,5) = 153,8 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$H32 = H31 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 153,8 + 7,5 = 161,3 \text{ kN}$$

$$V2 = 1,3 \cdot 9,25 \cdot 24 = 288,6 \text{ kN}$$

$$V1 = 0,36 \sum H$$

op wand zonder bovenbelasting

$$V11 = 0,36 \cdot H2 = 0,36 \cdot 361,3 = 130,1 \text{ kN}$$

op wand, met bovenbelasting

$$V12 = 0,36 (H1 + H2) = 0,36 (42,5 + 361,3) = 145,4 \text{ kN}$$

op wand + vloer, zonder bovenbelasting

$$V13 = 0,36 (H2 + H31) = 0,36 (361,3 + 153,8) = 185,4 \text{ kN}$$

op wand + vloer, met bovenbelasting

$$V14 = 0,36 (H1 + H2 + H32) = 0,36 (42,5 + 361,3 + 161,3) = 203,4 \text{ kN}$$

Maximum dwarskracht in B'

zonder bovenbelasting

$$D1 = H2 = 361,3 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$D2 = H1 + H2 = 42,5 + 361,3 = 403,8 \text{ kN}$$

Maximum moment in B'

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M1 = H2 \cdot 8,5/3 = 361,3 \cdot 0,33 \cdot 8,5 = 1023,7 \text{ kNm}$$

zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

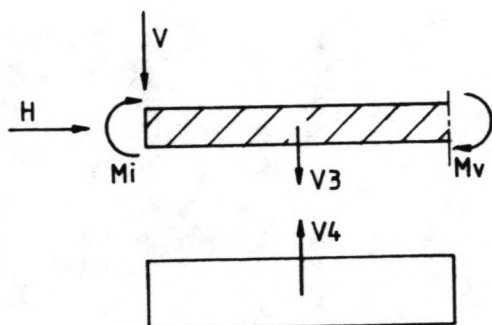
$$M2 = M1 - V11 \cdot 0,5 d_w = 1023,7 - 130,1 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 939,1 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$M3 = M1 + H1 \cdot 8,5/2 = 1023,7 + 42,5 \cdot 0,5 \cdot 8,5 = 1204,3 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$M4 = M3 - V12 \cdot 0,5 d_w = 1204,3 - 145,4 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 1109,8 \text{ kNm}$$

Belasting op de vloer:

$$V_3 = 24 \cdot 6,65 \cdot 1,5 = 239,4 \text{ kN}$$

zonder bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

$$H = D_1 = 361,3 \text{ kN}$$

$$M_i = M_1 + D_1 \cdot 0,5 d_v = 1023,7 + 361,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1294,7 \text{ kNm}$$

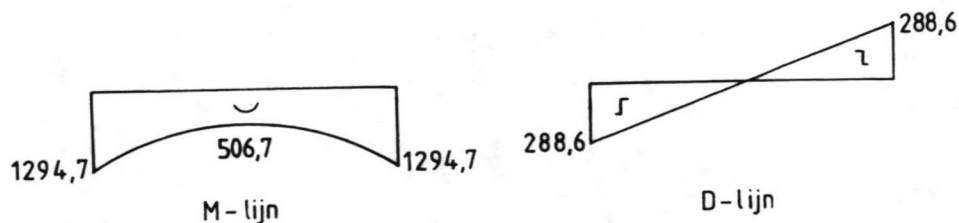
$$V_4 = V_2 + V_3 = 288,6 + 239,4 = 528,0 \text{ kN}$$

$$p = 528,0 / 7,3 = 72,3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -1294,7 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 528,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= -506,7$$



zonder bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$V = V_{13} + V_2 = 185,4 + 288,6 = 474,0 \text{ kN}$$

$$H = D_1 = 361,3 \text{ kN}$$

$$M_i = M_1 - V_{13} \cdot 0,5 d_w + D_1 \cdot 0,5 d_v =$$

$$= 1023,7 - 185,4 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + 361,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1174,2 \text{ kNm}$$

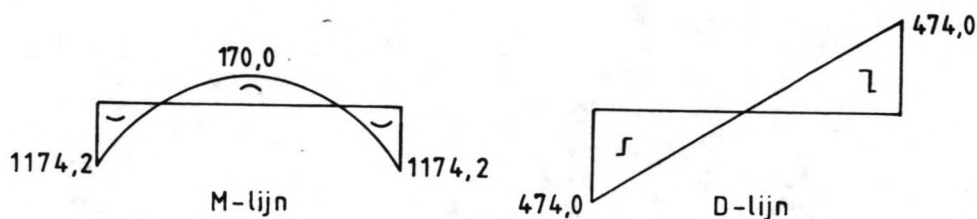
$$V_4 = V + V_3 = 474,0 + 239,4 = 713,4 \text{ kN}$$

$$p = 713,4/7,3 = 97,7 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -1174,2 + 474,0 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 713,4 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= 170,0 \text{ kNm}$$



met bovenbelasting, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

$$H = D_2 = 403,8 \text{ kN}$$

$$M_i = M_3 + D_2 \cdot 0,5 d_v = 1204,3 + 403,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1507,2 \text{ kNm}$$

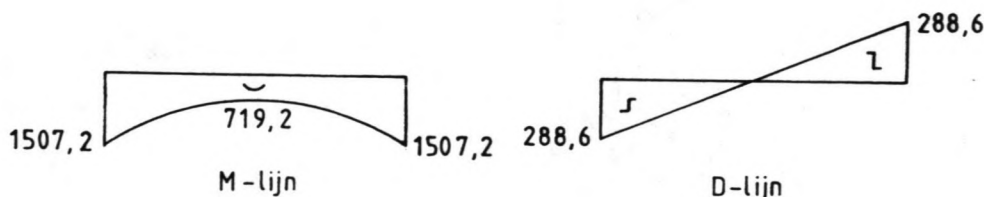
$$V_4 = V + V_3 = 288,6 + 239,4 = 528,0 \text{ kN}$$

$$p = 528,0/7,3 = 72,3 \text{ kN/m}^2$$

$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -1507,2 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 528,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= -719,2 \text{ kNm}$$



met bovenbelasting, met negatieve kleeft

$$V = V_{14} + V_2 = 203,4 + 288,6 = 492,0 \text{ kN}$$

$$H = D_2 = 403,8 \text{ kN}$$

$$M_i = M_3 - V_{14} \cdot 0,5 d_w + D_2 \cdot 0,5 d_v =$$

$$= 1204,3 - 203,4 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + 403,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1374,9 \text{ kNm}$$

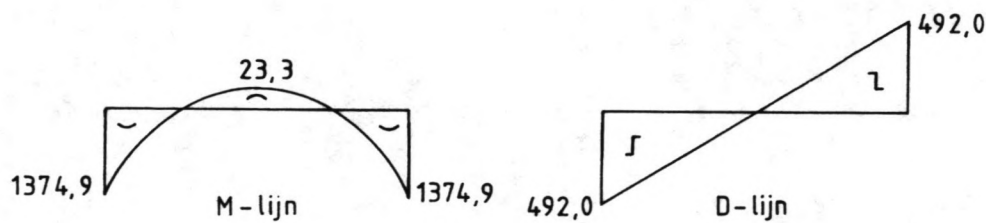
$$V_4 = V + V_3 = 492,0 + 239,4 = 731,4 \text{ kN}$$

$$p = 731,4/7,3 = 100,2 \text{ kN/m}^2$$

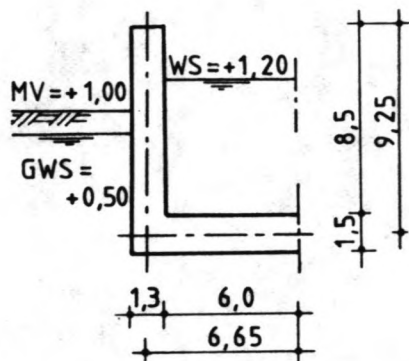
$$M_v = -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 =$$

$$= -1374,9 + 492,0 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 - 731,4 \cdot 0,5 \cdot 7,3 =$$

$$= 23,3 \text{ kNm}$$



Belastinggeval B4

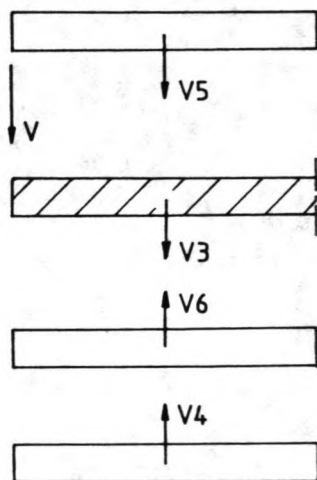


- kolk aangeaard tot $MV = +1,00$ m
- kolkwaterstand $+1,20$ m
- grondwaterstand $+0,50$ m

In dit geval hoeft slechts te worden gecontroleerd of er gevaar bestaat voor opdrijven van de constructie.

Het ongunstigste geval doet zich voor als er geen negatieve kleef in rekening wordt gebracht.

De verticale belastingen op de vloer zijn dan:



$$V5 = \text{druk t.g.v. het water in de kolk} \\ = 342,0 \text{ kN (zie B3)}$$

$$V = \text{e.g. wand} = 288,6 \text{ kN (zie B1)}$$

$$V3 = \text{e.g. vloer} = 239,4 \text{ kN (zie B1)}$$

$$V6 = \text{opwaartse druk t.g.v. het grondwater} \\ = 10 \cdot 6,5 \cdot 7,3 = 474,5 \text{ kN}$$

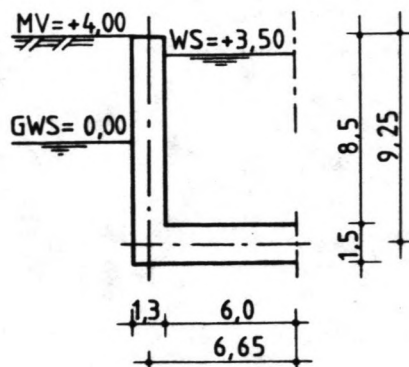
$$V4 = \text{tegendruk van de ondergrond}$$

$$V4 = V + V3 + V5 - V6 = 288,6 + 239,4 + 342,0 - 474,5 = +395,5 \text{ kN}$$

m.a.w. een positieve tegendruk van de ondergrond, dus geen gevaar voor opdrijven van de constructie.

NB: Het blijkt dat zelfs zonder water in de kolk nog geen gevaar voor opdrijven bestaat:

$$V4 = V + V3 - V6 = 288,6 + 239,4 - 474,5 = +53,5 \text{ kN}$$

Belastinggeval G1

- kolk aangeaard tot +4,00 m
- kolkwaterstand +3,50 m
- grondwaterstand 0,00 m

Belasting op de wand:

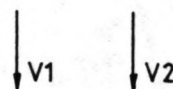
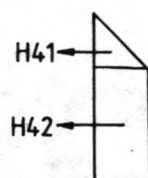
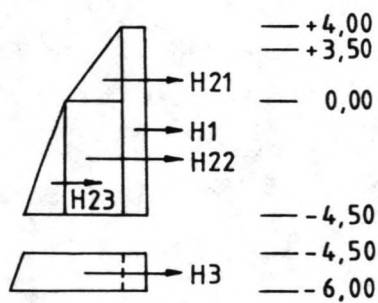
gronddrukken

waterdruk

wrijving

e.g.

troskracht



$$H1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,5 = 42,5 \text{ kN}$$

$$H21 = 0,5 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 4,0^2 = 80,0 \text{ kN}$$

$$H22 = 0,5 \cdot 20 \cdot 4,0 \cdot 4,5 = 180,0 \text{ kN}$$

$$H23 = 0,5 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 4,5^2 = 50,6 \text{ kN}$$

H3 = zonder bovenbelasting

$$H31 = 0,5 (10 \cdot 0,5 \cdot 1,5^2 + 10 \cdot 4,5 \cdot 1,5 + 20 \cdot 4,0 \cdot 1,5) =$$

$$= 99,5 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$H32 = H31 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 106,9 \text{ kN}$$

$$H41 = 10 \cdot 0,5 \cdot 3,5^2 = 61,3 \text{ kN}$$

$$H42 = 10 \cdot 3,5 \cdot 4,5 = 157,5 \text{ kN}$$

$$H5 = 7,0 \text{ kN}$$

$$V2 = 1,3 \cdot 9,25 \cdot 24 = 288,6 \text{ kN}$$

$$V1 = 0,36 \sum H$$

op wand, zonder bovenbelasting

$$V11 = 0,36 (H21 + H22 + H23) = 0,36 (80,0 + 180,0 + 50,6) = 111,8 \text{ kN}$$

op wand, met bovenbelasting

$$V12 = V11 + 0,36 H1 = 111,8 + 0,36 \cdot 42,5 = 127,1 \text{ kN}$$

op wand + vloer, zonder bovenbelasting

$$V13 = V11 + 0,36 H31 = 111,8 + 0,36 \cdot 99,4 = 147,6 \text{ kN}$$

op wand + vloer, met bovenbelasting

$$V14 = V12 + 0,36 H32 = 127,1 + 0,36 \cdot 106,9 = 165,6 \text{ kN}$$

Maximum dwarskracht in B'

zonder bovenbelasting, zonder troskracht

$$D1 = H2 - H41 - H42 = 80,0 + 180,0 + 50,6 - 61,3 - 157,5 = 91,8 \text{ kN}$$

met bovenbelasting, met troskracht

$$D2 = D1 + H1 + H5 = 91,8 + 42,5 + 7,0 = 141,3 \text{ kN}$$

Maximum moment in B'

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, zonder negatieve kleeft

$$\begin{aligned} M1 = & H21 (4,5 + 4,0/3) + H22 \cdot 4,5/2 + H23 \cdot 4,5/3 - H41 (4,5 + 3,5/3) + \\ & - H42 \cdot 4,5/2 = 80,0 \cdot 5,83 + 180,0 \cdot 2,25 + 50,6 \cdot 1,5 + \\ & - 61,3 \cdot 5,67 - 157,5 \cdot 2,25 = -245,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, met negatieve kleeft

$$M_2 = M_1 - V_{11} \cdot 0,5 d_w = 245,8 - 111,8 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 173,1 \text{ kNm}$$

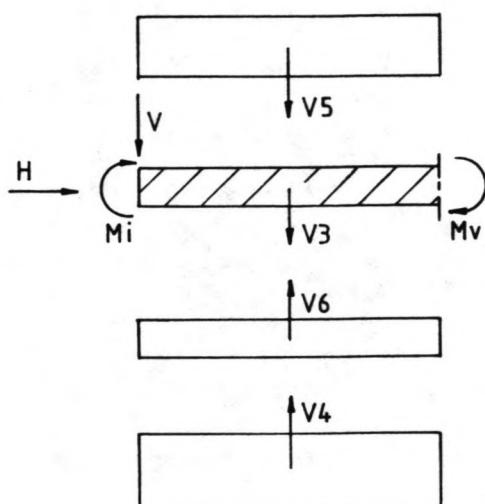
met bovenbelasting, met troskracht, zonder negatieve kleeft

$$M_3 = M_1 + H_1 \cdot 8,5/2 = 245,8 + 42,5 \cdot 0,5 \cdot 8,5 = 426,4 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, met troskracht, met negatieve kleeft

$$M_4 = M_3 - V_{12} \cdot 0,5 d_w = 426,4 - 127,1 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 343,8 \text{ kNm}$$

Belasting op de vloer:



$$V_3 = 24 \cdot 6,65 \cdot 1,5 = 239,4 \text{ kN}$$

$$V_5 = 10 \cdot 8,0 \cdot 6,0 = 480,0 \text{ kN}$$

$$V_6 = 10 \cdot 6,0 \cdot 7,3 = 438,0 \text{ kN}$$

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

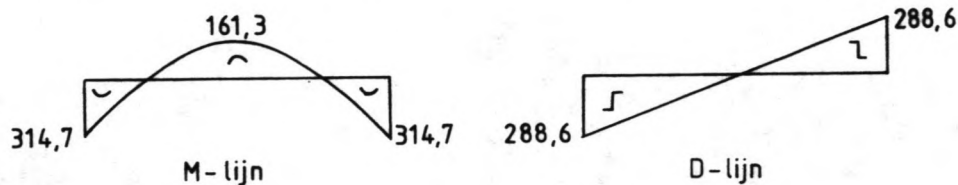
$$H = D_1 = 91,8 \text{ kN}$$

$$M_i = M_1 + D_1 \cdot 0,5 d_v = 245,8 + 91,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 314,7 \text{ kNm}$$

$$V_4 = V + V_3 + V_5 - V_6 = 288,6 + 239,4 + 480,0 - 438,0 = 570,0 \text{ kN}$$

$$p = 570,0/7,3 = 78,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 + V_5 \cdot 6,0/2 + \\
 &\quad - V_6 \cdot 7,3/2 = -314,7 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\
 &\quad - 570,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 480,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 438,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\
 &= 161,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



zonder bovenbelasting, zonder troskracht, met negatieve kleeft

$$V = V_1 + V_2 = 147,6 + 288,6 = 436,2 \text{ kN}$$

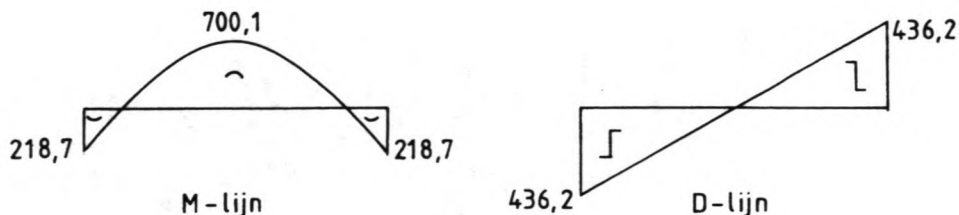
$$H = D_1 = 91,8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_i &= M_1 - V_1 \cdot 0,5 d_w + D_1 \cdot 0,5 d_v = 245,8 - 147,6 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + \\
 &\quad + 91,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 218,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$V_4 = V + V_3 + V_5 - V_6 = 436,2 + 239,4 + 480,0 - 438,0 = 717,6 \text{ kN}$$

$$p = 717,6/7,3 = 98,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 + V_5 \cdot 6,0/2 + \\
 &\quad - V_6 \cdot 7,3/2 = -218,7 + 436,2 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\
 &\quad - 717,6 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 480,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 438,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\
 &= 700,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



met bovenbelasting, met troskracht, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

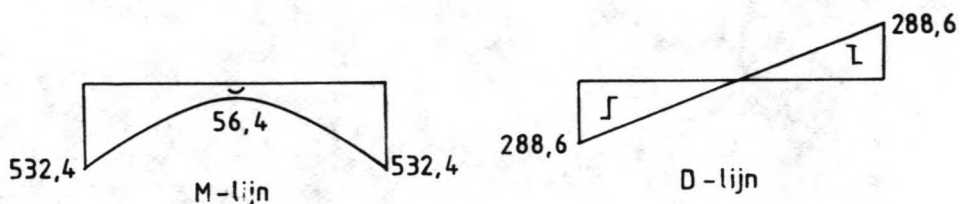
$$H = D2 = 141,3 \text{ kN}$$

$$M_i = M3 + D2 \cdot 0,5 \cdot d_v = 426,4 + 141,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 532,4 \text{ kNm}$$

$$V4 = V + V3 + V5 - V6 = 288,6 + 239,4 + 480,0 - 438,0 = 570,0 \text{ kN}$$

$$p = 570,0/7,3 = 78,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V3 \cdot 6,65/2 - V4 \cdot 7,3/2 + V5 \cdot 6,0/2 + \\ &\quad - V6 \cdot 7,3/2 = -532,4 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\ &\quad - 570,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 480,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 438,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\ &= -56,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$



met bovenbelasting, met troskracht, met negatieve kleeft

$$V = V14 + V2 = 165,6 + 288,6 = 454,2 \text{ kN}$$

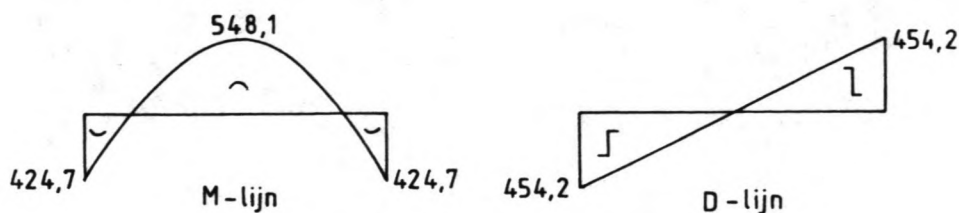
$$H = D2 = 141,3 \text{ kN}$$

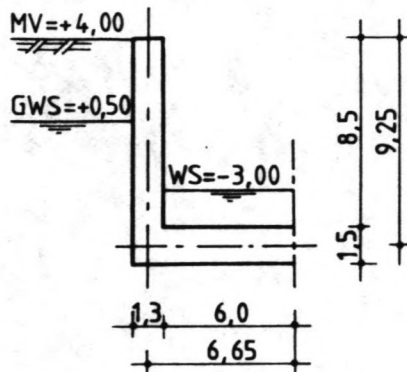
$$\begin{aligned} M_i &= M3 - V14 \cdot 0,5 d_w + D2 \cdot 0,5 d_v = 426,4 - 165,6 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + \\ &\quad + 141,3 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 424,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V4 = V + V3 + V5 - V6 = 454,2 + 239,4 + 480,0 - 438,0 = 735,6 \text{ kN}$$

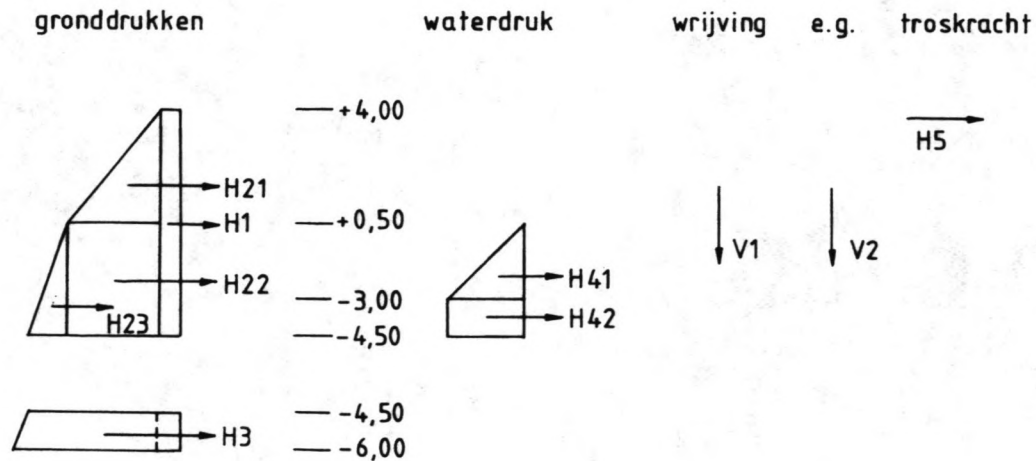
$$p = 735,6/7,3 = 100,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V3 \cdot 6,6/2 - V4 \cdot 7,3/2 + V5 \cdot 6,0/2 + \\ &\quad - V6 \cdot 7,3/2 = -424,7 + 454,2 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\ &\quad - 735,6 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 480,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 438,0 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\ &= 548,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Belastinggeval G2

- kolk aangeaard tot +4,00 m
- kolkwaterstand -3,00 m
- grondwaterstand +0,50 m

Belasting op de wand:

$$H1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 8,5 = 42,5 \text{ kN}$$

$$H21 = 0,5 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 3,5^2 = 61,3 \text{ kN}$$

$$H22 = 0,5 \cdot 20 \cdot 3,5 \cdot 5,0 = 175,0 \text{ kN}$$

$$H23 = 0,5 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 5,0^2 = 62,5 \text{ kN}$$

H3 = zonder bovenbelasting

$$H31 = 0,5 (10 \cdot 0,5 \cdot 1,5^2 + 10 \cdot 5,0 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,5 \cdot 1,5) =$$

$$= 95,6 \text{ kN}$$

met bovenbelasting

$$H32 = H31 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 103,1 \text{ kN}$$

$$H41 = 10 \cdot 0,5 \cdot 3,5^2 = 61,3 \text{ kN}$$

$$H42 = 10 \cdot 3,5 \cdot 1,5 = 52,5 \text{ kN}$$

$$H5 = 7,0 \text{ kN}$$

$$V2 = 1,3 \cdot 9,25 \cdot 24 = 288,6 \text{ kN}$$

$$V1 = 0,36 \sum H$$

op wand, zonder bovenbelasting

$$V11 = 0,36 (H21 + H22 + H23) = 0,36 (61,3 + 175,0 + 62,5) = 107,6 \text{ kN}$$

op wand, met bovenbelasting

$$V12 = V11 + 0,36 H1 = 107,6 + 0,36 \cdot 42,5 = 122,9 \text{ kN}$$

op wand + vloer, zonder bovenbelasting

$$V13 = V11 + 0,36 H31 = 107,6 + 0,36 \cdot 95,6 = 142,0 \text{ kN}$$

op wand + vloer, met bovenbelasting

$$V14 = V12 + 0,36 H32 = 122,9 + 0,36 \cdot 103,1 = 160,0 \text{ kN}$$

Maximum dwarskracht in B'

zonder bovenbelasting, zonder troskracht

$$D1 = H2 + H4 = 61,3 + 175,0 + 61,3 + 52,5 = 412,6 \text{ kN}$$

met bovenbelasting, met troskracht

$$D2 = D1 + H1 + H5 = 412,6 + 42,5 + 7,0 = 462,1 \text{ kN}$$

Maximum moment in B'

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, zonder negatieve kleeft

$$\begin{aligned} M1 = & H21 (5,0 + 3,5/3) + H22 \cdot 5,0/2 + H23 \cdot 5,0 /3 + H41 (1,5 + 3,5/3) + \\ & + H42 \cdot 1,5/2 = 61,3 \cdot 6,17 + 175,0 \cdot 2,5 + 62,5 \cdot 1,67 + \\ & + 61,3 \cdot 2,67 + 52,5 \cdot 0,75 = 1122,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, met negatieve kleeft

$$M_2 = M_1 - V_{11} \cdot 0,5 d_w = 1122,5 - 107,6 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 1052,6 \text{ kNm}$$

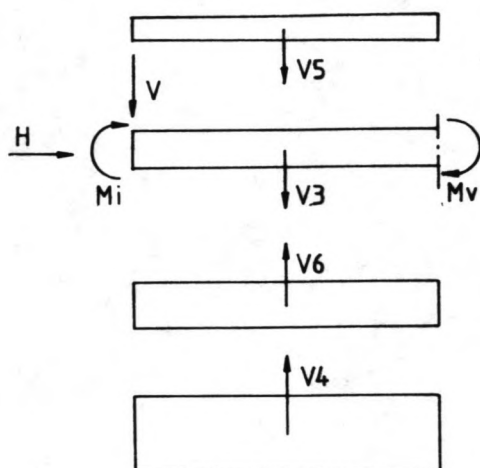
met bovenbelasting, met troskracht, zonder negatieve kleeft

$$M_3 = M_1 + H_1 \cdot 8,5/2 + H_5 \cdot 8,5 = 1052,6 + 42,5 \cdot 0,5 \cdot 8,5 + 7,0 \cdot 8,5 = 1292,7 \text{ kNm}$$

met bovenbelasting, met troskracht, met negatieve kleeft

$$M_4 = M_3 - V_{12} \cdot 0,5 d_w = 1292,7 - 122,9 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 1212,8 \text{ kNm}$$

Belasting op de vloer:



$$V_3 = 24 \cdot 6,65 \cdot 1,5 = 239,4 \text{ kN}$$

$$V_5 = 10 \cdot 3,0 \cdot 6,0 = 180,0 \text{ kN}$$

$$V_6 = 10 \cdot 6,5 \cdot 7,3 = 474,5 \text{ kN}$$

zonder bovenbelasting, zonder troskracht, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

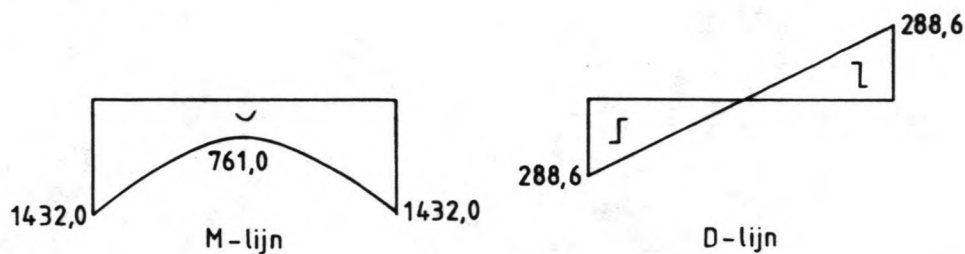
$$H = S_1 = 412,6 \text{ kN}$$

$$M_i = M_1 + D_1 \cdot 0,5 d_v = 1122,5 + 412,6 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1432,0 \text{ kNm}$$

$$V_4 = V + V_3 + V_5 - V_6 = 288,6 + 239,4 + 180,0 - 474,5 = 233,5 \text{ kN}$$

$$p = 233,5/7,3 = 32,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 + V_5 \cdot 6,0/2 + \\
 &\quad -V_6 \cdot 7,3/2 = -1432,0 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\
 &\quad -233,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 180,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 474,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\
 &= -761,0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



zonder bovenbelasting, zonder troskracht, met negatieve kleeft

$$V = V_{13} + V_2 = 142,0 + 288,6 = 430,6 \text{ kN}$$

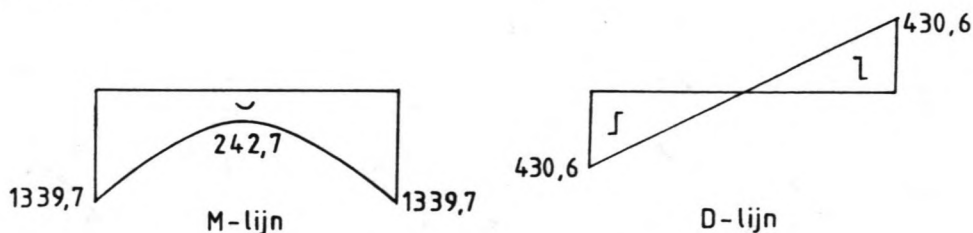
$$H = D_1 = 412,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_i &= M_1 - V_{13} \cdot 0,5 d_w + D_1 \cdot 0,5 d_v = 1122,5 - 142,0 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + \\
 &\quad + 412,6 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1339,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$V_4 = V + V_3 + V_5 - V_6 = 430,6 + 239,4 + 180,0 - 474,5 = 375,5 \text{ kN}$$

$$p = 375,5/7,3 = 51,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V_3 \cdot 6,65/2 - V_4 \cdot 7,3/2 + V_5 \cdot 6,0/2 + \\
 &\quad -V_6 \cdot 7,3/2 = -1339,7 + 430,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\
 &\quad -375,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 180,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 474,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\
 &= -242,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



met bovenbelasting, met troskracht, zonder negatieve kleeft

$$V = V_2 = 288,6 \text{ kN}$$

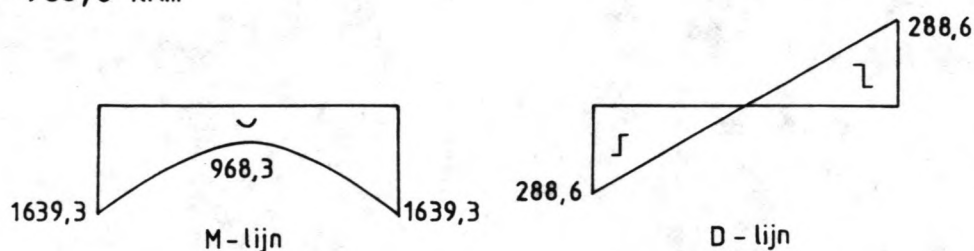
$$H = D2 = 462,1 \text{ kN}$$

$$M_i = M3 + D2 \cdot 0,5 d_v = 1292,7 + 462,1 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1639,3 \text{ kNm}$$

$$V4 = V + V3 + V5 - V6 = 288,6 + 239,4 + 180,0 - 474,5 = 233,5 \text{ kN}$$

$$p = 233,5/7,3 = 32,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V3 \cdot 6,65/2 - V4 \cdot 7,3/2 + V5 \cdot 6,0/2 + \\ &\quad - V6 \cdot 7,3/2 = -1639,3 + 288,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\ &\quad - 233,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 180,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 474,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\ &= -968,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$



met bovenbelasting, met troskracht, met negatieve kleeft

$$V = V14 + V2 = 160,0 + 288,6 = 448,6 \text{ kN}$$

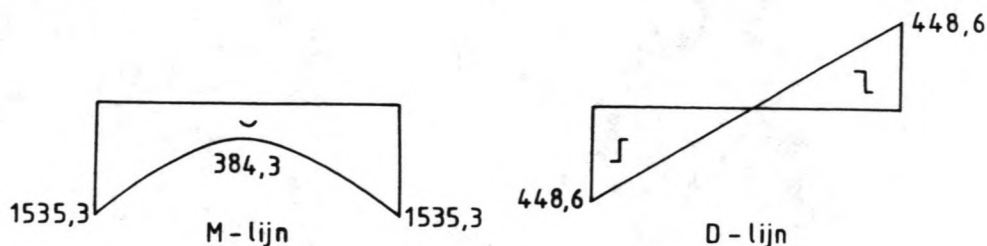
$$H = D2 = 462,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_i &= M3 - V14 \cdot 0,5 d_w + D2 \cdot 0,5 d_v = 1292,7 - 160,0 \cdot 0,5 \cdot 1,3 + \\ &\quad + 462,1 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = 1535,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V4 = V + V3 + V5 - V6 = 448,6 + 239,4 + 180,0 - 474,5 = 393,5 \text{ kN}$$

$$p = 393,5/7,3 = 53,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} M_v &= -M_i + V \cdot 6,65 + V3 \cdot 6,65/2 - V4 \cdot 7,3/2 + V5 \cdot 6,0/2 + \\ &\quad - V6 \cdot 7,3/2 = -1535,3 + 448,6 \cdot 6,65 + 239,4 \cdot 0,5 \cdot 6,65 + \\ &\quad - 393,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 + 180,0 \cdot 0,5 \cdot 6,0 - 474,5 \cdot 0,5 \cdot 7,3 = \\ &= -384,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$



TABEL 6-II OVERZICHT RESULTATEN BEREKENING BAKCONSTRUCTIE

belastinggeval				D _{wand} kN	M _{wand} kNm	D _{vloer} kN	M _{i vl} kNm	M _{v vl} kNm	p kN/m ²
	boven- belasting	tros- kracht	negatieve kleef						
B1	-	-	-			288,6		788,0	72,3
B2	-	-	-	151,3	277,3	288,6	390,8	397,2	72,3
	-	-	+	151,3	241,9	389,4	415,5	719,1	84,4
	+	-	-	178,8	352,9	288,6	528,0	318,9	72,3
	+	-	+	178,8	311,0	389,4	421,5	668,9	86,1
B3	-	-	-	-11,2	-31,5	288,6	-39,9	605,5	119,2
	-	-	+	-11,2	-66,9	376,8	-97,2	927,4	131,3
	+	-	-	16,3	44,1	288,6	38,4	527,2	119,2
	+	-	+	16,3	2,2	389,4	-9,2	877,2	133,0
B3a	-	-	-	361,3	1023,7	288,6	1294,7	-506,7	72,3
	-	-	+	361,3	939,1	474,0	1174,2	170,0	97,7
	+	-	-	403,8	1204,3	288,6	1507,2	-719,2	72,3
	+	-	+	403,8	1109,8	492,0	1374,9	23,3	100,2
B4	-	-	-						54,2
G1	-	-	-	91,8	-245,8	288,6	314,7	161,3	78,1
	-	-	+	91,8	173,1	436,2	218,7	700,1	98,0
	+	+	-	141,3	426,4	288,6	532,4	-56,4	78,1
	+	+	+	141,3	343,8	454,2	424,7	548,1	100,8

VERVOLG TABEL 6-II

belastinggeval			D _{wand} kN	M _{wand} kNm	D _{vloer} kN	M _{i_vl} kNm	M _{v_vl} kNm	p kN/m ²
	boven- belasting	tros- kracht						
G2	-	-	412,6	1122,5	288,6	1432,0	-761,0	32,0
	-	-	412,6	1052,6	430,6	1339,7	-242,7	51,4
	+	+	462,1	1292,7	288,6	1639,3	-968,3	32,0
	+	+	462,1	1212,8	448,6	1535,3	-384,3	53,9

Controle wanddikte

Uit de tabel volgt de maatgevende dwarskracht:

$$D_{wand} (G2) = 462,1 \text{ kN}$$

Volgens art. E-504.1 van de VB 1984 is de rekenwaarde van de schuifspanning τ_d gelijk aan:

$$\tau_d = \frac{T_d}{bh}$$

waarin:

T_d = de rekenwaarde van de dwarskracht in het bezwijkstadium
 $= 1,7 \cdot 462,1 \cdot 10^3 = 785,6 \cdot 10^3 \text{ N}$

b = de breedte van de betondoorsnede = 1,0 m = 1000 mm

h = de nuttige hoogte van de betondoorsnede; bij een maat voor dekking + halve staafdikte van 0,1 m: $h = 1,3 - 0,1 = 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm}$

dus:

$$\tau_d = \frac{785,6 \cdot 10^3}{1000 \cdot 1200} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

Deze is juist gelijk aan τ_1 , met τ_1 de vastgestelde grenswaarde, waarvoor geldt dat de betondoorsnede in staat is de schuifspanningen te leveren, zodat geen dwarskracht wapening nodig is. Volgens art. E-504.2.1 is $\tau_1 = 0,5 f_b$, met f_b de rekenwaarde voor de betontreksterkte, volgens art. 204.5.3 voor betonkwaliteit B22,5: $f_b = 1,3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$.

Het maatgevende moment per m' wand is:

$$M_{\text{wand}} (G2) = 1292,7 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \text{rekenwaarde } M_d = 1,7 \cdot 1292,7 = 2197,6 \text{ kNm.}$$

De benodigde wapening bedraagt dan:

$$A_a = \omega_o \cdot b h \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

waarin b en h in m's; ω_o is het wapeningspercentage, welke kan worden bepaald m.b.v. GTB-tabel 11.3.c voor B22,5 en FeB400 (zie Bijlage 12):

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{2197,6}{1,0 \cdot 1,2^2} = 1526,1 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \omega_o = 0,40\%$$

$$\rightarrow A_a = 0,40 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 10^4 = 4800 \text{ mm}^2$$

Controle vloerdikte

Maximale dwarskracht:

$$D_{v1} (B3a) = 492,0 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad T_d = 1,7 \cdot 492,0 = 836,4$$

$$\tau_d = \frac{T_d}{bh} = \frac{836,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 1400} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Maximale moment:

$$M_{i_{v1}} (G2) = 1639,3 \text{ kNm} \quad \rightarrow \quad M_d = 1,7 \cdot 1639,3 = 2786,8$$

$$\frac{M_u}{bh^2} = \frac{2786,8}{1,0 \cdot 1,4^2} = 1421,8 \quad \rightarrow \quad \omega_o = 0,38\%$$

$$A_a = 0,38 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 10^4 = 5320 \text{ mm}^2$$

Controle toelaatbare belasting ondergrond

Bij de bepaling van de toelaatbare belasting op de ondergrond moet aan twee eisen worden voldaan:

- 1) De maximale belasting op de fundering mag niet groter zijn dan q_f/F , waarin q_f = gemiddelde korrelspanning die de fundering bij bezwijken op het korrelskelet uitoefent, en F de veiligheidscoëfficiënt voorstelt. In dit geval bedraagt F 2 à 3.
- 2) De zetting van de fundering en de zettingsverschillen mogen niet te groot worden.

Uit gegevens van het LGM blijkt, dat na verdichting geen noemenswaardige zettingen zullen optreden (zie ook par. 6.1.3).

Ter bepaling van q_f wordt wel de volgende formule gehanteerd (zie Lit 1 en 4), welke met name geschikt is voor vastgepakt zand, waarvan na verdichting zeker sprake is:

$$q_f = N_q \cdot q_0 + N_c \cdot c' + N_\gamma \cdot \frac{1}{2}B \cdot \gamma$$

waarin:

q_0 = verticale korrelspanning t.p.v. het funderingsniveau; in het ongunstigste geval $q_0 = 0$ (bouwphase)

c' = cohesie van de grond = 0

B = breedte van de funderingsstrook = 14,6 m

γ = gewicht van de grond onderwater = 10 kN/m³

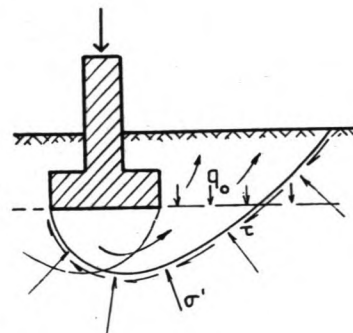
N_q , N_c en N_γ zijn coëfficiënten die een functie zijn van ϕ' alleen; voor $\phi' = 32^\circ$ is: $N_q = 23,18$, $N_c = 35,49$ en $N_\gamma = 30,22$.

zodat:

$$q_f = 30,22 \cdot 0,5 \cdot 14,6 \cdot 10 = 2206 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{p} = 2206/3 = 735 \text{ kN/m}^2$$

De maximale druk op de ondergrond die kan optreden bedraagt slechts 133 kN/m² (geval B3). In dat geval is bovendien de toelaatbare druk groter, omdat dan $q_0 \neq 0$.



6.5 Damwandconstructie

Naast de mogelijkheid van een betonnenbakprofiel komt als wandconstructie een stalen damwand in aanmerking. De vloerconstructie kan waterdicht (onderwaterbetonvloer) of juist niet waterdicht (filterconstructie) zijn.

Een voordeel van de damwand is dat geen bouwput nodig is: na het aanbrengen van de damwand en ontgraven kan de vloer onderwater worden aangebracht.

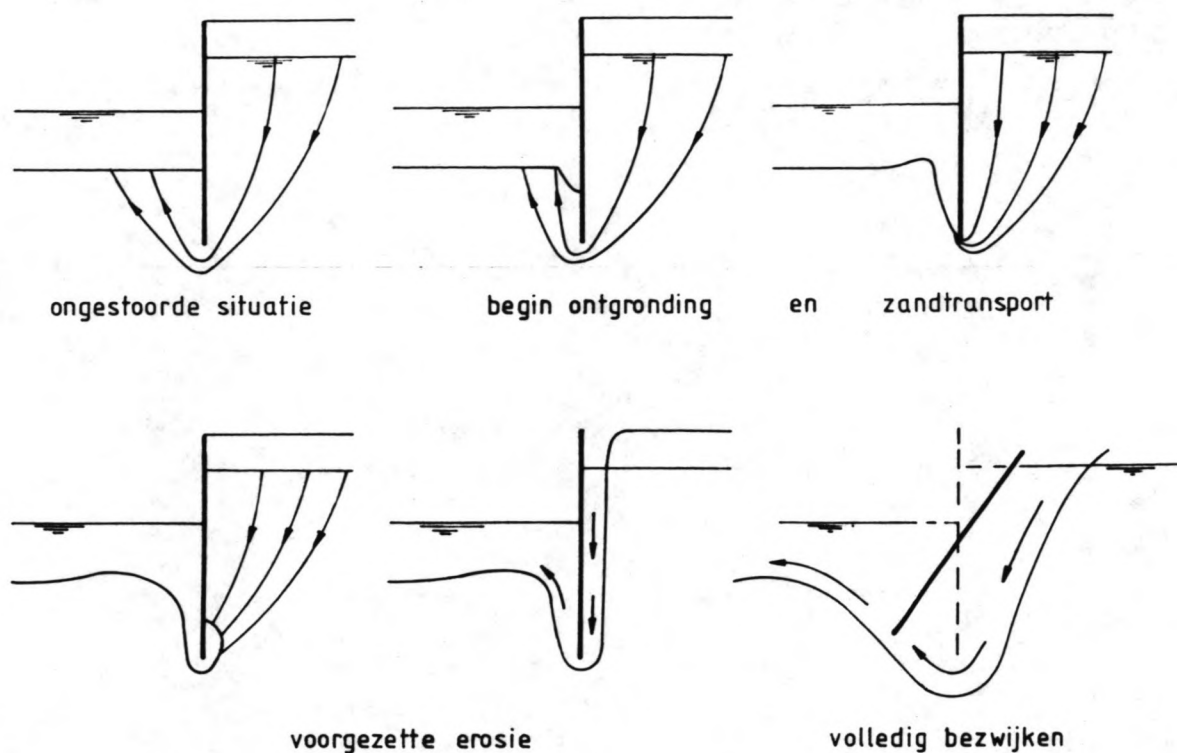
Een nadeel is echter dat voor de sluishoofden nu twee afzonderlijke bouwputten nodig zijn, bijvoorbeeld in de vorm van een damwandkuip.

De kosten van het totale ontwerp, dus kolk én hoofden, zullen uiteindelijk bepalend zijn aan welke oplossing de voorkeur moet worden gegeven.

6.5.1 Niet waterdichte kolkvloer

Het grootste probleem bij een niet waterdichte kolkvloer is het optreden van grondwaterstromingen. Met name bij de constructie bevindt zich vaak enige ruimte: de grond zal niet altijd strak aansluiten tegen de constructie. Door de mindere weerstand die het water in deze ruimte ondervindt, kunnen grote stroomsnelheden optreden, die gronddeeltjes meevoeren, waardoor deze holle ruimten steeds groter worden. Dit kan tenslotte leiden tot het bezwijken van de constructie. Dit proces wordt aangeduidt met de engelse term "piping" (Fig 6-12).

Ook indien een waterdichte kolkvloer wordt toegepast kan, omdat aan beide zijden van de sluis een andere waterstand optreedt, dit verschijnsel zich voordoen in de lengterichting van de sluis. Deze vorm van lekkage onder de constructie heet onderloopsheid. Treedt het verschijnsel op naast de constructie dan spreken we van achterloopsheid. De lengte waarover het grondwater moet stromen is uiteindelijk bepalend voor de snelheid.



Figuur 6-12

Als uitgangspunt wordt daarbij in de regel de volgende formule gehanteerd:

$$v = k \cdot H/L$$

waarin:

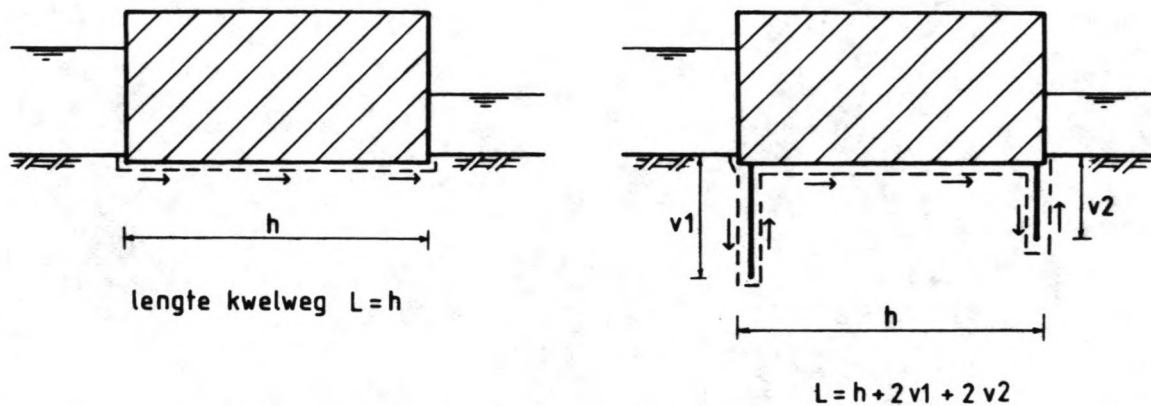
k = doorlatendheidscoëfficiënt van de grond

H = verval

L = lengte van de kwelweg

Aangezien het verval en de doorlatendheid van de grond vaste gegevens zijn, kan de snelheid v alleen worden verkleind door de kwallengte te vergroten. Deze extra lengte kan worden verkregen door het aanbrengen van damwandschermen (Fig 6-13).

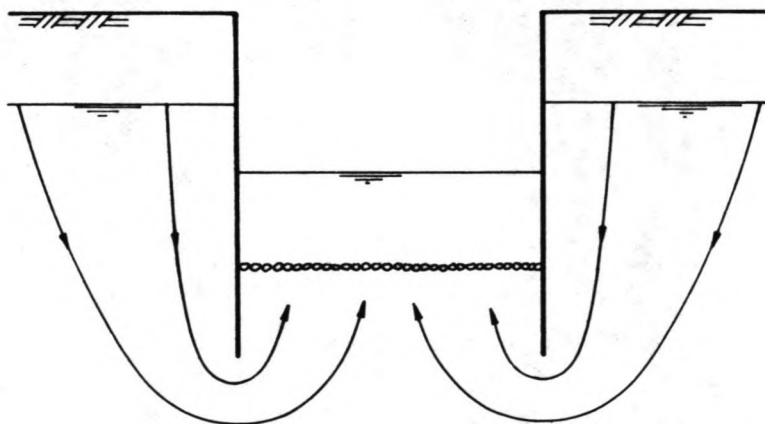
In het geval van een waterdichte kolkvloer is deze kwallengte de gehele sluislengte, dus de lengte van de twee sluishoofden plus



Figuur 6-13

de kolklengthe. Wordt echter een open kolkvloer toegepast, dan moet elk sluishoofd afzonderlijk worden beschouwd.

Door het verschil tussen de kolkwaterstand en de grondwaterstand buiten de kolk treedt, in geval van een waterdoorlatende kolkbodem, ook grondwaterstroming in dwarsrichting op (Fig 6-14).



Figuur 6-14

Zoals al eerder opgemerkt is dit een gevaarlijke toestand, die kan leiden tot bezwijken van de constructie. Het verkleinen van de stroomsnelheid is in dit geval niet goed mogelijk, omdat de

kwelweg in horizontale richting nihil is, zodat een zeer grote lengte van de damwand vereist zou zijn.

Indien de stroomsnelheid niet kan worden verkleind, zal het zandtransport moeten worden voorkomen. Dit kan door het aanbrengen van een filterconstructie.

Een filter heeft in het algemeen tot doel om enerzijds iets door te laten en en anderzijds iets tegen te houden. Bij filters die in oever- en bodembescherming worden toegepast is de belangrijkste functie het tegenhouden van deeltjes uit de ondergrond. Het door te laten water (kwaliteit) is op zich niet zo belangrijk, wél de eigenschap om het water door te laten. Hierbij mogen namelijk geen overdrukken ontstaan, waardoor de stabiliteit van de bodembescherming in zijn geheel ongunstig kan worden.

In hoeverre een filter voldoet aan de eisen betreffende de bescherming van de ondergrond tegen uitspoelen bij de aanwezige stromingscondities en het doorlaten van water uit de ondergrond zonder overdrukken, is afhankelijk van:

- de samenstelling van het filter, met name de grootte van de doorgaande poriën in het filter
- de samenstelling van de ondergrond
- de stromingscondities

Er wordt onderscheidt gemaakt tussen:

- granulaire filters

Dit zijn filters die opgebouwd zijn uit lagen van loskorrelig materiaal in verschillende gradaties. De onderste laag heeft tot taak om de deeltjes uit de ondergrond (het basismateriaal) tegen te houden, terwijl iedere opvolgende laag dit moet doen voor de korrels uit de onderliggende laag. De korrels uit de toplaag moeten voldoende groot zijn om stabiel te blijven onder invloed van de uitwendige krachten t.g.v. stroom en golf.

Vooral als meerdere lagen nodig zijn kan in granulaire filters nogal wat materiaal gaan zitten. Een voordeel is wel dat de filtereisen goed kunnen worden aangepast vanwege de grote vrijheid in samenstelling die mogelijk is. Praktisch zijn hieraan grenzen verbonden i.v.m. de kosten.

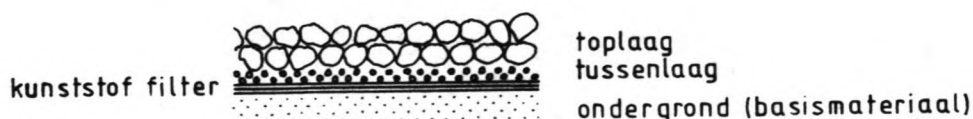
- kunststof filters

Deze filters hebben het voordeel dat er een zekere samenhang is tussen de samenstellende delen, waardoor in het vlak van het filter krachten kunnen worden opgenomen. Vooral bij de uitvoering van oeverbeschermingswerken kan deze eigenschap een belangrijke rol spelen.

Een ander voordeel is de zeer geringe dikte van dit soort filters t.o.v. de uit meerdere lagen opgebouwde granulaire filters.

- samengestelde filters

Vaak kan een kunststof alleen niet worden toegepast. Als bodembescherming is een grove toplaag (bestorting) nodig. Een kunststoffilter kan dan tussen deze bestorting en de ondergrond worden aangebracht om uitspoeling hiervan te voorkomen. Om beschadiging tijdens het storten van de toplaag te voorkomen, wordt dan nog een tussenlaag van fijner materiaal aangebracht. Een zodanig geconstrueerd filter combineert de voordelen van granulaire en kunststof filters (Fig 6-15).

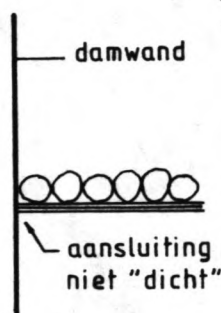


Figuur 6-15

Bovengenoemde oplossing kan bijvoorbeeld dienen als bodembescherming bij het sluishoofd en bij de wachtwerken.

Als kolkbodem is deze oplossing minder geschikt, omdat een goede afdichting t.p.v. de aansluiting kolkwand-vloerconstructie niet goed mogelijk is.

Figuur 6-16



6.5.2 Filtereisen

Aan het filter worden verschillende eisen gesteld (Lit 2):

I) De belangrijkste eis die aan het filter gesteld moet worden is het vermogen om de ondergrond bij optredende stromingen tegen uitspoeling te beschermen, m.a.w. het filter moet zand-dicht zijn. Er is al op gewezen dat de zanddichtheid sterk kan afhangen van de stromingscondities. In verband hiermee worden twee gevallen onderscheiden:

1) Zanddichtheid onafhankelijk van stromingscondities.

In dit geval berust de zanddichtheid op het niet kunnen binnendringen van het materiaal uit de ondergrond in het filtermateriaal op grond van de afmetingen van de korrels in de ondergrond t.o.v. de grootte van de poriën in het filter. Voor een gemiddelde pakking met een poriëngehalte van 35 à 40% treedt voor nagenoeg homogene filters en basismaterialen, zanddichtheid op als:

$$D_{50f} \leq 4 \text{ à } 5 D_{50b}$$

2) Zanddichtheid afhankelijk van de stromingscondities.

Hierbij is het van belang welke richting de stroming

heeft t.o.v. de oriëntatie van het filter. Indien de stroming loodrecht op het scheidingsvlak tussen filter- en basismateriaal staat, is het filter zanddicht als het verhang in het basismateriaal kleiner is dan 100%.

Bij het uitdrukken van het verhang in procenten wordt het verhang gedefinieerd als het stijghoogteverschil (Δh) per eenheid van lengte (Δs) vermenigvuldigd met 100%. De verhangkracht maakt bij een verhang van 100% juist evenwicht met het gewicht van een kolom zand met $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ en een poriëngehalte van 0,4. Bij grotere verhangen dan 100% wordt het evenwicht verbroken en is beweging van zanddeeltjes mogelijk. Hierbij is het van groot belang of de stroming van richting kan wisselen. Is dit niet het geval dan kan boogwerking optreden, waardoor kleinere korrels kunnen worden tegengehouden dan welke volgen uit de betrekking in geval 1.

Figuur 6-17



"pantser effect"

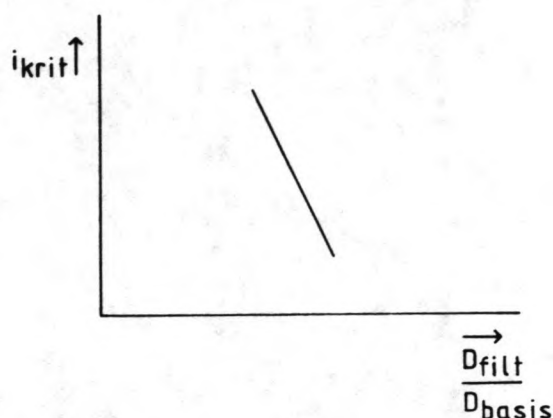
Indien de stroming evenwijdig gericht is aan het scheidingsvlak tussen filter- en basismateriaal, is vooral de grootte van het verhang en de daardoor opgewekte stroomsnelheden in de filterlaag van belang voor het al dan niet zanddicht zijn. Bij overschrijden van een kritieke waarde van het verhang ontstaat een zodanige stroomsnelheid in het filter dat het basismateriaal in beweging komt en de zanddichtheid verloren gaat. De kritieke waarde van de stroomsnelheid is een functie van de eigenschappen van het basismateriaal (korrelgrootte, korrelvorm en massadichtheid) en de stromingstoestand in het filter (laminair, turbulent of het overgangsgebied hiertussen).

De optredende stroomsnelheid (of filtersnelheid) is afhankelijk

van de eigenschappen van het filtermateriaal (korrelgrootte, korrelvorm, pakkingsdichtheid).

Combinatie van beide afhankelijkheden leidt ertoe dat, naarmate de waarde van de verhouding tussen de korreldiameters in de filterlaag en de ondergrond groter is, het toelaatbare verhang voor een stabiel grensvlak kleiner wordt.

Figuur 6-18



Resumerend kan worden gesteld dat bij mildere stromingscondities grovere filtermaterialen aan de eis van zanddichtheid kunnen voldoen. Bij stromingen evenwijdig aan het scheidingsvlak tussen filter- en basismateriaal kunnen bij kleine verhangen zelfs zeer open filters voldoende zanddicht zijn.

Indien de stromingen sterk dynamisch zijn dienen de filterregels te worden gehanteerd van geval 1. Dit geldt met name indien het water in beide richtingen kan stromen, zodat het pantsereffect (of boogwerking) niet kan optreden.

Hiervan is in ons geval duidelijk sprake:

- de kolkwaterstand kan zowel hoger als lager zijn dan de grondwaterstand
- er treedt een combinatie op van stroming loodrecht op het filter en evenwijdig aan het filter t.g.v. stroming in de kolk (in- en uitstroming t.g.v. de kolkomzetting en stromingen t.g.v. de scheepvaart)

II) Het filter moet t.o.v. de ondergrond voldoende waterdoorlatend zijn, zodat het bij het filter aankomende water zonder overdrukken kan worden afgevoerd. De optredende overdruk is afhankelijk van de hoeveelheid af te voeren water, die sterk kan variëren en waarvan de maxima vaak slechts bij benadering zijn vast te stellen. De eis dat geen overdrukken mogen optreden komt er in de praktijk op neer dat stabiliteitsverlies bij het filter niet eerder optreedt dan in de ondergrond zelf als gevolg van afstromend water.

De waterbeweging in poreuze media kan als volgt worden beschreven:

$$i = b \cdot u_f^n$$

waarin:

i = drukhoogte verhang ($\Delta h/\Delta s$)

b = evenredigheidsconstante afhankelijk van het poreuze medium (korrelgrootte, korrelvorm en pakking) in $(\text{m/s})^{-n}$

u_f = filtersnelheid ($=Q/A$) in m/s

Q = af te voeren debiet

A = beschikbaar doorstroomprofiel

n = exponent afhankelijk van het stromingstype

Voor laminaire stroming is $n=1$ en geeft de formule de Wet van Darcy weer.

Voor volledig turbulente stroming geldt $n=2$.

In het overgangsgebied tussen de genoemde stromingstypen ligt de waarde van n tussen 1 en 2.

In het basismateriaal is vrijwel altijd het laminaire stromingstype aanwezig, waarvoor geldt:

$$b = \frac{1}{k} \quad \text{en} \quad n = 1, \quad \text{zodat: } u_f = k \cdot i \quad (\text{Wet van Darcy})$$

hierin is k de doorlatendheidscoëfficiënt in m/s .

Deze faktor kan globaal worden bepaald met de formule van Kozeny:

$$k = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\epsilon}{(1 - \epsilon)^2} \cdot \frac{gD^2}{\nu}$$

waarin:

α = dimensieloze coëfficiënt = ca. 500

ϵ = poriëngehalte, voor zand 0,35 à 0,45

D = karakteristieke korreldiameter = ca. D_{20}

ν = kinematische viscositeit = ca. $1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bij 10° C

g = versnelling van de zwaartekracht = ca. 9,8

Voor $\epsilon = 0,4$ wordt k ca. $2800 D_{20}^2$

De k -waarde kan bij het vergelijken van de waterdoorlatendheid van de diverse lagen met laminaire stroming als vergelijkingsbasis worden aangehouden. Naarmate de korrels groter zijn, zal de k -waarde groter zijn en daarmee de doorlatendheid.

In het filtermateriaal kan al een stromingstype heersen tussen laminair en turbulent, terwijl in de nog grovere toplagen zeker een turbulente stroming aanwezig is. Globaal kan gesteld worden dat voor een laag met korrels kleiner dan ca. $2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ een laminaire en voor een laag met korrels groter dan ca. $5 \cdot 10^{-2}$ een turbulente stroming aanwezig is.

Voor turbulente stroming en de stroming in het overgangsgebied heeft de evenredigheidsconstante b per stromingstype steeds een andere dimensie dan de $1/k$ waarde van het laminaire stromingstype. Een vergelijking van de waterdoorlatendheid via deze evenredigheidsconstante is dan ook niet mogelijk. Wel geldt ook hier dat naarmate de korrels groter worden de waterdoorlatendheid toeneemt.

De waterdoorlatendheid van een filter kan worden verminderd door dichtslaan en dichtslibben. Daarom wordt in de waterdoorlatendheid van het filter t.o.v. die van de ondergrond een

zekere reserve aangehouden. Granulaire filters die voldoen aan de strengste eis voor zanddichtheid volgens geval 1, zullen steeds waterdoorlatender zijn dan de ondergrond, omdat de waterdoorlatendheid toeneemt met het kwadraat van de maatgevende korreldiameter.

Als eis voor voldoende waterdoorlatendheid wordt aangehouden:

$$D_{20f} > 4 \text{ à } 5 D_{20b}$$

Globaal komt het er op neer dat een 20x zo grote waterdoorlatendheid wordt aangehouden.

Wordt aan deze eis voldaan, dan zullen geen overdrukken optreden en is er geen gevaar voor dichtslibben.

III) De korrelverdeling van elke laag dient bij voorkeur zo uniform mogelijk te zijn vanwege de interne stabiliteit in de laag (geen interne migratie van deeltjes). Als eis t.a.v. de inwendige stabiliteit geldt:

$$D_{60}/D_{10} < 10$$

Bij uniform filtermateriaal zal al een goede filterwerking optreden bij een laagdikte van enkele malen de korrelgrootte. De ontwerplaagdikte wordt overigens bepaald door de methode van uitvoering en de bij deze methode te verwachten spreiding in laagdikte, waarbij de aangegeven laagdikte niet mag worden onderschreden.

Voor gestorte lagen worden de volgende praktische minimum waarden aangehouden:

zand	d = 10 cm
grind	d = 20 cm
stortsteen	d = 2 à 3 maal de afmeting van de grootste steen

Voor lagen die onderwater worden aangebracht wordt in de regel een grotere waarde aangehouden. We zullen hier uitgaan van een

faktor 1,5x zo groot. Voorts moet een onderliggende laag tenminste 0,5x zo dik zijn als de afmeting van de erboven liggende stortsteen om beschadiging van deze laag tijdens het storten te voorkomen.

6.5.3 Stabiliteit van de toplaag

De toplaag van het filter moet bestand zijn tegen de optredende stromingen en golven. In ons geval hebben we te maken met:

- stromingen t.g.v. het omzetten van de kolk
- stromingen t.g.v. de scheepvaart: retourstroom en schroefstraal

De stroomsnelheden tijdens het omzetten kunnen ter plaatse van de doorlaatopening in de deuren aanzienlijk zijn. De snelheid is afhankelijk van het verval:

$$v = \sqrt{2gH}$$

zodat voor het maximale verval $H = 2,9$ m geldt:

$$v = \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 2,9} = 7,5 \text{ m/s}$$

Dit vormt echter geen probleem (betonconstructie sluishoofd) en ter plaatse van de bodembescherming heeft inmiddels voldoende spreiding plaats gevonden, naar schatting:

$$v'_{\max} = v_{\max} \cdot \frac{A_{\max}}{F_{\min}}$$

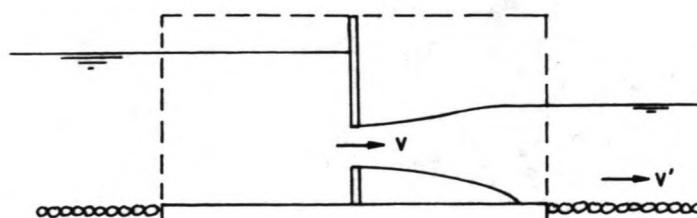
waarin:

A_{\max} = maximale doorstroomopening (ca. $4,0 \text{ m}^2$)

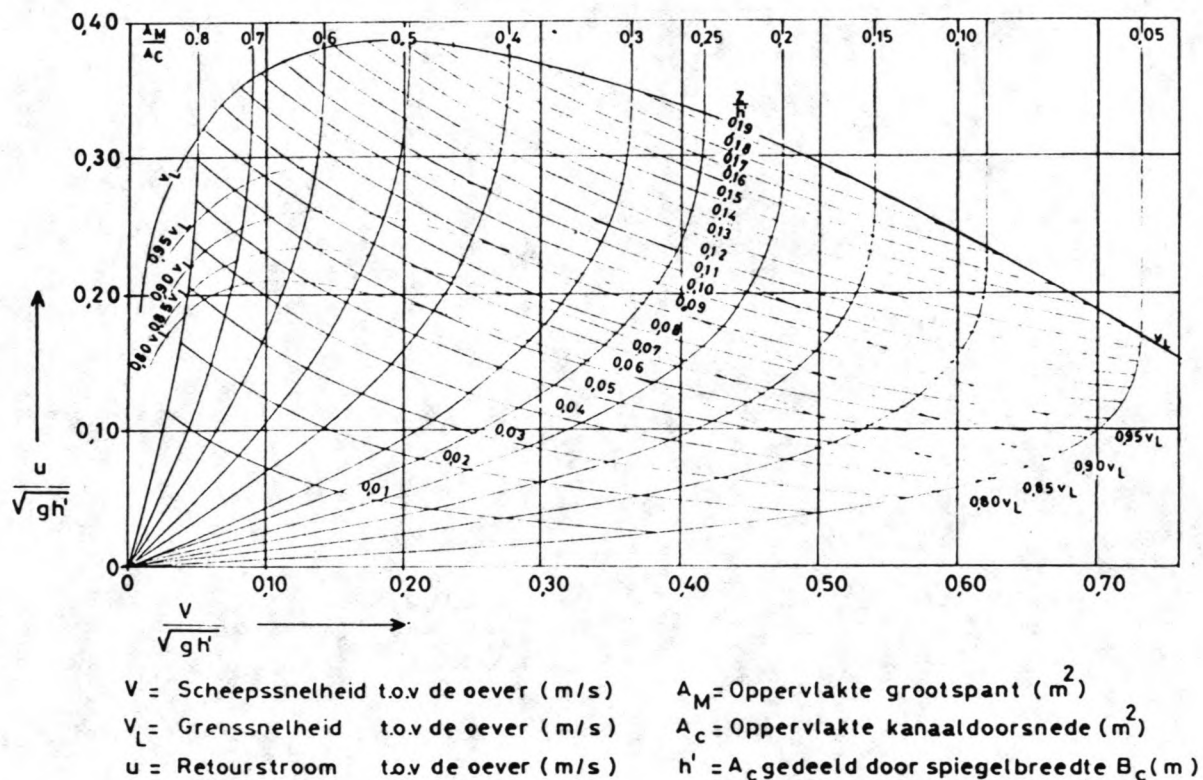
F_{\min} = minimale doorstroomprofiel in de kolk ($3 \cdot 12 = 36 \text{ m}^2$)

$$v' = 7,5 \cdot \frac{4,0}{36} = \text{ca. } 0,85 \text{ m/s}$$

Figuur 6-19



De retourstroom is afhankelijk van de afmetingen van het schip, de afmetingen van de natte doorsnede in de kolk en de scheepssnelheid. Het verband tussen deze grootheden is weergegeven in de volgende figuur.



Figuur 6-20 Scheepssnelheid, retourstroom en spiegelddaling volgens Schijf

Vullen we de getalwaarden in, dan vinden we in ons geval:

Oppervlakte grootspant van het maatgevende (Europa) schip

$$A_M = \text{ca. } 0,7 \cdot 9,5 \cdot 2,5 = 16,6 \text{ m}^2$$

Oppervlakte natte doorsnede bij de minimum waterstand

$$A_C = 12 \cdot 3 = 36 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_M/A_C = 16,6/36 = 0,46$$

$$\rightarrow \text{grenssnelheid } \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = 0,22 \rightarrow$$

$$\rightarrow v = 0,22 \cdot 9,8 \cdot 3 = 1,2 \text{ m/s}$$

De retourstroom die hierbij optreedt:

$$\frac{u}{\sqrt{gh}} = 0,38 \quad \rightarrow \quad u = 0,38 \cdot 9,8 \cdot 3 = \text{ca. } 2,0 \text{ m/s}$$

In de praktijk zal een schip niet met de grenssnelheid varen, zodat de werkelijkheid gunstiger is. Bovendien zijn we al uitgegaan van extreme omstandigheden aangezien het grootste schip, zeker bij minimale waterstand veelal heel langzaam zal varen.

In de schroefstraal van schepen kunnen, indien geen bodembescherming wordt aangebracht, diepe ontgrondingskuilen ontstaan, met name op plaatsen waar regelmatig schepen stil liggen, zoals bij de wachtplaatsen, en dus ook in de kolk.

Over de waterbeweging in de schroefstraal van schepen is nog weinig bekend. Voor stil liggende schepen met één schroef is een berekeningsmethode ontwikkeld (Lit 3). M.b.v. de experimenteel bepaalde formules zullen we hier een schatting maken van de (maximaal) te verwachten stroomsnelheid.

De snelheid van het water (V_0) op het punt, waar de schroefstraal een diameter D_0 heeft (op hooguit $0,5D$ achter de schroef) kan worden berekend uit het motorvermogen en D_0 met:

$$V_0 = 1,15 \left[\frac{P_s}{\rho D_0^2} \right]^{1/3}$$

hierin is P_s het motorvermogen, en D_0 de diameter van de straal kort achter de schroef = ca. $0,7 D$ met D de diameter van de schroef.

De snelheid op een willekeurig punt achter de schroef kan bij benadering worden bepaald uit:

$$V_{x,r} = \text{ca. } 2,8 \frac{V_0 \cdot D_0}{x} \cdot e^{(-15,4 \frac{r^2}{x^2})}$$

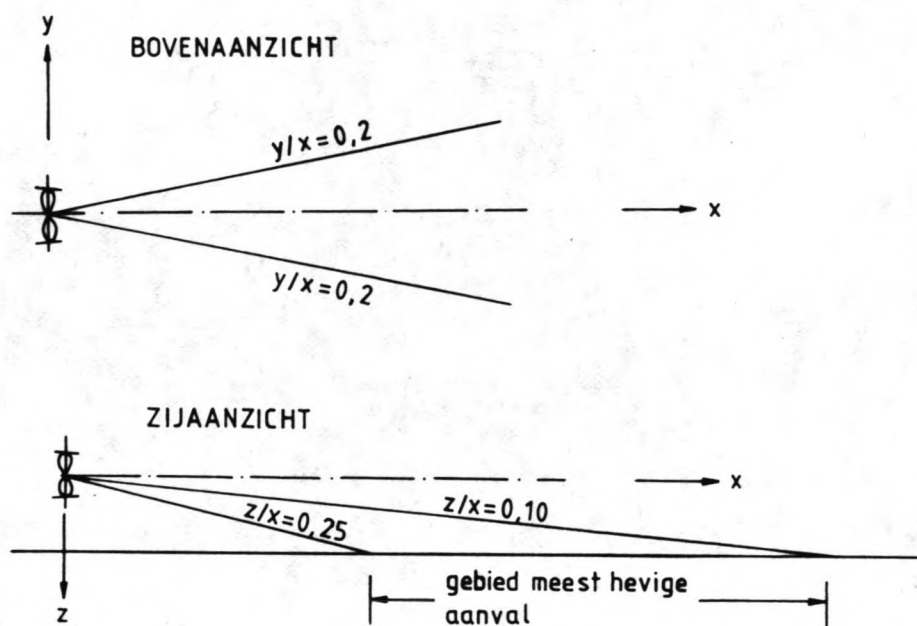
waarin:

$V_{x,r}$ = snelheid evenwijdig aan de schroefas (m/s)

x = de afstand van het punt tot de schroef, gemeten langs de schroefas (m)

r = de afstand van het punt tot de schroefas (m)

De meest hevige aanval op de bestorting treedt op in een sector waarvoor $y/x < 0,2$ en $0,1 < z/x < 0,25$, waarin y de horizontale afstand tot de as van de straal en x de afstand tot de schroef gemeten langs de as van de straal en z de verticale afstand tot die as.



Figuur 6-21

Uitgaande van een ingesteld motorvermogen van 400 kW en een schroefdiameter van 1,0 m, geldt dan:

$$V_0 = 1,15 \left[\frac{400 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 0,7^2} \right]^{1/3} = 10,75 \text{ m/s}$$

Bij een minimale diepgang van 0,50 m bedraagt z ca. 1,0 m en $x = 4z = 4,0$ m in het ongunstigste geval, zodat:

$$V_{x,r} = 2,8 \cdot \frac{10,75 \cdot 0,7}{4} e^{(-15,4 \cdot 1/4^2)} = \text{ca. } 2,0 \text{ m/s}$$

Een deeltje op een vlakke bodem wordt door stromend water meegevoerd indien de door het water uitgeoefende krachten, uitgedrukt in een schuifspanning (τ), een drempelwaarde overschrijdt. Deze drempelwaarde is sterk afhankelijk van grootte, vorm, stapeling etc. van de deeltjes.

Volgens Shields moet, wil een deeltje niet in beweging komen, worden voldaan aan:

$$\Psi = \frac{\tau}{\rho g \Delta D} < \Psi_C$$

waarin Ψ_C = een kritische waarde van de schuifspanningsparameter, afhankelijk van vorm, stapeling etc. van de deeltjes.

ρ = de soortelijkemassa van water (kg/m^3)

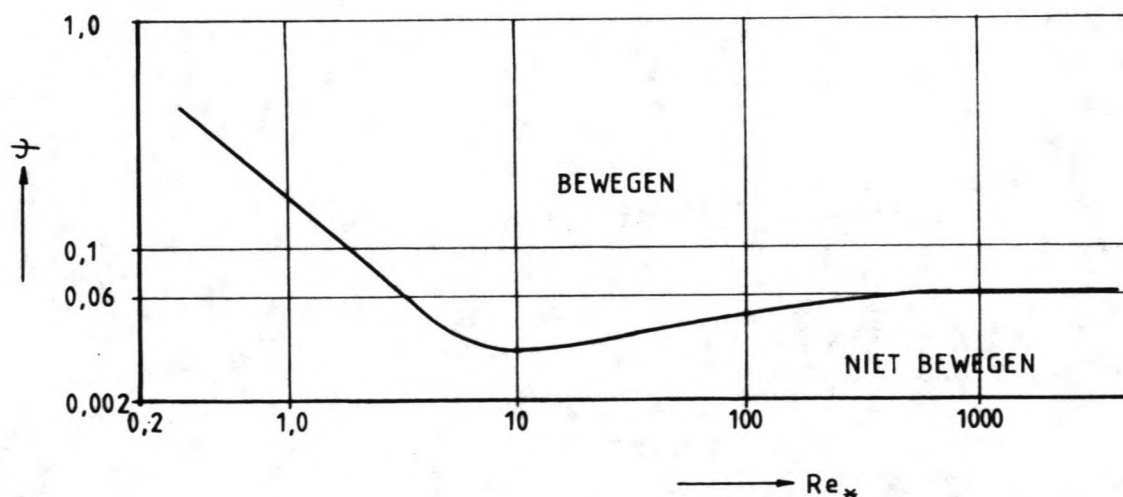
ρ_s = de soortelijkemassa van steen

D = de diameter van het deeltje

Voorts is de waarde van Ψ_C nog afhankelijk van de stromingstoestand in de grenslaag, uitgedrukt in het getal van Reynolds, Re_x .

$$Re_x = \frac{U_x D}{\nu} = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \frac{D}{\nu}$$

Voor voldoende grootte Re_x (groter dan 500 à 1000) is Ψ_C niet langer afhankelijk van Re_x ($\Psi_C = \text{ca. } 0,06$).



Figuur6-22 Begin van beweging volgens Shields

Het criterium voor begin van beweging is moeilijk vast te stellen. Shields deed zijn onderzoek voor kleine transporten van bodemmateriaal en extrapoleerde naar transport $s = 0$. In dat geval geldt bij voldoende grote waarde van Re_x :

$$\Psi_c = \frac{\tau}{\rho g \Delta D} = 0,06$$

Bij nadere beschouwing blijkt dat bij een transport $s = 0$, zoals door Shields bepaald is, altijd nog enkele korrels bewegen, hetgeen in overeenstemming is met het stochastische karakter van het verschijnsel.

Voor praktische berekeningen van stortbedden wordt dan ook de waarde $\Psi_c = 0,03$ aangehouden (Lit 2).

Indien nu de schuifspanning τ bekend is, kan de benodigde diameter van de stortsteen berekend worden uit:

$$\frac{\tau}{\rho g \Delta D} < 0,03$$

waarin:

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3 \quad \longrightarrow \quad \Delta = 1,65$$

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

τ_c = de kritische schuifspanning

D = de diameter van de stortsteen, i.h.a. uitgedrukt in de D_{50}

Voor de schuifspanning op de bodem geldt, voor een uniforme stroming in een waterloop met grote breedte t.o.v. de diepte:

$$\tau = \rho g h l = \rho g \frac{U^2}{C^2}$$

Een meer algemene uitdrukking voor de bodemschuifspanning is:

$$\tau = C_f \cdot \frac{1}{2} \rho U^2$$

waarin:

U = de gemiddelde stroomsnelheid in m/s

C_f = de schuifspanningscoëfficiënt, afhankelijk van de aard van

de stroming, de turbulentie en de ruwheid van de wanden.

Na substitutie van de Chézy-waarde volgens White-Colebrook, kan worden afgeleid dat voor een eenparige stroom geldt:

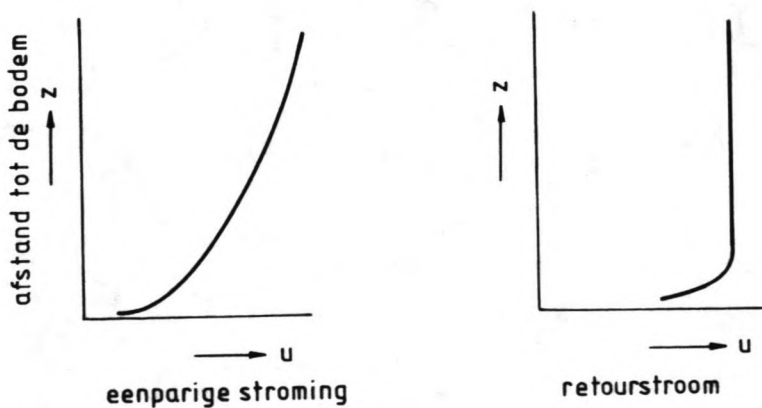
$$C_f = 0,06 \left[10 \log \frac{12h}{k} \right]^{-2}$$

hierin is k de equivalente zandruwheid volgens Nikuradse, voor stortsteen globaal de diameter en bij mengsels ongeveer D_{90} .

Voor een waterdiepte van 3,0 m en een k van naar schatting 0,5 m, is:

$$C_f = 0,06 \left[10 \log \frac{12 \cdot 3}{0,5} \right]^{-2} = 0,02$$

Voor retourstromen werd deze formule ook wel aangehouden, echter in feite is zij alleen geldig voor situaties waarin de wand-schuifspanning een volledig ontwikkelde grenslaag heeft doen ontstaan ("logaritmisch profiel"). Zoals in Fig 6-23 is te zien heeft de retourstroom over vrijwel de gehele waterdiepte dezelfde snelheid.



Figuur 6-23

Door Schlichting (Lit 3) is een uitdrukking gegeven voor de schuifspanning langs een wand met ruwheid k , als functie van de loopweg van het water langs de wand. Wordt aangenomen dat

de retourstroom over de gehele scheepslengte dezelfde snelheid u heeft, dan kan de schuifspanningsparameter worden geschreven als:

$$C_f = \left[2,87 + 1,58 \log \frac{u}{u+v} \cdot \frac{x}{k} \right]^{-2,5}$$

waarin:

u = snelheid van de retourstroom

v = scheepssnelheid

x = afstand achter de boeg van het schip

k = equivalente zandruwheid

I.h.a. wordt voor x 0,05 à 0,1L aangehouden (L = scheepslengte).

Stel nu $x = 0,05L = 0,05 \cdot 80 = 4,0$ m, dan:

$$C_f = \left[2,87 + 1,58 \log \frac{2,0}{2,0 + 1,2} \cdot \frac{4,0}{0,5} \right]^{-2,5} = 0,03$$

Hoewel de snelheid van de retourstroom in dezelfde grootte orde kan liggen als die van de schroefstraal (maximaal ca. 2,0 m/s), blijkt de retourstroom niet maatgevend voor de schuifspanning. Experimenteel is vastgesteld dat voor de waterbeweging in de schroefstraal de schuifspanningscoëfficiënt ligt tussen 0,06 en 0,11 (Lit 3).

Houden we het gemiddelde aan (t.a.v. de overige aannamen hebben we steeds het meest ongunstige geval genomen, dus dit lijkt hier acceptabel), dan is:

$$\tau = C_f \cdot \frac{1}{2} \rho u^2 = 0,085 \cdot 0,5 \cdot 10^3 \cdot 2,0^2 = 0,17 \cdot 10^3$$

$$\frac{\pi}{\rho g \Delta D_{50}} < 0,03 \rightarrow D_{50} > \frac{0,17 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 9,8 \cdot 1,65 \cdot 0,03}$$

$$\rightarrow D_{50} = \text{ca. } \underline{0,35 \text{ m}}$$

De massa van de stortsteen bedraagt dan:

$$1/6 \pi D^3 \rho_s = 1/6 \cdot 3,14 \cdot 0,35^2 \cdot 2650 = \text{ca. } \underline{60 \text{ kg}}$$

6.5.4 Filteropbouw

Uit de gegevens van het LGM blijkt dat de ondergrond voornamelijk bestaat uit zand met een $d_{50} = \text{ca. } 120 \mu\text{m}$. De tussenliggende filterlagen kunnen nu worden bepaald met de eerder genoemde filter regels. De eis t.a.v. zanddichtheid:

$$5 d_{50n} > d_{50n-1}$$

d.w.z. de d_{50} van de n^{e} laag moet groter zijn dan de d_{50} van de $n-1^{\text{e}}$ laag, dus die erboven ligt. We vinden dan:

$$d_{501} = 0,35 \text{ m}$$

$$d_{502} > \frac{d_{501}}{5} = 0,35/5 = 0,07 \text{ m}$$

$$d_{503} > \frac{d_{502}}{5} = 0,07/5 = 14 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$d_{504} > \frac{d_{503}}{5} = 14 \cdot 10^{-3}/5 = 2,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$d_{505} > \frac{d_{504}}{5} = 2,8 \cdot 10^{-3}/5 = 0,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$d_{50b} > \frac{d_{505}}{5} = 0,56 \cdot 10^{-3}/5 = 0,11 \cdot 10^{-3} = 110 \mu\text{m}$$

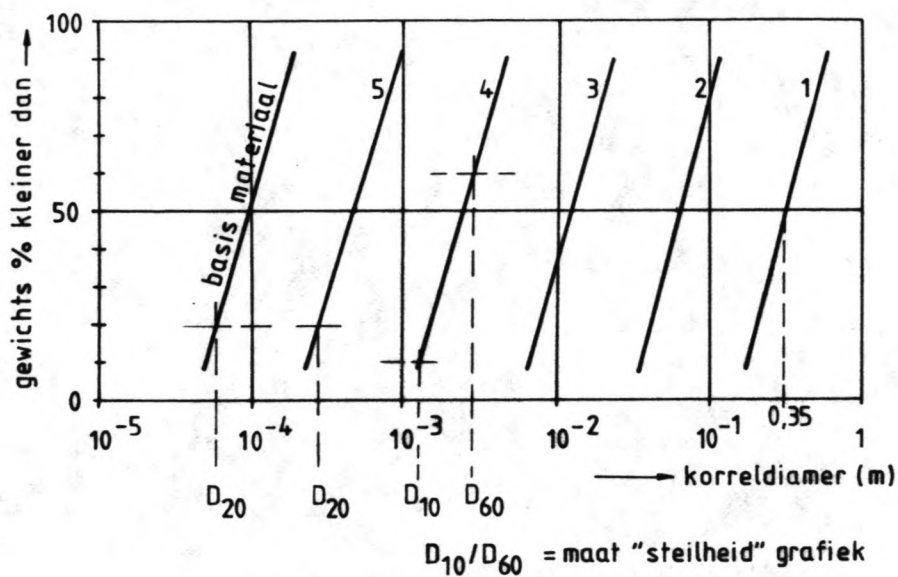
en dit laatste is kleiner dan de $d_{50b} = 120 \mu\text{m}$, dus in orde.

De eisen t.a.v. waterdoorlatendheid en interne stabiliteit bepalen voornamelijk de samenstelling (korrelverdeling) van een laag, er moet gelden:

$$D_{20n-1} > 4 \text{ à } 5 D_{20n}$$

$$D_{60n}/D_{10n} < 10$$

Hieraan is automatisch voldaan indien de korrelverdelingen van de diverse lagen (nagenoeg) evenwijdig aan elkaar lopen (zie Fig 6-24).



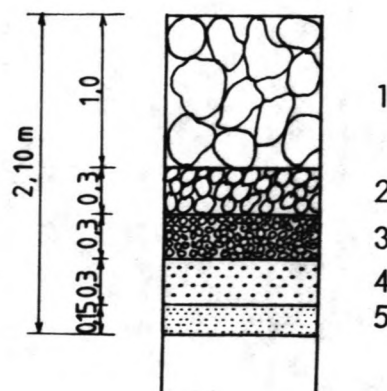
$D_{20_5} > 5 D_{20_b}$ (wordt automatisch aan voldaan
indien grafieken //, omdat $D_{50_5} > 5 D_{50_b}$)

Figuur 6-24

De dikte van een laag wordt bepaald door:

- laag 1: stortsteen 2 à 3x de diameter = $3 \times 0,35 = \text{ca. } \underline{1,0 \text{ m}}$
 laag 2: stortsteen $3 \times 0,7 = 0,21 \text{ m}$ en $0,5x$ de dikte
 van de diameter van de stortsteen uit laag 1 = $0,18 \text{ m}$
 veiligheid vanwege storten onderwater $0,30 \text{ m}$
 laag 3: grind, onderwater gestort $0,3 \text{ m}$
 laag 4: idem $0,3 \text{ m}$
 laag 5: zand, onderwater aangebracht $0,2 \text{ m}$

Figuur 6-25



6.5.5 Waterdichte kolkvloer

In combinatie met een stalen damwand als kolkwandconstructie kan ook een waterdichte kolkvloer worden toegepast. De vloer kan onderwater worden aangebracht (onderwaterbeton) en dan is geen afzonderlijke bouwput met bemaling nodig. Deze bouwwijze is eerder genoemd in paragraaf 2.4.3 (Fig 2-23).

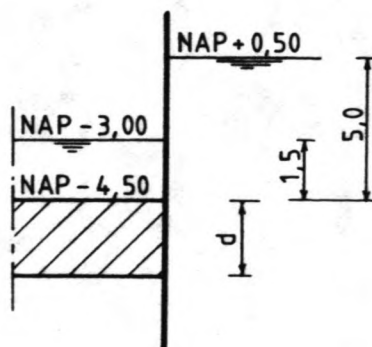
De maatgevende belastinggevallen zijn:

- 1) Lage grondwaterstand (NAP -0,50 m) en maximale waterstand in de kolk. Het hoogste schutpeil is NAP +1,50 m, doch we zullen ervan uitgaan dat de maximale buitenwaterstand (NAP +3,00 m) in de kolk kan optreden. In dat geval dient het binnen hoofd als tweede (reserve) kering. Bovendien zijn we dan niet afhankelijk van het sluispersoneel, dat anders verantwoordelijk is voor het sluiten van de deuren in het buitenhoofd, indien een bepaalde waterstand wordt overschreden.

Genoemde belasting resulteert in een neerwaarts gerichte kracht, die samen met het eigen gewicht van de constructie door de onderliggende grond moet kunnen worden opgenomen. In ons geval kan worden volstaan met een eenvoudige fundering op staal.

- 2) Hoge grondwaterstand (NAP +0,50 m) en minimale waterstand in de kolk. Gaan we ook hier uit van de laagste buitenwaterstand (NAP -3,00 m), dan geldt:

Figuur 6-26



$$\delta_b \cdot d \geq \delta_w(5,0 + d) - \delta_w \cdot 1,5$$

$$2,4d \geq 1,0(5,0 + d) - 1,0 \cdot 1,5 \quad \longrightarrow \quad d \geq 2,5 \text{ m}$$

In de regel wordt echter nog een veiligheidscoëfficiënt van (voor waterbouwkundige constructies) 1,5 in acht genomen. Vanwege het feit dat de vloerdikte direkt invloed heeft op de stijghoogte van het grondwater aan de onderkant van de vloer, leidt dit direkt tot een forse toename van de vloerdikte:

$$2,4d \geq 1,5 [1,0(5,0 + d) - 1,0 \cdot 1,5]$$

$$d \geq 5,85 \text{ m} !!$$

De vloerdikte kan eventueel beperkt worden door:

- geen extreem lage waterstanden in de kolk toe te laten (het laagste schutpeil bedraagt NAP -1,50 m). In dat geval leggen we de verantwoordelijkheid bij het sluispersoneel. Indien dan onverwacht toch een (te) lage waterstand in de kolk optreedt, kan een gevaarlijke situatie ontstaan.
- een verbinding tussen wand en vloer tot stand brengen, bijvoorbeeld via een aan het damwand gelaste verankering.

In dit laatste geval kunnen echter momenten in de vloer optreden. Deze kunnen worden opgenomen door een wapening aan te brengen. Indien we een vloerdikte van 2,5 m aanhouden is het eigengewicht van de vloer in principe altijd voldoende om de opwaartse druk t.g.v. het grondwater op te nemen. De verbinding kan dan als extra veiligheid worden beschouwd en de optredende momenten blijven tot een minimum beperkt.

6.6 Stalen damwand

6.6.1 Algemeen

Damwanden ontleen hun stabiliteit aan inklemming in de grond, of aan een oplegging in de grond in combinatie met een verankering. Ook kan voor een oplossing met geheel of gedeeltelijke inklemming én een verankering worden gekozen. Voor bouwputten worden ook stempels, soms op diverse niveau's toegepast. Vanwege het permanente karakter van de constructie is dit in ons geval niet mogelijk. Wél kan in geval van een waterdichte kolkvloer, een horizontale kracht geleverd worden door de (onderwater) betonvloer.

De damwand wordt belast door de (aktieve) gronddruk, inclusief een eventuele bovenbelasting, waterdrukken, scheepsstoten en troskrachten.

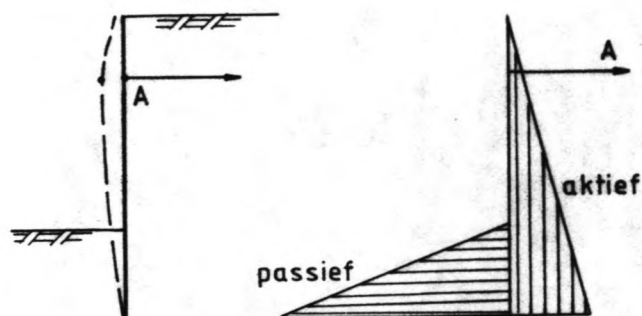
We zullen ook nu aannemen dat de scheepsstoten kunnen worden opgenomen door de korrel- en waterdrukken aan de achterzijde van de wand.

De troskrachten bedragen 7 kN/m'. Deze wordt echter voorlopig buiten beschouwing gelaten. Later wordt nagegaan in hoeverre deze de momenten in de wand mogelijk vergroten.

In het algemeen wordt de optredende actieve belasting van de grond op het damwandscherm overgedragen naar de verankering en de passieve grondweerstand. Als gevolg van de vervormingen van de damwand, van de verankering en van de grondweerstand, zal een spanningstoestand in de damwand en de grond optreden, die met elkaar in overeenstemming is. Dit beeld is meestal zeer gecompliceerd. Wordt het bezwijkcriterium als maatstaf in beschouwing genomen, dan kan dit criterium zowel gelden voor de grond en/of voor de damwand met de verankering.

Damwand ontwerpen met korte (minimale) inheidiepte gaan ervan uit dat de damwand over de gehele lengte een verplaatsing ondergaan (Fig 6-27).

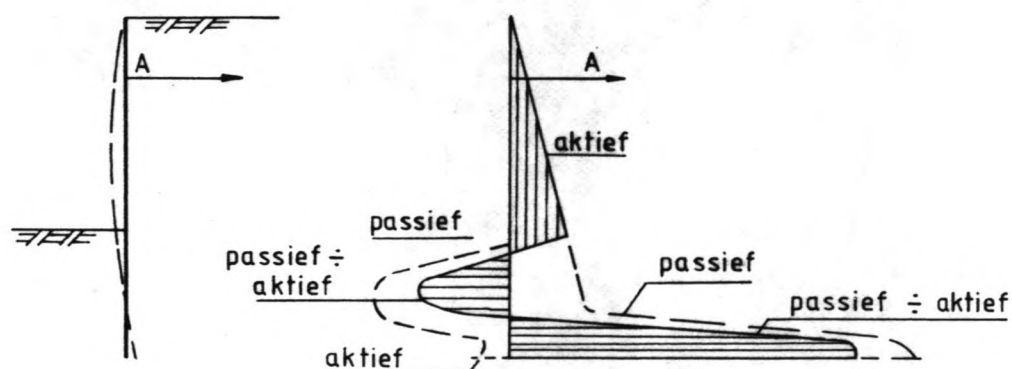
Figuur 6-27



Daarmee ontwikkelt zich actieve gronddruk achter de damwand en passieve gronddruk aan de voorzijde, op voorwaarde dat het verankeringspunt een zekere verplaatsing ondergaat.

Kiest men het damwand langer, dan wordt een geheel (of gedeeltelijke) inklemming aan de voet ontwikkeld (Fig 6-28).

Figuur 6-28

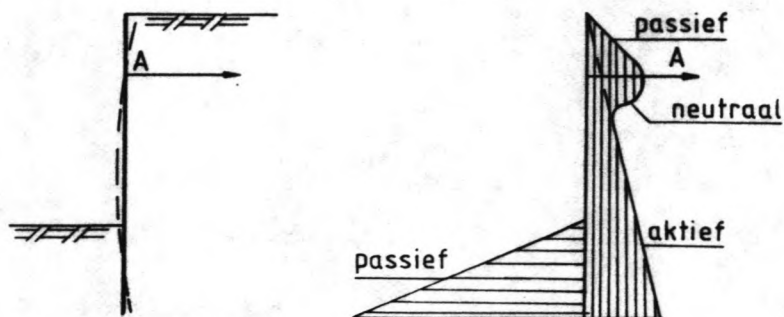


Inklemming in de bodem biedt de volgende voor- en nadelen:

- aanzienlijk kleiner veldmoment bij hoog gelegen verankeringspunt A
- bij laag gelegen verankeringspunt neemt het veldmoment of en het moment t.p.v. A toe
- de optredende ankerkracht is kleiner
- grotere damwandlengte vereist

In gevallen waarin het verankeringspunt niet kan meegeven, bijvoorbeeld als gevolg van een afgespannen grondanker, zal ter plaatse van het verankeringspunt neutrale gronddruk optreden, en daarboven zelfs passieve grondweerstand, want de damwand zal zich daar tegen de gronddruk in verplaatsen (Fig 6-29).

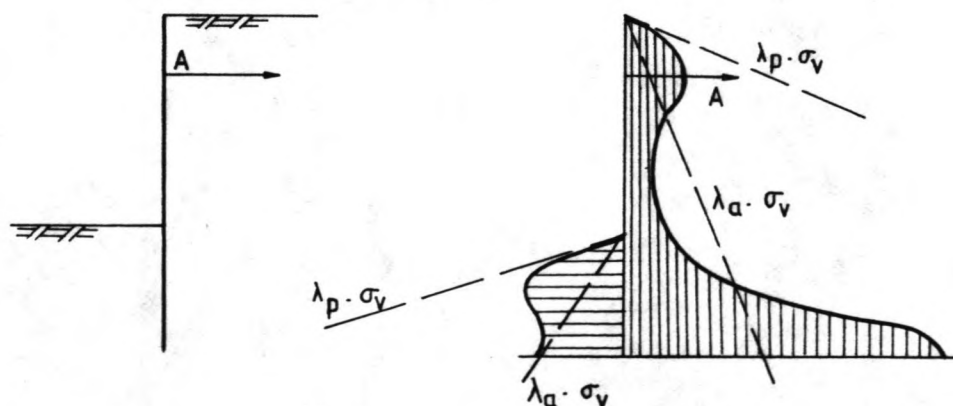
Figuur 6-29



Bij het dimensioneren wordt daarom de ankerkracht met een veiligheidscoëfficiënt 1,5 vermenigvuldigd.

Omdat de wand als het ware tussen zijn opleggingen buigt, zal de gronddruk zich om die punten concentreren, zodat het drukdiagram ongeveer als volgt wordt (Fig 6-30):

Figuur 6-30



Afhankelijk van de stijfheid van de wand en de grond wordt het (veld)moment tussen de opleggingen gereduceerd. Bij het dimensioneren wordt wel een reductie tot $2/3$ toegepast. Dit geldt echter alleen voor de momenten t.g.v. de korreldrukken, aange-

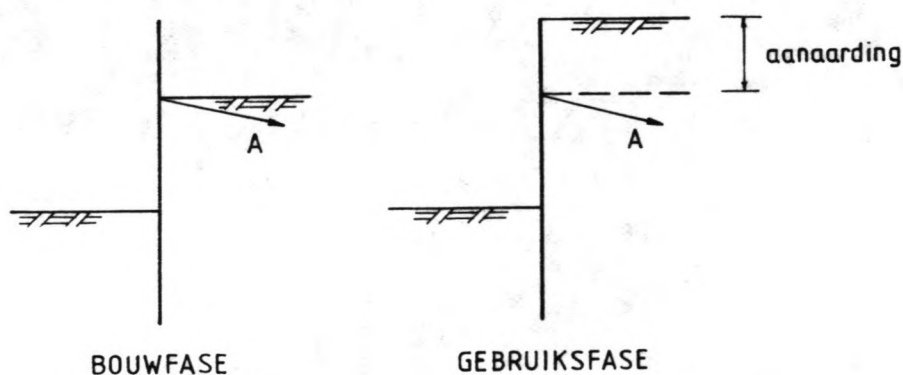
zien de waterdrukken niet afhankelijk zijn van de flexibiliteit van de damwand.

De reductie mag niet worden toegepast, indien:

- de inheidiepte minimaal is (opgelegde wand)
- voor een ingeklemde wand mag worden verwacht dat het ankerpunt aanzienlijk meegeeft
- indien achter de wand over een behoorlijke hoogte is aangeaard
- indien het anker relatief laag is aangebracht
- voor zeer stijve wanden

Mede vanwege het derde en vierde punt zullen we daarom in ons geval geen reductie in rekening brengen.

Het anker nemen we voorlopig aan wordt op het niveau van het huidige maaiveld aangebracht, en bevindt zich in de gebruiksfase dus op ca. 3 m van de bovenkant.



Figuur 6-31

6.6.2 Berekeningsmethode

Voor een ontwerpberekening leent zich goed de grafische methode gebaseerd op de door Blum ontwikkelde rekenwijze. Het voordeel is dat op eenvoudige wijze de hoogte van het anker en de inheidiepte kunnen worden gevarieerd. De verschillende mogelijkheden kunnen dan met elkaar worden vergeleken en bovendien kunnen diverse belastinggevallen met elkaar worden gecombineerd.

Voor het geval van een verankerde wand met minimale inheidiepte wordt eerst een eenvoudige handberekening uitgevoerd. Het berekende moment, de ankerkracht en de inheidiepte vormen een goede controle op de grafisch bepaalde waarden.

De berekening verloopt als volgt:

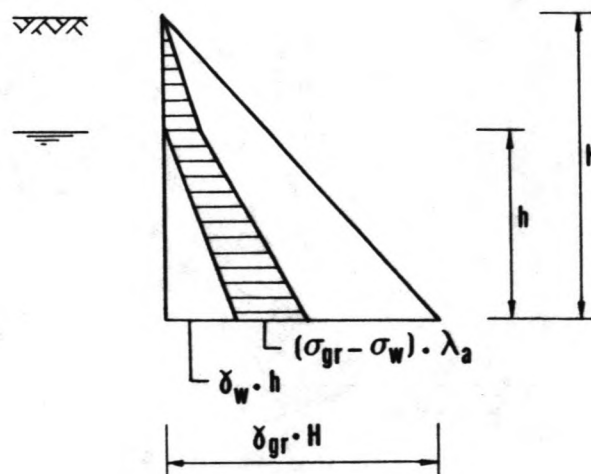
- 1) Bepalen van de verticale grondspanning
- 2) " " " waterdruk
- 3) " " " korrelspanning ($\sigma_{gr} - \sigma_w$)
- 4) " " " actieve en passieve (horizontale) gronddruk:

$$\lambda_a(\sigma_{gr} - \sigma_w) \text{ en } \lambda_p(\sigma_{gr} - \sigma_w)$$

- 5) Totale horizontale belasting op de wand:

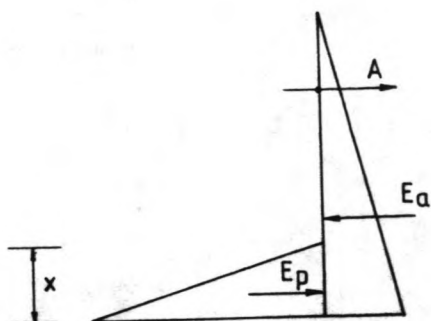
$$\text{links: } \lambda_p(\sigma_{gr} - \sigma_w) + \sigma_w$$

$$\text{rechts: } \lambda_a(\sigma_{gr} - \sigma_w) + \sigma_w$$



- 6) Nu moet gelden: $\sum M = 0$ $\sum V = 0$ $\sum H = 0$

Neem nu het moment om het ankerpunt A (de ankerkracht valt dan weg):



$$M(A) = 0$$

E_a en E_p kunnen worden uitgedrukt in x .

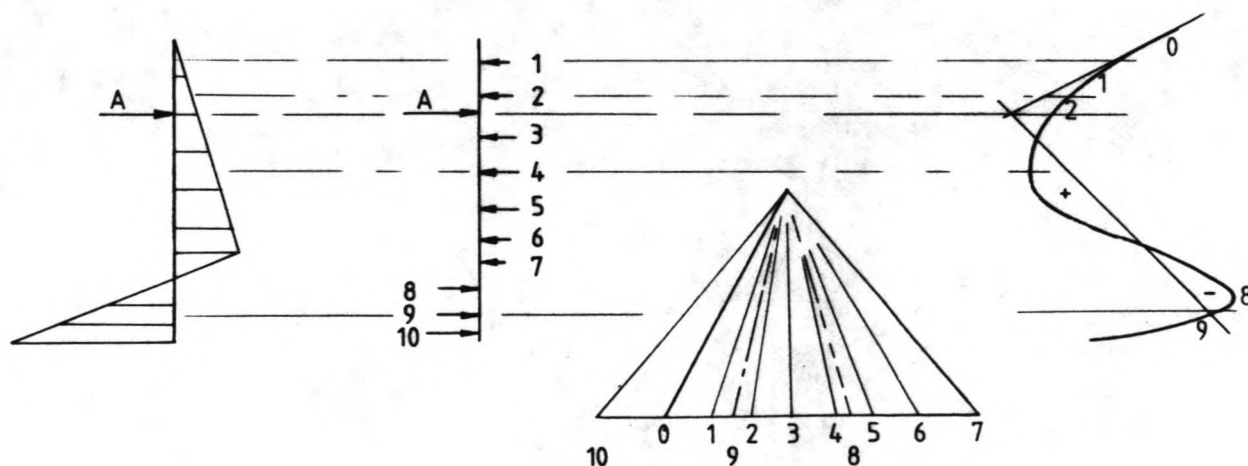
Hieruit is x te berekenen.

Met het oog op de veiligheid wordt 10% extra aangehouden.

7) Uit $\sum H = 0$ kan vervolgens de ankerkracht A worden bepaald.

8) Tenslotte kan het (maximale) moment worden berekend.

Voor de grafische berekening worden de korrel- en waterspanningen aan weerszijden van de wand uitgezet en opgedeeld in moten. Van elke moot wordt de grootte van de resultante en haar werklijn vastgelegd. Vervolgens wordt m.b.v. een poolfiguur de stangenveelhoek uitgezet.



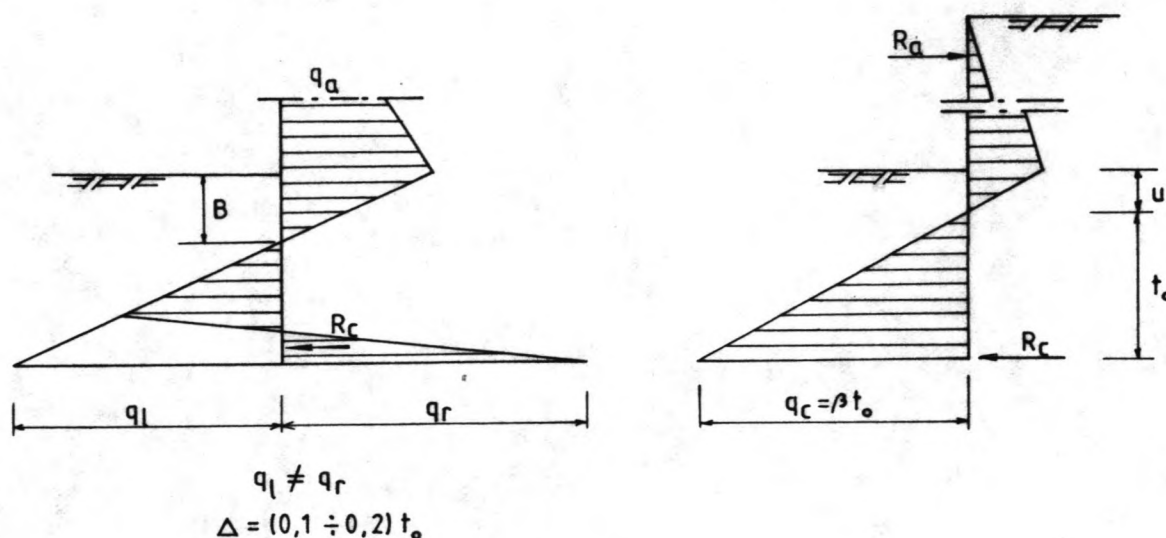
De sluitlijn gaat aan de bovenzijde door het snijpunt van de eerste stang met het anker. Aan de onderzijde kan het snijpunt zo gekozen worden, dat de verhouding van de door de sluitlijn en de momentenlijn ingesloten positieve en negatieve momenten vlakken leidt tot een aan de voet volledig ingeklemde wand.

De inheidiepte ligt dieper dan het onderste snijpunt van de

sluitlijn:

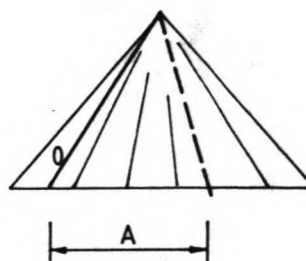
$$t = u + 1,2 t_0$$

Dit is het gevolg van de schematisering volgens Blum. De door Blum ingevoerde "Ersatzkraft" is namelijk in feite een druk op een bepaald oppervlak:

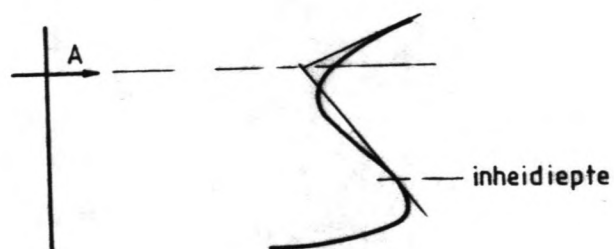


Bij volledig ingeklemde wand is de verplaatsing van het ankerpunt A t.o.v. de verticale raaklijn door het onderste punt van de wand nul. De controle bestaat uit de constructie van de elasticelij, waarbij het statisch moment van de momentenvlakken t.o.v. A nul is.

De ankerkracht volgt uit de sluitlijn in de poolfiguur:



De analytisch berekende oplossing voor het geval van de aan de voet opgelegde wand wordt verkregen door de sluitlijn aan de onderzijde aan de momentenlijn te laten raken:

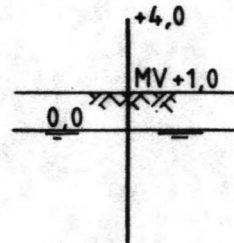


De volgende gevallen kunnen zich voordoen:

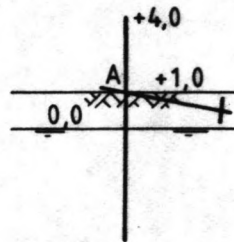
A. Met een open kolkvloer:

Bouwfase:

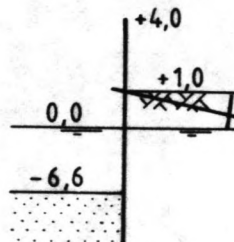
1) Inheien damwand



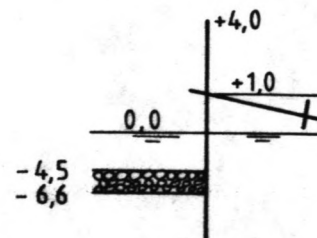
2) Aanbrengen anker



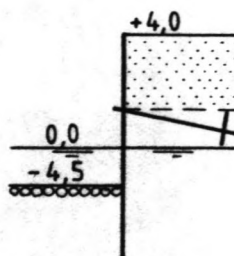
3) Ontgraven tot onderkant filterbodem



4) Aanbrengen filterbodem

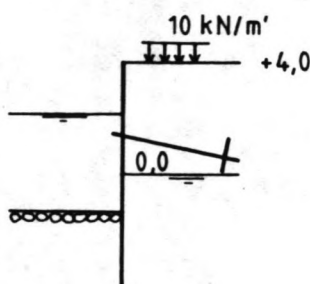


5) Ophogen tot niveau sluisplateau



Gebruikstoestand:

- 6) Variabele waterstanden en eventuele bovenbelasting



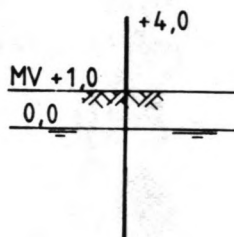
Hieruit volgen de mogelijke maatgevende situaties:

- I) Gedurende de bouwfase bij een maximale ontgraving tot $-6,6$ m; de waterstand is aan beide zijden gelijk (geval 3).
- II) In de gebruiksfase bij een maximale grondwaterstand ($+0,50$ m), een minimale kolkwaterstand ($-3,0$ m) en een bovenbelasting (geval 6).

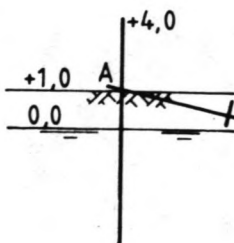
B. Met een dichte kolkvloer:

Bouwfase:

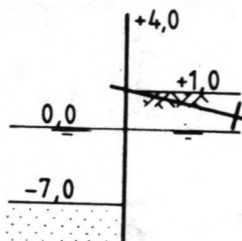
- 1) Inheien damwand

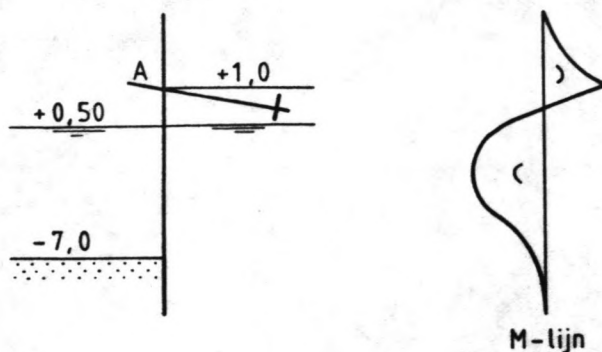


- 2) Aanbrengen anker



- 3) Ontgraven tot onderkant vloer



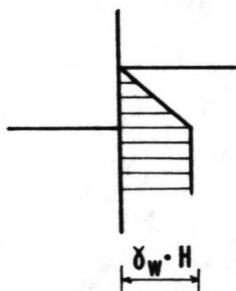


2) De vloerconstructie wordt aangebracht. We denken ons nu de damwand gefixeerd als ligger op twee steunpunten, namelijk t.p.v. de vloer en het ankerpunt. Hierin zitten dus de momenten t.g.v. belastinggeval 1. Vervolgens superponeren we de momenten t.g.v. de extra belastingen die kunnen ontstaan door:

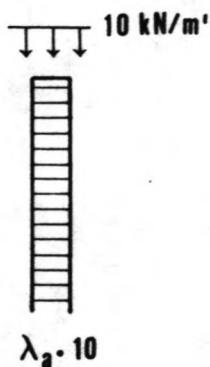
- ophogen tot niveau sluisplateau (tot +4,0 m)
- bovenbelasting (10 kN/m')
- het verlagen van de kolkwaterstand (tot minimaal -3,0 m)

Voor een wand met meerdere steunpunten worden de belastingen als volgt in rekening gebracht (Lit 4):

1) Waterdruk

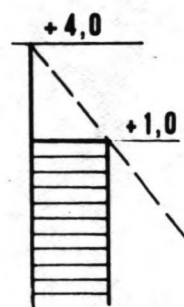


2) Bovenbelasting



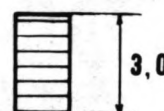
3) Extra horizontale gronddruk t.g.v. de ophoging:

- beneden het oorspronkelijke maaiveld vergelijkbaar met de bovenbelasting



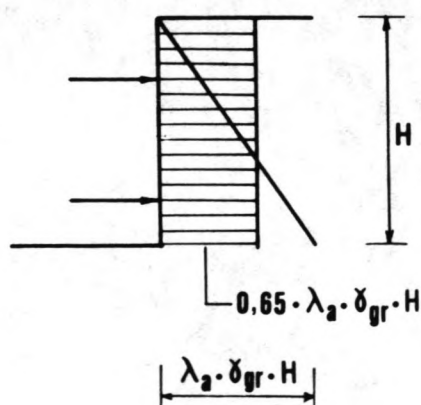
$$\lambda_a \cdot \delta_{gr} \cdot 3,0$$

- boven het oorspronkelijke maaiveld (dus de ophoging van +1,0 tot +4,0 m)



$$0,65 \cdot \lambda_a \cdot \delta_{gr} \cdot 3,0$$

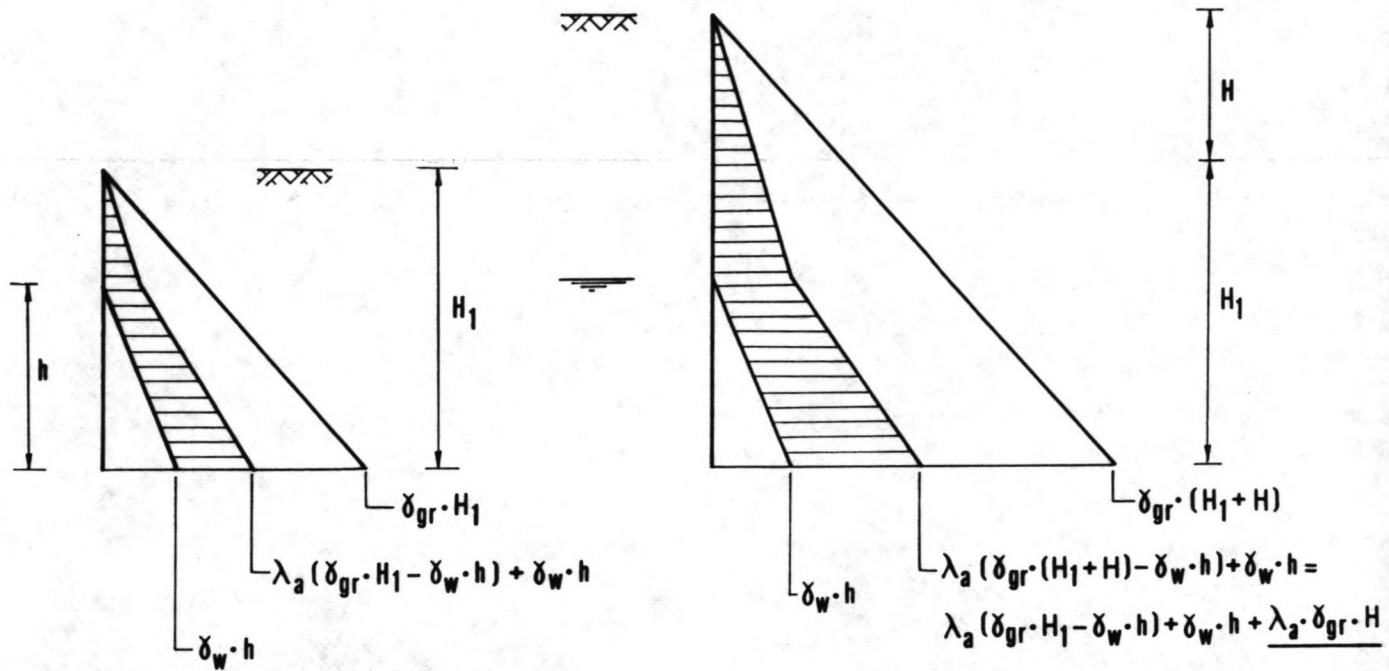
Volgens Terzaghi/Peck 1969 (zie ook Lit 4) wordt voor een wand met meerdere steunpunten (stempels, ankers) een rechthoekige vorm van de gronddruk bij de berekening aangenomen:



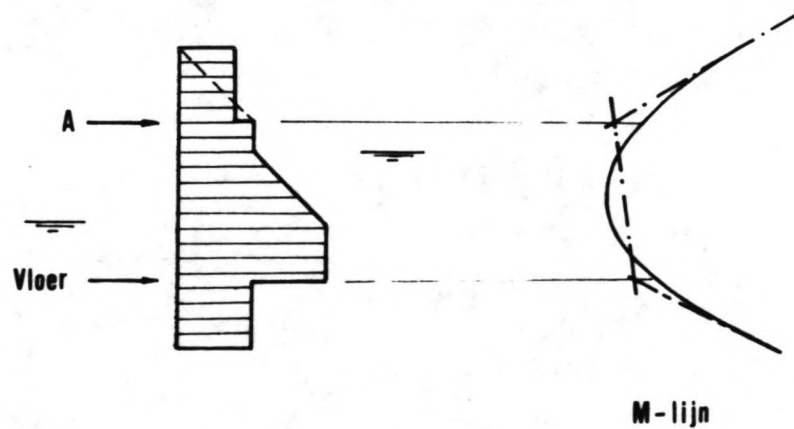
Opmerking: De extra horizontale belasting op de wand t.g.v. een ophoging (H) bedraagt: $\lambda_a \cdot \delta_{gr} \cdot H$ (zie figuur).

Door deze ophoging worden dus de korrelspanningen verhoogd. Hetzelfde geldt voor de bovenbelasting. De waterspanningen aan de rechterzijde veranderen niet!

belastinggeval 1

belastinggeval 2 = belasting-
geval 1 + ophoging H

De totale extra belasting heeft de volgende vorm:

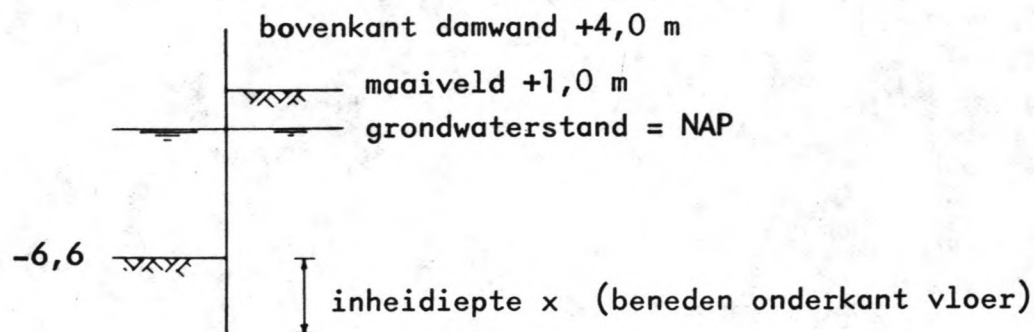
De gevonden momenten worden bij de oorspronkelijke (geval 1)
opgeteld.

Opmerkingen:

- 1) Voorgaande benadering leidt tot ongunstiger waarden van het veldmoment. In werkelijkheid is aan de onderzijde sprake van een (gedeeltelijke) inklemming, omdat de damwand zich verplaatst tegen de grond in (dus beneden het niveau van de kolkvloer). Vaak wordt hiervoor een inklemming genomen ter grootte van $2/3$ van een volledige inklemming.
- 2) De in het verslag gevolgde methode leidt dus tot te grootte waarden van het veldmoment en te kleine waarden van het moment t.p.v. de vloer. In werkelijkheid kan dan een vloeischarnier t.p.v. de vloer optreden indien de doorsnede van de damwand onvoldoende is. De stabiliteit van de constructie komt hiermee echter niet in gevaar!

6.6.3 Berekeningen

- I) Bouwfase; de kolk is ontgraven tot $-6,6$ m; de waterstand is aan beide zijden gelijk aan de grondwaterstand = NAP



- uit de gegevens betreffende de grondgesteldheid (par. 6.1.3) volgt dat:

$$\lambda_a = 0,32$$

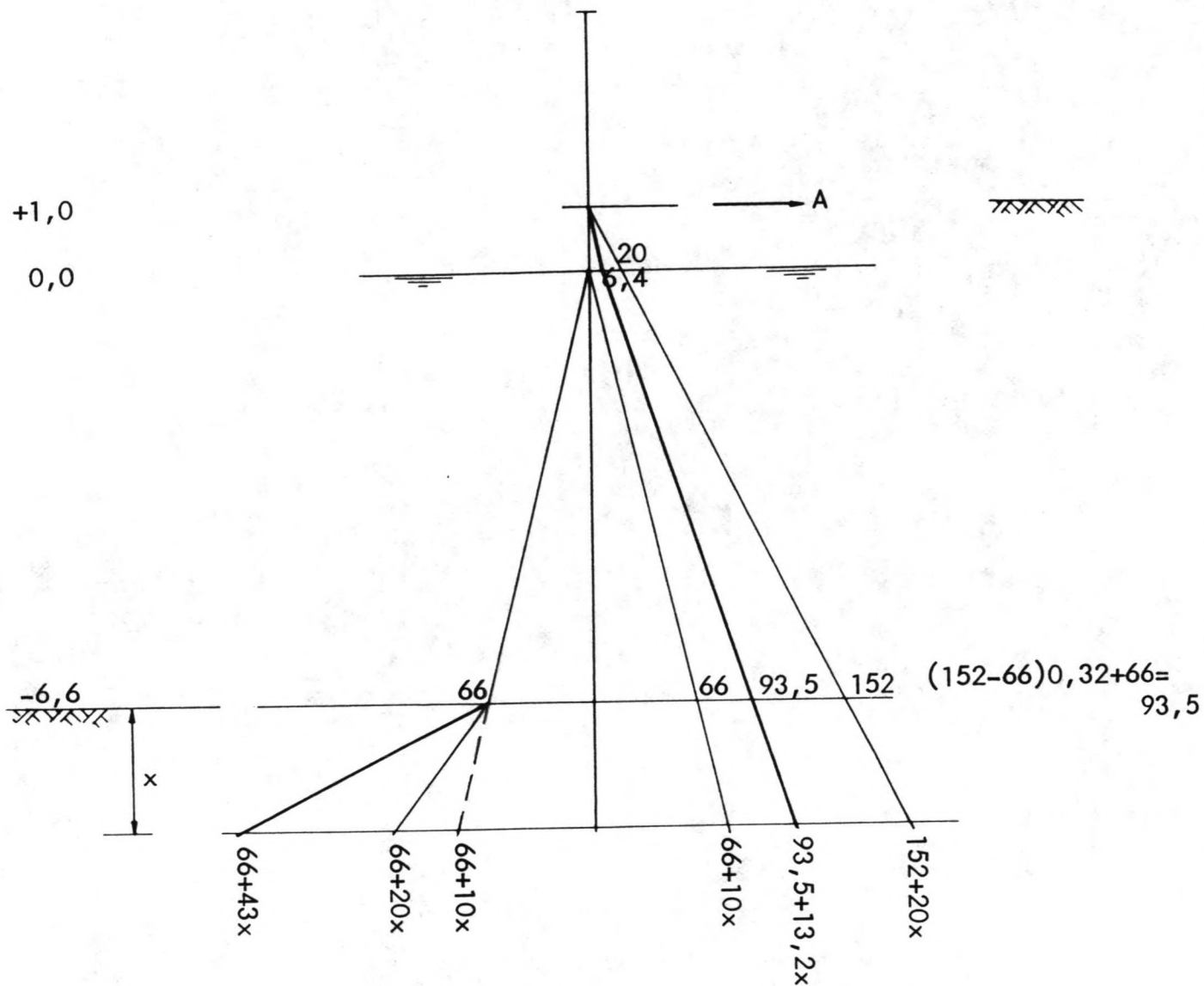
$$\lambda_p = 3,30$$

$$\delta_{zand} = 20 \text{ kN/m}^3$$

Dit zijn gemiddelde waarden, aangezien deze van plaats tot plaats nog enigszins verschillen.

- in eerste instantie wordt ervan uitgegaan dat het anker op maaiveld niveau wordt aangebracht; in de gebruikstoestand, dus na de ophoging, bevindt deze zich dan op $3,0$ m van de bovenkant van de damwand.
- toepassing van de "methode Blum" ter bepaling van de gronddrukken: bijvoorbeeld aktieve gronddruk: $\sigma_{grhor} = (\sigma_{grvert} - \sigma_w) \lambda_a + \sigma_w$
In de figuur op de volgende bladzijde zijn de gronddruk diagrammen weergegeven.
- er wordt in deze toestand nog geen bovenbelasting in rekening gebracht.

- ter bepaling van de inheidiepte wordt vooralsnog van de minimale inheidiepte uitgegaan; m.a.w. er is sprake van een opgelegde wand.



- vertikale spanningen
 — horizontale gronddrukken:
 — $(\sigma_{gr} - \sigma_w)\lambda_a + \sigma_w$, met $\lambda_a = 0,32$ (aktieve zijde)
 — $(\sigma_{gr} - \sigma_w)\lambda_p + \sigma_w$, met $\lambda_p = 3,30$ (passieve zijde)

$\Sigma M=0$ om het ankerpunt A, zodat ankerkracht wegvalt:

passieve zijde:

$$(0,5 \cdot 33x \cdot x)(7,6 + 2/3x) = 11,0x^3 + 125,4x^2$$

aktieve zijde:

$$0,5 \cdot 64 \cdot 1,0 \cdot 2/3 \cdot 1,0 = 2,13$$

$$6,4(6,6 + x)(1 + (6,6 + x)/2) = 3,2x^2 + 48,64x + 181,63$$

$$0,5(27,5 - 6,4 + 3,2x)(6,6 + x)(1 + 2/3(6,6 + x)) = \\ = 1,07x^3 + 10,23x^2 + 160,42x + 376$$

NB: waterdruk aan beide zijden gelijk, dus kan worden weggelaten!

$$\text{totaal: } 9,93x^3 + 111,97x^2 - 209,6x - 559,7 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 3,0 \text{ m}$$

De inheidiepte bedraagt dan, met $x + 10\%$: $-6,6 - 3,3 = \underline{-9,9 \text{ m}}$

Ankerkracht volgt uit $\Sigma H = 0$

$$E_p = 0,5 \cdot 33x \cdot x = 0,5 \cdot 33 \cdot 3 \cdot 3 = \\ = 148,5 \text{ kN}$$

$$E_a = 0,5 \cdot 6,4 \cdot 1,0 + 6,4(6,6 + x) + \\ + 0,5(27,5 + 3,2x - 6,4)(6,6+x) = \\ = 3,2 + 6,4(6,6 + 3,0) + 0,5(27,5 + 3,2 \cdot 3 - 6,4)(6,6 + 3) = \\ = 212,1 \text{ kN}$$

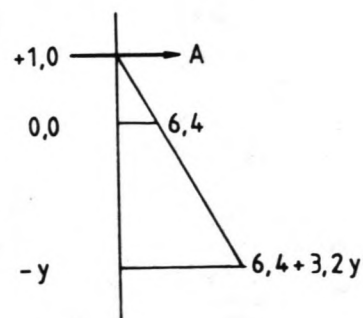
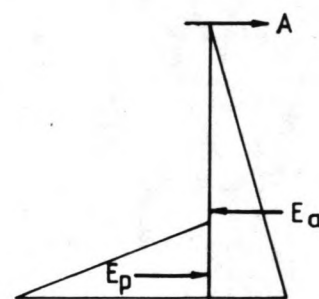
$$\rightarrow A = 212,1 - 148,5 = \underline{63,6 \text{ kN}}$$

Bepaling maximale moment:

stel op $-y$

$$\text{Moment: } A(y + 1) - 0,5 \cdot 6,4(y + 1/3) + \\ - 6,4 \cdot y \cdot 1/2y + 0,5 \cdot 3,2y \cdot 1/3y$$

$$\text{met } A = 63,6 \rightarrow M = -1,6/3y^3 - 3,2y^2 + 60,4y + 62,5$$



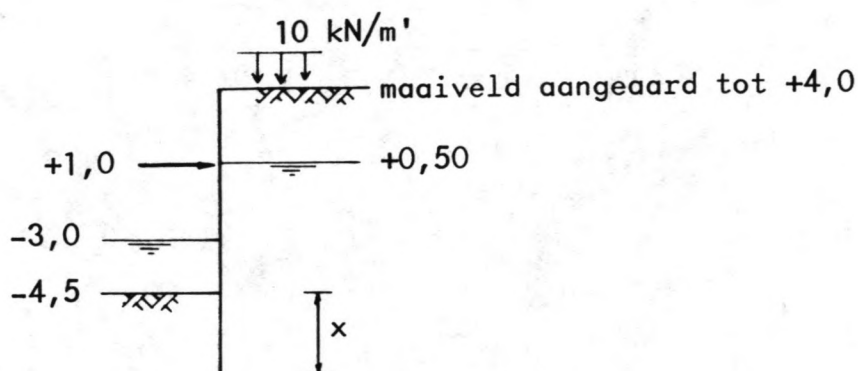
$$\text{maximaal als } M' = 0 \quad \rightarrow \quad M' = -1,6y^2 - 6,4y + 60,4 = 0$$

$$\rightarrow y = 4,46 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{maximale moment } M &= -1,6/3 \cdot 4,46^3 - 3,2 \cdot 4,46^2 + 60,4 \cdot 4,46 + 62,5 = \\ &= \underline{\underline{220,9 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$

Op BIJLAGE 13 is de berekening grafisch uitgevoerd.

II) Gebruikstoestand; minimale kolkwaterstand (-3,0 m) en maximale grondwaterstand (+0,50 m)



$$\sum M(A) = 0$$

passieve zijde:

$$0,5(15 + 10x)(1,5 + x)(4,0 + 2/3(x + 1,5)) = 3,33x^3 + 35x^2 + 82,5x + 56,25$$

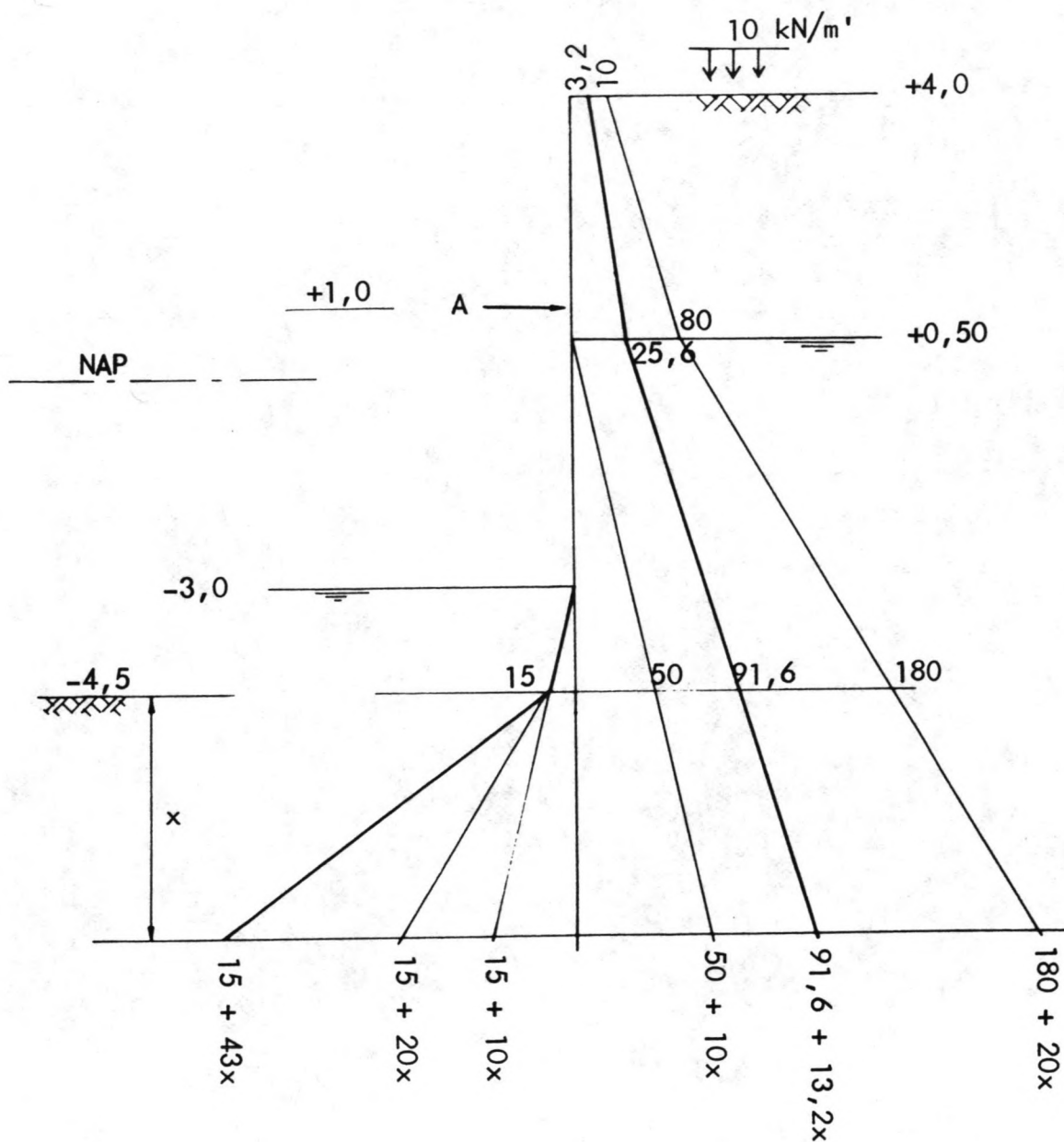
$$0,5 \cdot 33x \cdot x(5,5 + 2/3 \cdot x) = 4,0x^3 + 90,75x^2$$

aktieve zijde:

$$3,2(9,5 + x)((8,5 + x)/2 - 3) = 1,6x^2 + 19,2 + 38,0$$

$$0,5(25,6 - 3,2) \cdot 3,5(3,5/3 - 0,5) = 26,1$$

$$22,4(5,0 + x)((5,0 + x)/2 + 0,5) = 4,2x^2 + 123,2x + 336$$



$$0,5(91,6 + 13,2x - 25,6)(5,0 + x)(\frac{2}{3}(5,0 + x) + 0,5) =$$

$$= 4,4x^3 + 69,3x^2 + 363x + 632,5$$

$$\text{totaal: } 9,93x^3 + 50,65x^2 - 422,9x - 976,38 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 5,7 \text{ m}$$

$$\text{Inheidiepte: (met } x + 10\%) \quad -4,5 - 6,3 = \underline{\underline{-10,8 \text{ m}}}$$

Brengen we het anker op NAP hoogte aan, d.w.z. dat de gordingen etc. nog juist boven water kunnen worden aangebracht, dan wordt het maximale moment in geval van oplegging:

$$M_{\max} = 470 \text{ kNm}$$

de ankerkracht is in dat geval iets hoger:

$$A = 310 \text{ kN}$$

Zowel moment als ankerkracht zijn verder te reduceren door dieper in te heien tot ca. -12,30 m; hier komt nog wel $0,2 \cdot 5,7 = 1,10 \text{ m}$ bij vanwege de "Ersatzkraft", zodat de werkelijke inheidiepte -13,4 m bedraagt.

Het maximale moment is dan:

$$M_{\max} = 375 \text{ kNm}$$

Ankerkracht:

$$A = 280 \text{ kN}$$

Keuze damwand profiel

Volledige inklemming; $M_{\max} = 375 \text{ kNm}$; lengte = $13,4 + 4,0 = 17,4 \text{ m}$

bijvoorbeeld Larssen sheet piles, staalkwaliteit E24

section IVs, toelaatbare moment (2/3 yield stress) =

= 400 kNm/m' wand

massa $176 \text{ kg per m}^2 \text{ wand}$

totaal: $17,4 \cdot 176 = 3062,4 \text{ kg/m' wand}$

Vrije oplegging; $M_{\max} = 470 \text{ kNm}$; lengte = $10,8 + 4 = 14,8 \text{ m}$

section Vs, toelaatbare moment 512 kNm/m' wand

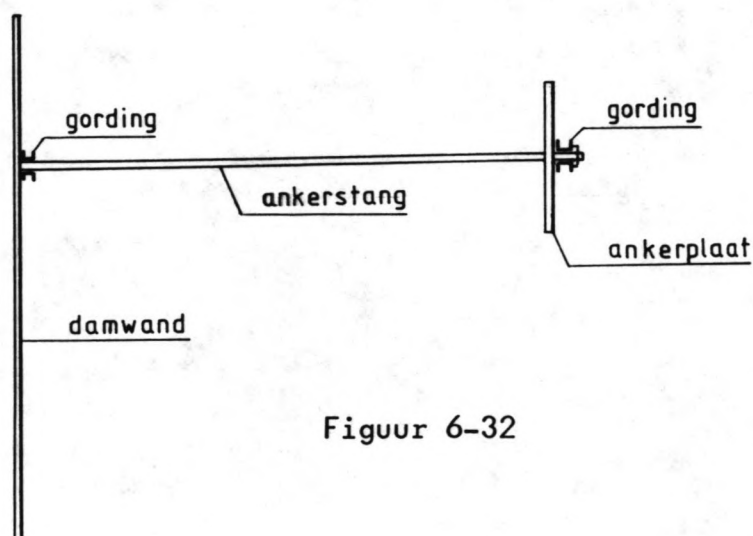
massa $212 \text{ kg/m}^2 \text{ wand}$

totaal: $14,8 \cdot 212 = 3137,6 \text{ kg/m' wand}$

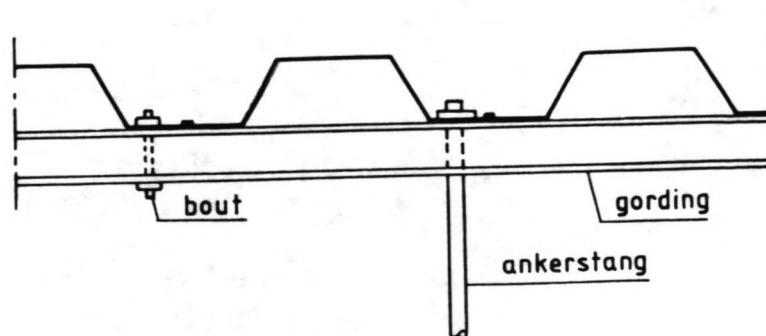
Conclusie: de volledige inklemming is voordeliger; bovendien is in dat geval de ankerkracht kleiner.

Verankering

We zullen uitgaan van een eenvoudige verankering d.m.v. een ankerstang, die aan het eind bevestigd is aan een doorlopende ankerwand, waaraan de reaktiekracht wordt ontleend. Zowel ankerstang als ankerwand kunnen op eenvoudige wijze vanaf het oorspronkelijke maaiveld worden aangebracht. T.p.v. de verankering loopt aan de achterzijde van de damwand een gording.



Figuur 6-32



Firguur 6-33

De ankerkracht: $A = E_a - E_p$

$$E_a = 0,5(25,6 - 3,2) \cdot 3,5 + 3,2(8,5 + 5,7) + 25,6 - 3,2)(5,0 + 5,6) + \\ + 0,5(91,6 + 13,2 \cdot 5,7 - 25,6)(5,0 + 5,7) = 1079,9$$

$$E_p = 0,5(15 + 10 \cdot 5,7)(1,5 + 5,7) + 0,5(33 \cdot 5,7) \cdot 5,7 = 795,3$$

$$\rightarrow A = 1079,9 - 795,3 = \underline{284,6 \text{ kN}}$$

Bepaling maximale moment:

$$\text{t.g.v. A} \quad 284,6(y+0,5) = 284,6y + 142,3$$

t.g.v. gronddrukken:

$$3,2 \cdot 3,5(y + 3,5/2) = 11,2y + 19,6$$

$$(25,6 - 3,2) \cdot 0,5 \cdot 3,5(y + 3,5/3) =$$

$$= 39,2y + 45,7$$

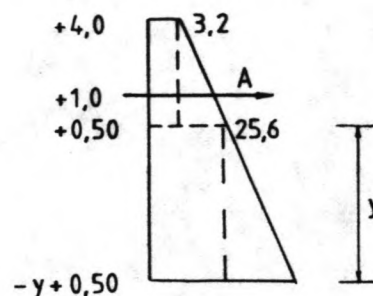
$$25,6 \cdot y \cdot y/2 = 12,8y^2$$

$$\text{totaal: } M(y) = 2,2y^3 + 12,8y^2 - 234y - 77$$

$$\text{maximaal als } M' = 0 \quad \rightarrow M' = 6,6y^2 + 25,6y - 234 = 0$$

$$\rightarrow y = 4,3 \text{ m}$$

$$\text{maximale moment } M = 2,2 \cdot 4,3^3 + 12,8 \cdot 4,3^2 - 234 \cdot 4,3 - 77 = \\ = \underline{650 \text{ kNm}}$$



- De situatie in de gebruikstoestand is dus maatgevend, zowel wat betreft moment, ankerkracht als inheidiepte.

Het (grote) moment kan gereduceerd worden door:

- het anker lager aan te brengen
- het damwand dieper in te heien, zodat aan de voet een volledige inklemming ontstaat.

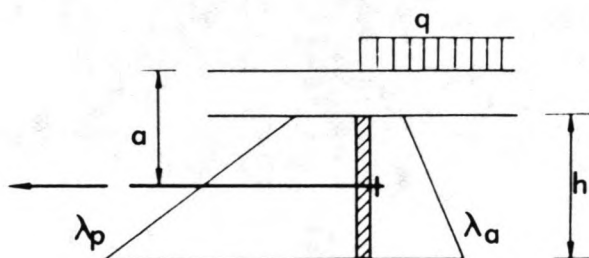
Dit kan het beste gedemonstreerd worden a.d.h. van de grafische berekening; zie BIJLAGE 14.

Ankerwand

Omdat de ankerplaat vrijwel direkt vanaf het oorspronkelijke maaiveld (ca. NAP +1,0 m) kan worden aangebracht (het anker zelf wordt op NAP = 0,0 m aangebracht), zullen we een doorlopende ankerwand toepassen. Deze ankerwand moet de ankerkracht, vergroot met de reeds eerder genoemde faktor 1,5 opnemen door ontwikkeling van de passieve grondweerstand aan de voorzijde. Aan de achterzijde moet de actieve gronddruk in rekening worden gebracht. De bovenbelasting wordt alleen in rekening gebracht indien zij ongunstig werkt, dus alleen aan de actieve zijde.

Uitgaande van een vrijwel horizontaal verlopende ankerstang, die in het midden van de ankerwand wordt bevestigd, kunnen de benodigde afmetingen worden berekend.

Figuur 6-34

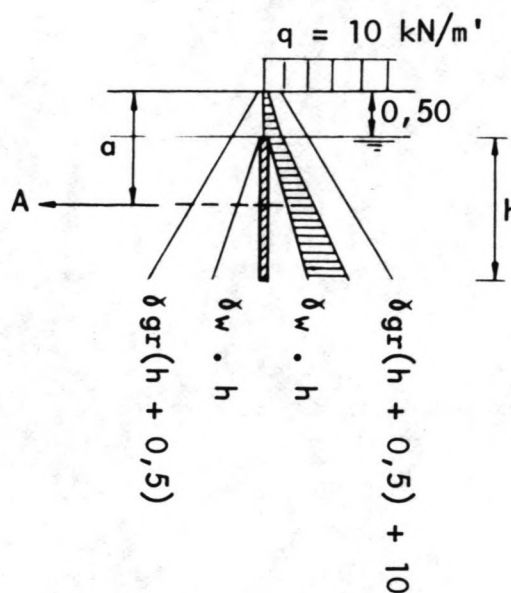


I) Bouwfase

Maaiveld op +1,0 m; GWS in het ongunstigste geval +0,50 m

De ankerkracht bedraagt ca. 70 kN indien het anker op NAP wordt aangebracht (BIJL. 13). We zullen aannemen dat de bovenkant van de ankerwand zich op +0,50 m bevindt (dus 0,50 m beneden het maaiveld). Dit vereenvoudigt de berekening (i.v.m. de GWS) en bovendien moet de wand toch op enige diepte worden aangebracht.

Figuur 6-35



passieve korreldruk t.p.v. A

$$\lambda_p(\delta_{gr} \cdot a - \delta_w \cdot 0,5h)$$

aktieve koreldruk

$$\lambda_a(\delta_{gr} \cdot a + 10 - \delta_w \cdot 0,5h)$$

Resulterende korreldruk t.p.v. het anker:

$$\lambda_p(\delta_{gr} \cdot a - \delta_w \cdot 0,5h) - \lambda_a(\delta_{gr} \cdot a + 10 - \delta_w \cdot 0,5h)$$

De hoogte h van de ankerwand wordt dan bepaald uit:

$$h(\lambda_p(\delta_{gr} \cdot a - \delta_w \cdot 0,5h) - \lambda_a(\delta_{gr} \cdot a + 10 - \delta_w \cdot 0,5h)) = A$$

met: $\lambda_p = 3,30$

$$\lambda_a = 0,32$$

$$\delta_{gr} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\delta_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$A = 1,5 \cdot 70 = 105 \text{ kN}$$

$$h(3,3(20a - 10 \cdot 0,5 \cdot h) - 0,32(10a + 10 - 10 \cdot 0,5 \cdot h)) = 105$$

$$-14,9h^2 + 62,8ah - 3,2h = 105$$

Voorts geldt:

$$a = 0,50 + 0,5h$$

$$\rightarrow -14,9h^2 + 62,8(0,5 + 0,5h) \cdot h - 3,2h = 105$$

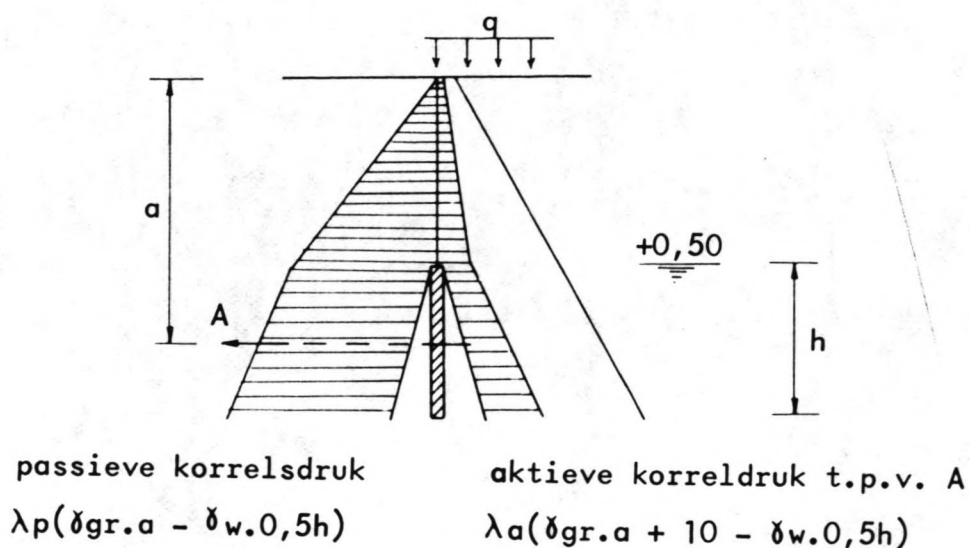
$$\rightarrow 16,5h^2 + 28,2h - 105 = 0$$

$$\rightarrow h = \underline{1,80 \text{ m}}$$

II) Gebruiksfase

Maaiveld op +4,0 m; GWS = +0,50 m; A = 280 kN (BIJL. 14)

Figuur 6-36



Resulterende korreldruk t.p.v. het anker:

$$\lambda_p(\delta_{gr} \cdot a - \delta_w \cdot 0,5h) - \lambda_a(\delta_{gr} \cdot a + 10 - \delta_w \cdot 0,5h)$$

$$h(\lambda_p(\delta_{gr} \cdot a - \delta_w \cdot 0,5h) - \lambda_a(\delta_{gr} \cdot a + 10 - \delta_w \cdot 0,5h)) = A = 1,5 \cdot 280$$

ingevuld:

$$h(3,3(20a - 10 \cdot 0,5 \cdot h) - 0,32(10a + 10 - 10 \cdot 0,5h)) = 420$$

$$-14,9h^2 + 62,8ah - 3,2h = 420$$

met $a = 3,50 + 0,5h$

$$\rightarrow -14,9h^2 + 62,8h(3,5 + 0,5h) - 3,2h = 420$$

$$\rightarrow 16,5h^2 + 215,5h - 420 = 0 \quad \rightarrow h = \underline{1,72 \text{ m}}$$

Voor de hoogte van de ankerwand is de bouwphase maatgevend:

$$h = \underline{1,80 \text{ m}}$$

Het moment in de wand bedraagt: $M = 0,5 \cdot A \cdot 0,25h$

zodat t.a.v. het moment de gebruiksfase maatgevend is:

$$M = 0,5 \cdot 420 \cdot 0,25 \cdot 1,80 = \underline{94,5 \text{ kNm}}$$

Toegpast kan bijvoorbeeld worden Larssen sheetpiles met staal-kwaliteit E24, section SL4, met een toelaatbaar moment van 136 kNm; de massa bedraagt dan $104 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 104 \cdot 1,8 = 188 \text{ kg/m}'$

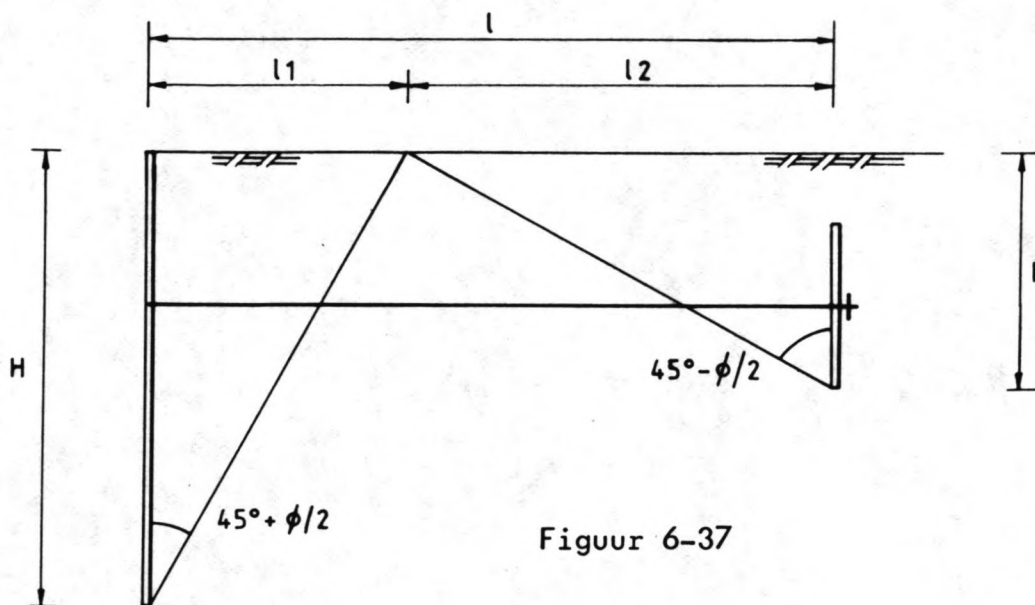
Ankerstang

De doorsnede wordt bepaald door de maximale ankerkracht = $1,5 \cdot 280 = 420 \text{ kN/m}'$ wand. De afstand tussen twee ankers wordt o.a. bepaald op economische gronden (kleine afstand meer arbeid, grotere afstand zwaardere gording etc.) en is in ieder geval een veelvoud van tweemaal de breedte van een damplank (voor section IVs 0,50 m \rightarrow afstand ankers h.o.h. in hele meters).

Mede op grond van de gording afmetingen, die bij een grotere afstand (bijvoorbeeld 3,0 m) forse vormen aanneemt, zullen we een afstand van 2,0 m h.o.h. aanhouden.

In dat geval bedraagt de kracht per anker: $2 \times 420 = 840$ kN.
 zodat met (bijv.) staalkwaliteit Fe52 $\rightarrow 840/36 = 23,33 \text{ cm}^2$
 doorsnede nodig is ($d = 5,45$ cm).

De lengte van de ankerstang is zo groot, dat het passieve glijvlak vóór de ankerwand ($45^\circ + \frac{1}{2}\phi$) het actieve glijvlak achter de kerende wand ($45^\circ - \frac{1}{2}\phi$) niet snijdt.



Figuur 6-37

De maatgevende situatie treedt op in de gebruiksfase:

$$\text{met: } H = 4,0 + 13,4 = 17,4 \text{ m}$$

$$h = 3,50 + 1,80 = 5,3 \text{ m}$$

$$= 32^\circ$$

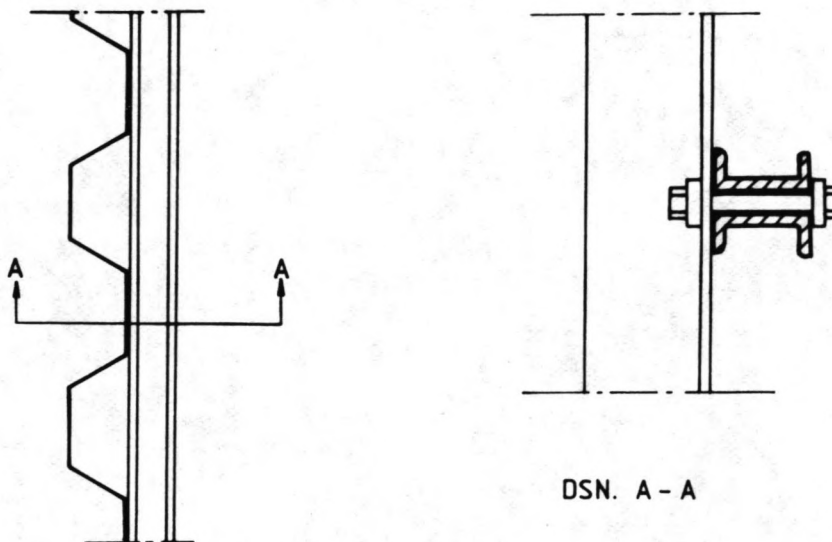
$$l_1 = H \operatorname{tg}(45 - \frac{1}{2}) = 17,4 \operatorname{tg}29^\circ = 9,64 \text{ m}$$

$$l_2 = h \operatorname{tg}(45 + \frac{1}{2}) = 5,3 \operatorname{tg}61^\circ = 9,56 \text{ m}$$

$$\rightarrow l = l_1 + l_2 = \underline{\underline{19,20 \text{ m}}}$$

Gording

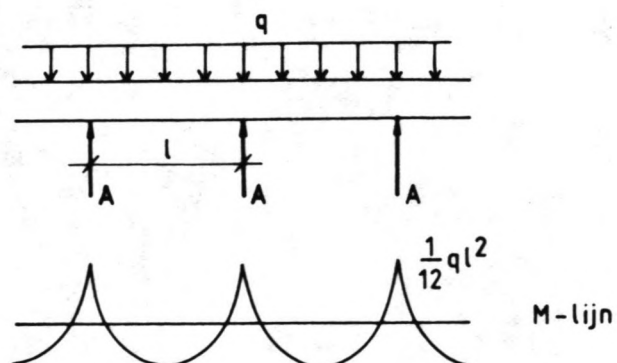
De gording wordt in de regel uitgevoerd in de vorm van twee U-profielen:



Figuur 6-38

Vanwege de eis van een "gladde" wand wordt de gording aan de achterzijde van de damwand angebracht. De gording wordt berekend als een doorgaande balk over meerdere steunpunten:

Figuur 6-39



Het grootste moment treedt op t.p.v. de steunpunten. Afgeleid kan worden dat: $M = 1/12 q l^2$, zodat met $q = 420 \text{ kN/m'}$ en $l = 2,0 \text{ m}$

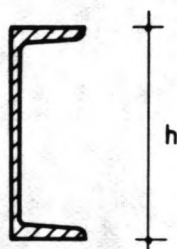
$$\rightarrow M = 1/12 \cdot 420 \cdot 2^2 = \underline{140 \text{ kNm}}$$

Benodigd weerstandsmoment :

$$W > \frac{140 \cdot 10^2}{16} = 875 \text{ cm}^3$$

Hiervoor kan worden genomen 2 x UNP 280:

b



$$h = 280 \text{ mm}$$

$$b = 95 \text{ mm}$$

$$F = 53,3 \text{ cm}^2$$

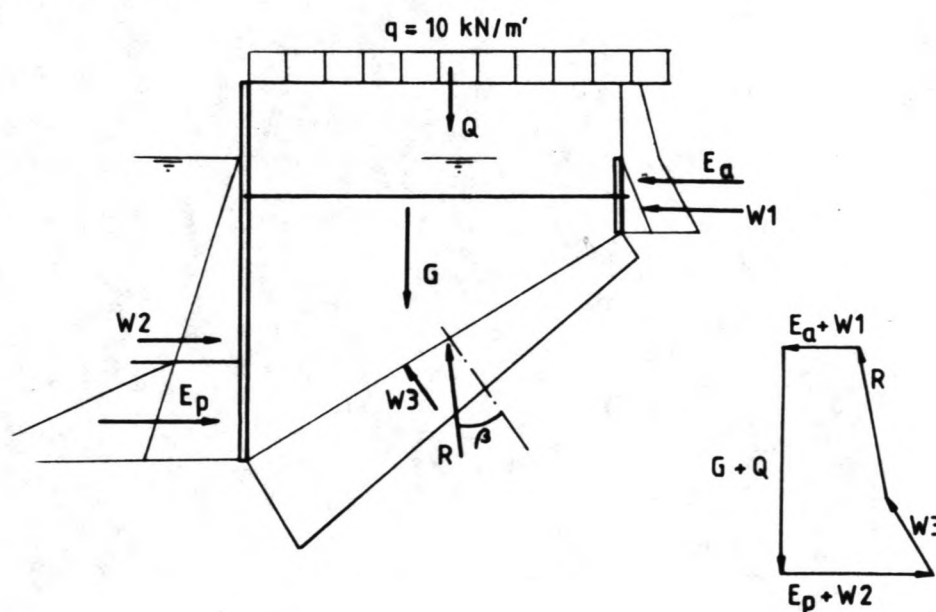
$$G = 41,8 \text{ kg/m'}$$

$$W = 448 \text{ cm}^3$$

Evenwicht samengestelde constructie

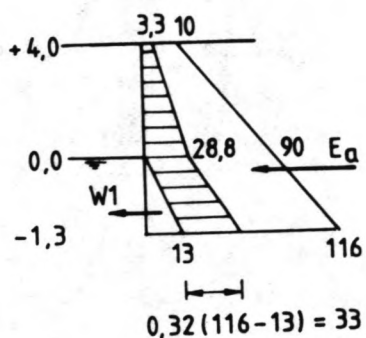
Tenslotte zullen we globaal het evenwicht van de samengestelde constructie, d.w.z. damwand + ankerwand, beschouwen.

In de figuur is aangegeven welke krachten er werken op het ingesloten grondmassief. De eis is nu dat de hoek β die de reactie R met de normaal op zijn vlak insluit, kleiner is dan de hoek van inwendige wrijving ϕ .



Grootte en richting van R kunnen worden bepaald in een krachtenveelhoek. De overige krachten kunnen worden berekend.

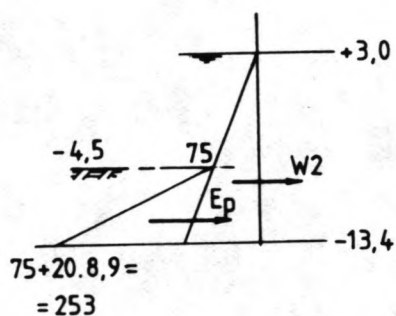
Stel GWS = NAP, kolkwaterstand max +3,0 en min -3,0 m, dan:



$$W_1 = 13 \cdot 1,3 \cdot 0,5 = 8,45$$

$$E_a = 3,2 \cdot 4,0 + (28,8 - 3,2) \cdot 0,5 \cdot 4,0 + 28,8 \cdot 1,3 + 0,5 (33 - 28,8) \cdot 1,3 = 104,2$$

$$\longrightarrow E_a + W_1 = 113 \text{ kN}$$

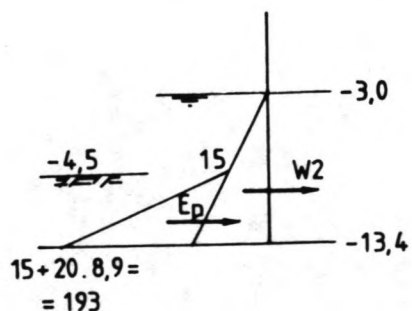


I) max kolkwaterstand

$$W_2 = 0,5 \cdot 16,4^2 \cdot 10 = 1345$$

$$E_p = 3,3(253 - 164) \cdot 8,9 \cdot 0,5 = 1307$$

$$\longrightarrow E_p + W_2 = 2652 \text{ kN}$$

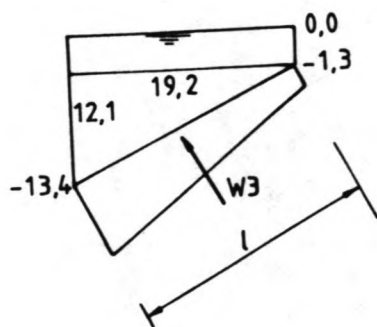


II) min kolkwaterstand

$$W_2 = 0,5 \cdot 10,4^2 \cdot 10 = 541$$

$$E_p = 3,3(193 - 104) \cdot 8,9 \cdot 0,5 = 1307$$

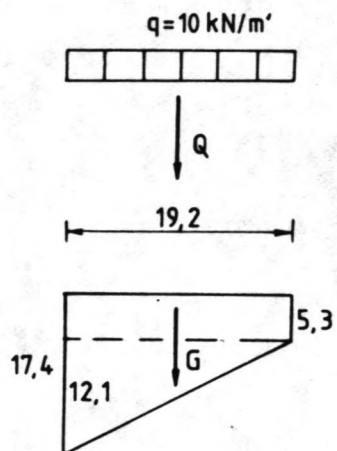
$$\longrightarrow E_p + W_2 = 1848 \text{ kN}$$



$$W_3 = 0,5(13 + 134) \cdot 1$$

$$l = \sqrt{19,2^2 + 12,1^2} = 22,7 \text{ m}$$

$$\longrightarrow W_3 = 1669 \text{ kN}$$



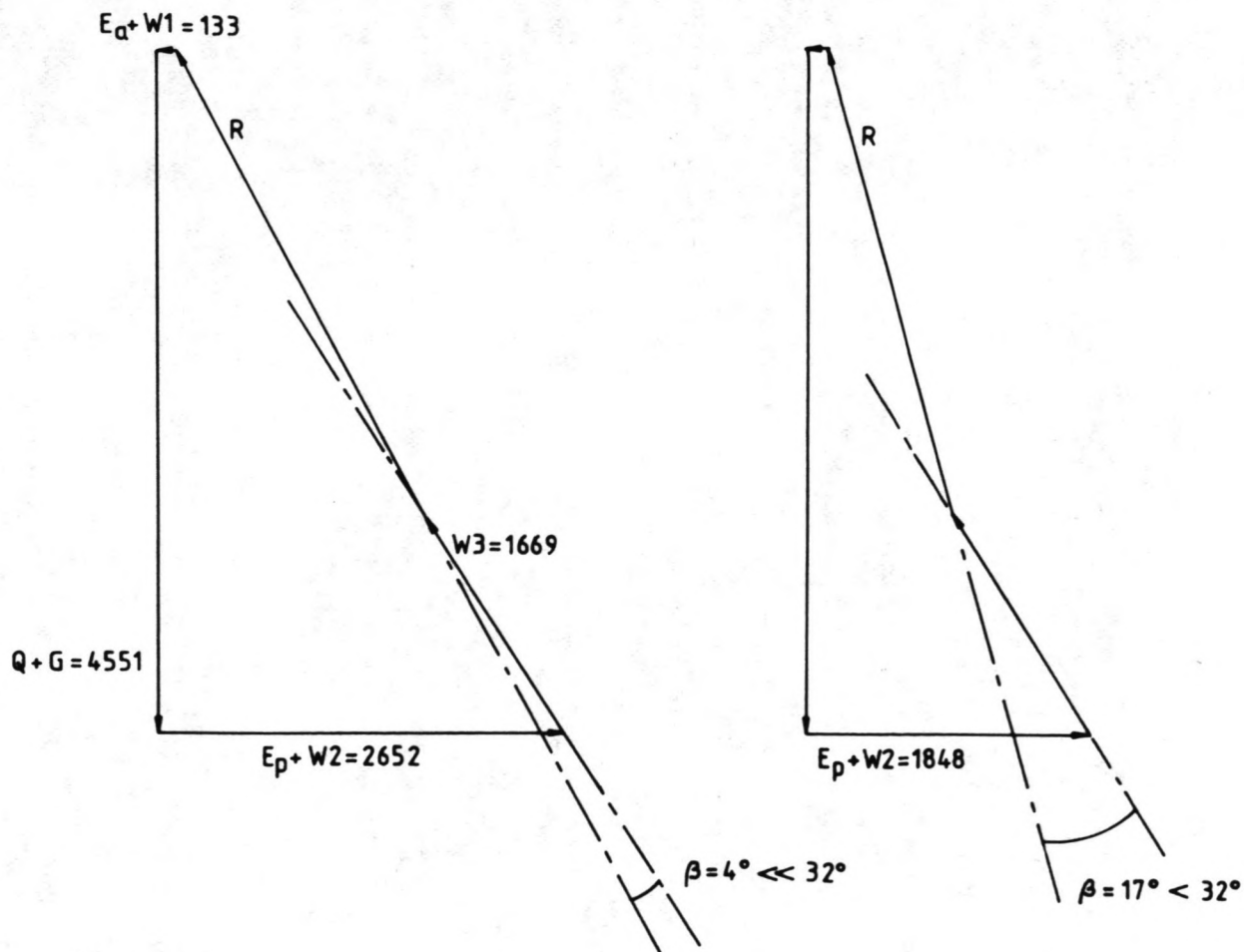
$$Q = 19,2 \cdot 10 = 192 \text{ kN}$$

$$G = 20(19,2 \cdot 5,3 + 12,1 \cdot 19,2 \cdot 0,5) = 4359 \text{ kN}$$

Krachtenveelhoek:

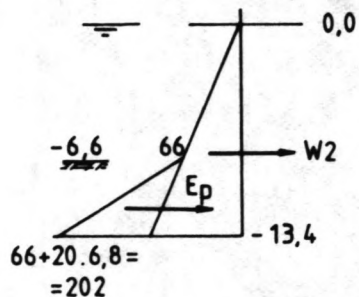
I) max kolkwst.

II) min kolkwst.



Bouwfase

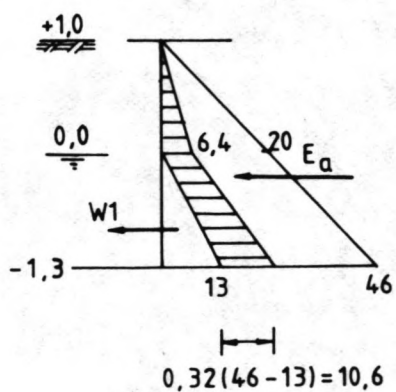
Kolkwaterstand = GWS = NAP



$$W_2 = 0,5 \cdot 13,4^2 \cdot 10 = 898$$

$$E_p = 3,3(202 - 134) \cdot 6,8 \cdot 0,5 = 763$$

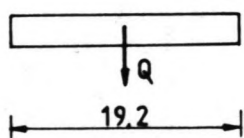
$$E_p + W_2 = 1661 \text{ kN}$$



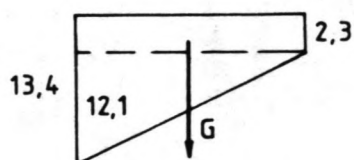
$$W_1 = 0,5 \cdot 13 \cdot 1,3 = 8,45$$

$$E_a = 0,5 \cdot 6,4 \cdot 1,0 + 6,4 \cdot 1,3 + \\ + (10,6 - 6,4) \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 14,25$$

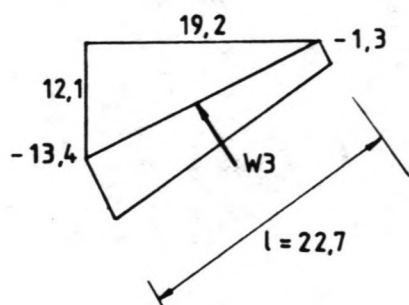
$$E_a + W_1 = 23 \text{ kN}$$



$$Q = 19,2 \cdot 10 = 192 \text{ kN}$$

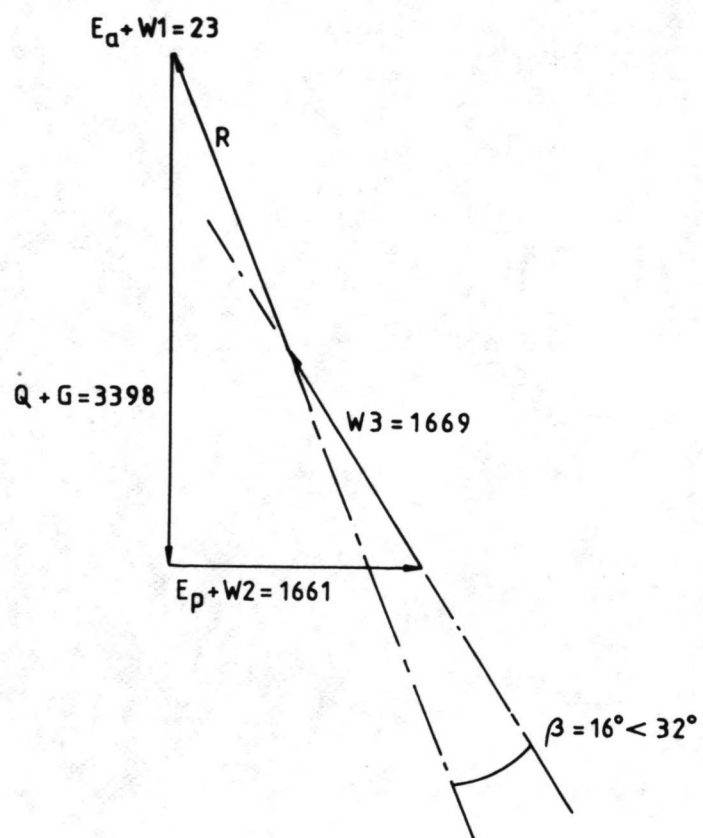


$$G = 20(19,2 \cdot 2,3 + 0,5 \cdot 12,1 \cdot 19,2) = \\ = 3206 \text{ kN}$$

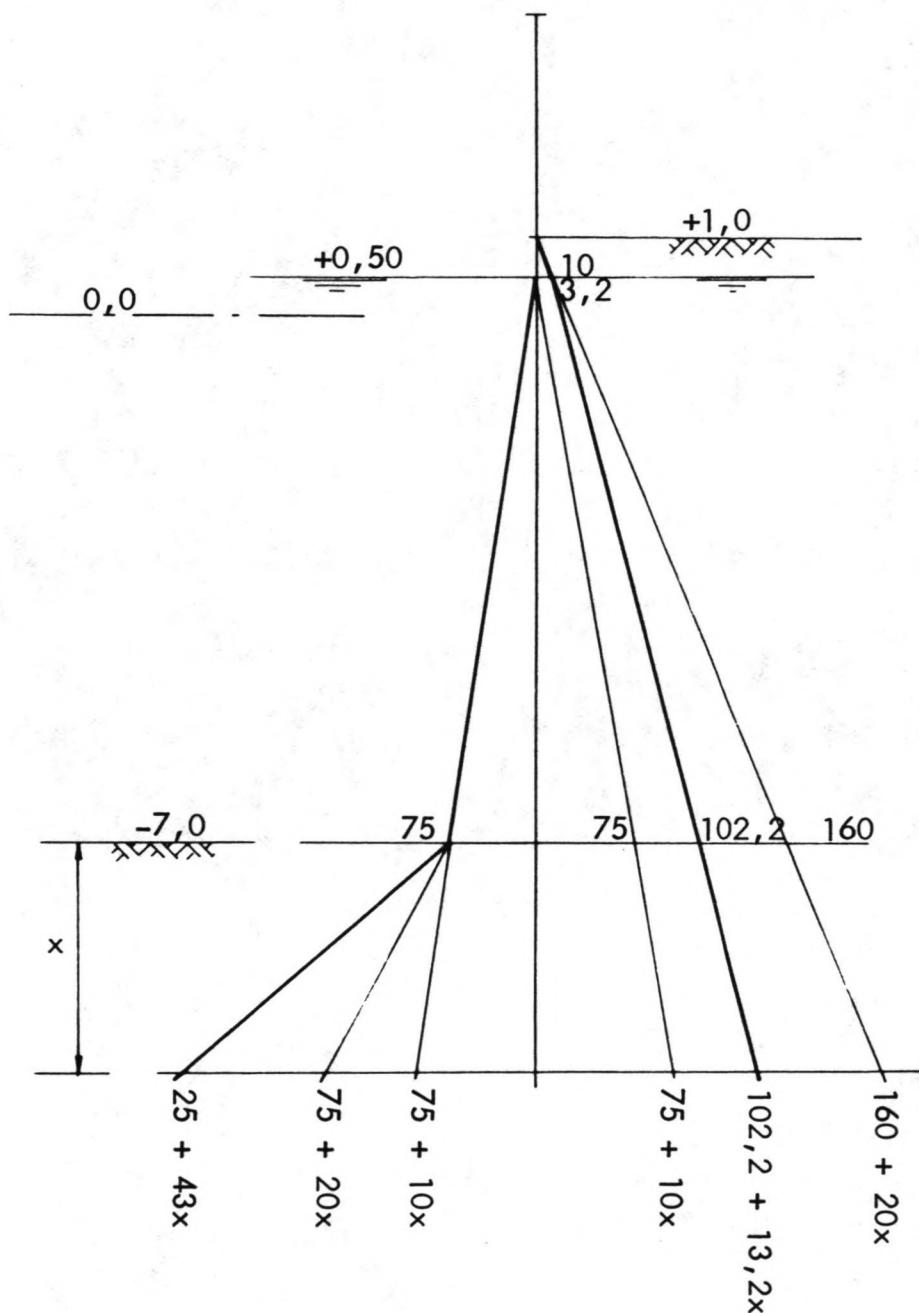


$$W_3 = 0,5(13 + 134) \cdot 22,7 = 1669 \text{ kN}$$

Krachtenveelhoek:



III) Bouwfase; de kolk is ontgraven tot $-7,0$ m; de waterstand is aan beide zijden gelijk aan de grondwaterstand = $+0,50$ m



$$\sum M(A) = 0$$

NB: het anker wordt (voorlopig) aangenomen op $MV = +1,0$ m;
de waterdrukken links en rechts zijn weer gelijk

passieve zijde:

$$(0,5 \cdot 33x \cdot x)(8,0 + 2/3 \cdot x) = 11,0x^3 + 132,0x^2$$

aktieve zijde:

$$(0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,5) \cdot 2/3 \cdot 0,5 = 0,27$$

$$3,2(7,5 + x)(0,5 + 2/3(7,5+x)) = 132,0 + 33,6x + 2,13x^2$$

$$0,5(27,5 + 3,2x - 3,2)(7,5 + x)(0,5 + 2/3(7,5+x)) =$$

$$= 495 + 192x + 24,8x^2 + 1,07x^3$$

$$\text{totaal: } 9,93x^3 + 105,07x^2 - 225,6x - 627,3 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 3,1 \text{ à } 3,2$$

$$\text{Inheidiepte: (met } x + 10\%) \quad -7,0 - 3,5 = \underline{-10,5 \text{ m}}$$

De ankerkracht: $A = E_a - E_p$

$$E_a = 0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,5 + 3,2(7,5 + x) + 0,5(27,2 + 3,2x - 3,2)(7,5 + x) =$$

$$= 0,8 + 3,2(7,5 + 3,1) + 0,5(27,2 + 3,2 \cdot 3,1 - 3,2)(7,5 + 3,1) =$$

$$= 216,1$$

$$E_p = 0,5 \cdot 33x \cdot x = 0,5 \cdot 33 \cdot 3,1^2 = 158,0$$

$$\rightarrow A = 216,1 - 158,0 = \underline{58,1 \text{ kN}}$$

Bepaling maximale moment:

$$\text{t.g.v. } A \quad \rightarrow \quad 58,1(y + 0,5) = 58,1y + 29,05$$

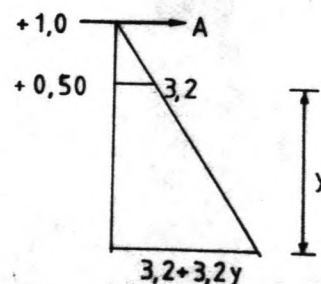
t.g.v. de gronddrukken:

$$0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,5(y + 0,5/3) + 3,2y \cdot y/2 +$$

$$+ 0,5 \cdot 3,2 \cdot y \cdot y \cdot y/3 =$$

$$= 0,8y + 0,13 + 1,6y^2 + 1,6/3 \cdot y^3$$

$$\text{totaal } M(y) = -1,6/3 \cdot y^3 - 1,6y^2 + 57,3y + 28,92$$



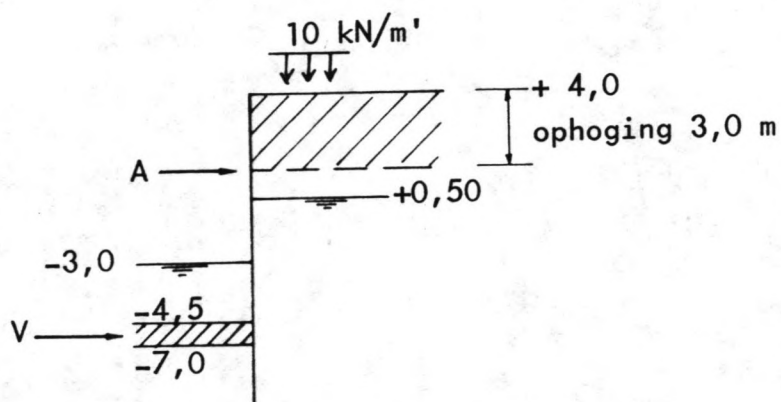
$$\text{maximaal als } M' = 0 \rightarrow M' = -1,6y^2 - 3,2y + 57,3$$

$$\rightarrow y = 5,07 \text{ m}$$

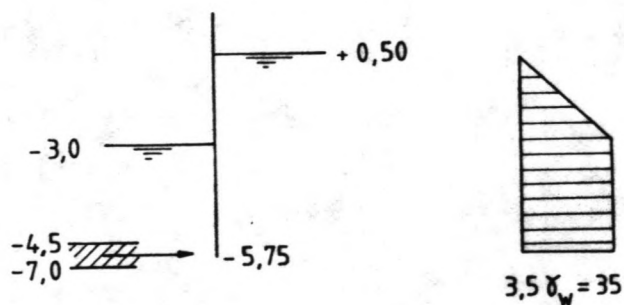
$$\begin{aligned} \text{maximale moment } M &= -1,6/3 \cdot 5,07^3 - 1,6 \cdot 5,07^2 + 57,3 \cdot 5,07 = \\ &= \underline{208,8 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Grafische berekening zie BIJLAGE 15.

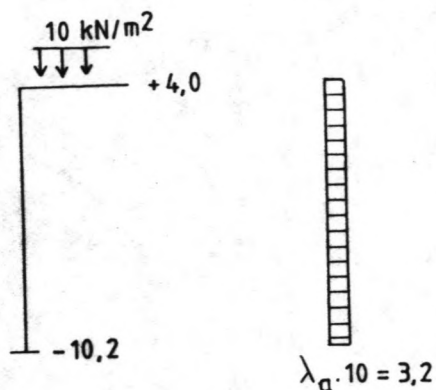
IV) Gebruikstoestand; minimale kolkwaterstand (-3,0 m) en maximale grondwaterstand (+0,50 m)



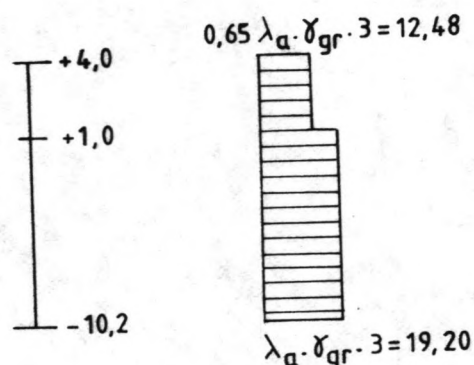
Extra druk t.g.v. de waterstandsverlaging in de kolk:



Extra druk t.g.v. de bovenbelasting:



Extra druk t.g.v. de ophoging:



De berekening is grafisch uitgevoerd; zie BIJLAGE 16.

Bepaling extra ankerkracht: $M(V) = 0$

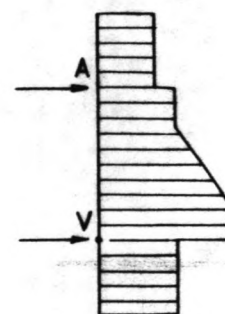
t.g.v. A: A. 6,75

t.g.v. waterdruk: $0,5 \cdot 3,5^2 \cdot 10 \cdot (2,75 + 3,5/3) +$
 $+ 3,5 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot (1,25 + 1,5/2) = 344,9$

t.g.v. bovenbelasting: $0,32 \cdot 10 \cdot 14,1 (9,75 - 14,1/2) = 121,82$

t.g.v. ophoging: $0,65 \cdot 0,32 \cdot 20 \cdot 3 \cdot 3 \cdot (3/2 + 6,75) +$
 $+ 0,32 \cdot 20 \cdot 11,1 \cdot 3 \cdot (6,75 - 11,1/2) = 564,62$

→ $A = (564,62 + 121,82 + 344,9)/6,75 = \underline{152,8 \text{ kN}}$



$$\Sigma H = 0$$

$$A = 152,8$$

$$\text{waterdruk: } 0,5 \cdot 3,5 \cdot 10 \cdot 3,5 + 3,5 \cdot 10 \cdot 1,5 = 113,75$$

$$\text{bovenbelasting: } 0,32 \cdot 10 \cdot 14,1 = 45,12$$

$$\text{grondruk: } 0,65 \cdot 0,32 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 3 + 0,32 \cdot 20 \cdot 3 \cdot 11,1 = 250,56$$

$$\rightarrow V = 250,56 + 45,12 + 113,75 - 152,8 = \underline{256,6 \text{ kN}}$$

Ook in dit geval iets gunstiger waarden voor M indien het anker op NAP wordt aangebracht (zie BIJLAGE 16).

Op BIJLAGE 17 is de totale momentenlijn in de uiteindelijke situatie aangegeven.

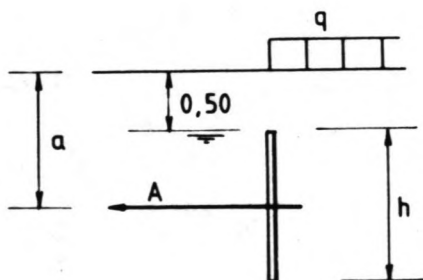
Het maximale moment bedraagt dan ca. 180 kNm

Hiervoor kan bijvoorbeeld worden genomen Larssen sheet piles met staalkwaliteit E24: section IIs met een toelaatbaar moment van 256 kNm/m' wand.

massa 139 kg per m² wand \rightarrow benodigd: 139 · 14,1 = 1960 kg/m' wand.

Verankering

I) Bouwfase



M.b.t. het ankerschot is de situatie identiek aan die van het geval met de open kolkbodem (bouwfase), m.d.v. dat $A = \text{ca. } 66 \text{ kN}$.

Dit is nagenoeg 70 kN $h = \underline{1,80 \text{ m}}$

II) Gebruiksfase

Hiervoor geldt hetzelfde, echter $A = 70 + 150 = 220$ kN; m.a.w.

$$16,5h^2 + 215,55h = 1,5 \cdot 220$$

$$16,5h^2 + 215,55h - 330 = 0 \quad h = \underline{1,40 \text{ m}}$$

Dus de gebruiksfase is weer maatgevend $h = \underline{1,80 \text{ m}}$

T.a.v. het moment is de gebruiksfase echter weer maatgevend:

$$M = 0,5A \cdot 0,25h = 0,5 \cdot 220 \cdot 0,25 \cdot 1,80 = \underline{49,5 \text{ kNm}}$$

Hiervoor te nemen Larssen sheetpiles E24 section SL3 met een toelaatbaar moment van 88 kNm; massa $84,5 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 84,5 \cdot 1,8 = 152 \text{ kg/m}'$

Ankerstang

Doorsnede bepaald door: max ankerkracht = $1,5 \cdot 220 = 330$ kN

Afstand tussen ankers: stel weer 2,0 m, dan is de kracht per ankerstang $2 \times 330 = 660$ kN en de doorsnede in geval Fe52:

$$660/36 = 18,33 \text{ cm}^2 \quad (\rightarrow d = 4,85 \text{ cm})$$

Lengte (vergelijk vorige geval):

$$l_1 = H \operatorname{tg}(45 - \frac{1}{2}) = (10,5 + 4,0) \operatorname{tg} 29^\circ = 8,04 \text{ m}$$

$$l_2 = \text{hetzelfde als vorige geval} = 9,56 \text{ m}$$

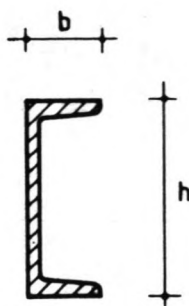
$$\rightarrow l = 8,04 + 9,56 = \underline{17,6 \text{ m}}$$

Gording

$$M = 1/12 q l^2 = 1/12 \cdot 330 \cdot 2^2 = 110 \text{ kNm}$$

$$W > \frac{110 \cdot 10^2}{16} = 687,50 \text{ cm}^3$$

\rightarrow 2 UNP 260



$$h = 260 \text{ mm}$$

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$F = 48,3 \text{ cm}^2$$

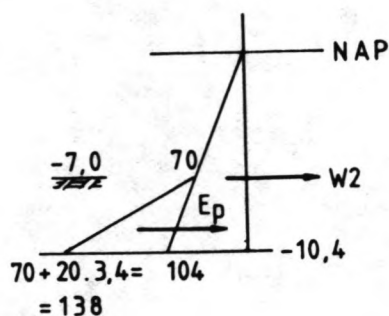
$$G = 37,9 \text{ kg/m}'$$

$$W = 371 \text{ cm}^3$$

Evenwicht samengestelde constructie

We beschouwen alleen de bouwfase (gebruiksfase met vaste vloer!).

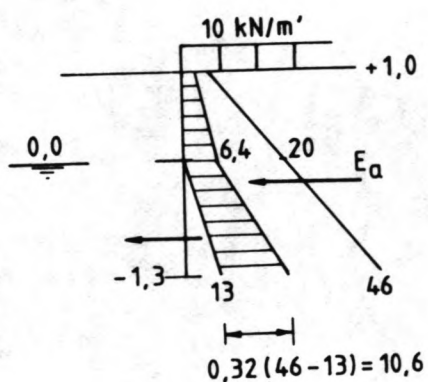
Stel weer GWS = NAP = kolkwaterstand; dan:



$$W2 = 0,5 \cdot 10,4^2 \cdot 10 = 540,8 \text{ kN}$$

$$E_p = 3,3(138 - 104) \cdot 3,4 \cdot 0,5 = 190,7 \text{ kN}$$

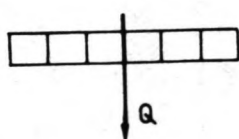
$$\rightarrow E_p + W2 = 731,5 \text{ kN}$$



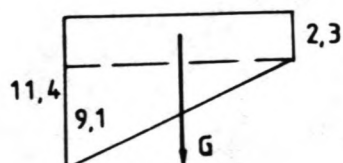
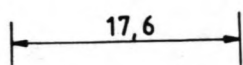
$$W1 = 0,5 \cdot 13 \cdot 1,3 = 8,45 \text{ kN}$$

$$E_a = 0,5 \cdot 6,4 \cdot 1,0 + 6,4 \cdot 1,3 + (10,6 - 6,4) \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 14,25 \text{ kN}$$

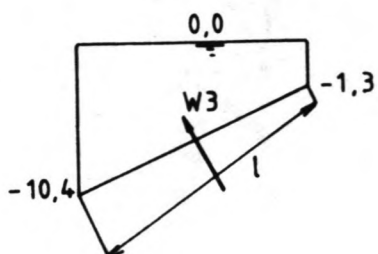
$$\rightarrow E_a + W1 = 22,7 \text{ kN}$$



$$Q = 17,6 \cdot 10 = 176 \text{ kN}$$



$$G = 20(17,6 \cdot 2,3 + 0,5 \cdot 9,1 \cdot 17,6) = 2411,2 \text{ kN}$$



$$W3 = 0,5 (13 + 104) \cdot 19,8 = 1158,3 \text{ kN}$$

$$l = \sqrt{9,1^2 + 17,6^2} = 19,8 \text{ m}$$

Krachtenveelhoek:

