

f9 WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN

Prof.ir. A. Glerum

VOORLOPIG DICTAAT

Eerste gedeelte (onderwerpen A en B)

Januari 1992

Voorwoord

In het college f9 - Waterbouwkundige Kunstwerken - worden de volgende onderwerpen behandeld:

- A. Overzicht waterbouwkundige kunstwerken en hun functioneren.
- B. Het ontwerpen van waterbouwkundige kunstwerken.
- C. De uitvoering van waterbouwkundige kunstwerken en de invloed daarvan op het ontwerp.
- D. Schutsluizen.

Het college wordt sinds 1991 in een nieuwe vorm gegeven. Een definitief op deze vorm aangepast dictaat is nog niet beschikbaar.

In dit voorlopig dictaat (dat nagenoeg gelijk is aan de uitgave van 1991) is een aantal hoofdstukken bijeengebracht uit vóór 1991 verschenen dictaten (voor de onderwerpen A, B, en D), terwijl voor het onderwerp uitvoering (C) een nieuw hoofdstuk is geschreven, dat beter aansluit op de nieuwe college-opzet.

Dit betekent onder meer dat de hoofdstuk- en paragraafnummering niet systematisch is (de nummering uit de oude dictaten is niet veranderd).

Bovendien zullen de onderwerpen tijdens het college f9 in begin 1992 anders worden behandeld dan in dit voorlopig dictaat. De bedoeling is echter dat de studenten met het voorlopig dictaat over een basis in gedrukte vorm beschikken en in en bij het dictaat aantekeningen kunnen maken.

Het voorlopig dictaat bestaat uit drie gedeelten:

Eerste gedeelte : Onderwerpen A en B.

Tweede gedeelte : Onderwerp C.

Derde gedeelte : Onderwerp D en formule-bladen.

De inhoudsopgave op de volgende bladzijde betreft niet alleen de inhoud van dit gedeelte, maar die van de drie gedeelten, die tezamen het voorlopig dictaat vormen. Aan het schrijven van de hoofdstukken hebben meegewerkt ir. K.G. Bezuijen, prof.ir. A. Glerum, dr.ir. P.A. Kolkman, ir. W. Meermans en ir. J. Schippers. Hoofdstuk X (uitvoering) is geschreven door prof.ir. A. Glerum.

INHOUD VOORLOPIG DICTAAT F9

ONDERWERP A: OVERZICHT WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN

- Hoofdstuk 4 Waterbouwkundige kunstwerken
- 4.1. Inleiding
 - 4.2. Voorbeelden van waterbouwkundige kunstwerken

ONDERWERP B: HET ONTWERPEN VAN WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN

- 4.3. Belastingen en vormgeving
- 4.4. Afsluitmiddelen
- 4.5. Schematiseringen van constructies
- 4.6. Aansluitingen
- 4.7. Onderhoud

Bijlage 1: Voorbeeld van een berekening van een damwand onder een ontlastvloer

Bijlage 2: Deel van een handberekening van een bakconstructie, gefundeerd op staal

ONDERWERP C: DE UITVOERING VAN WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN

- Hoofdstuk X Uitvoering
- X.1. Bouwmethoden
 - X.2. Bouwputten
 - X.2.1. Inleiding
 - X.2.2. De klassieke bouwput
 - X.2.3. Alternatieve bouwwijzen
 - X.3. Grootschalige prefabricage
 - X.3.1. Inleiding
 - X.3.2. Drijvend transport
 - X.3.3. Fundering

ONDERWERP D: SCHUTSLUIZEN

- Hoofdstuk 4.2. Ontwerp van een schutsluis
- 4.2.1. Inleiding
 - 4.2.2. Functies van een schutsluis
 - 4.2.3. Geometrie van een schutsluis
 - 4.2.4. Ontbreekt; wordt vervangen door hoofdstuk 6 hieronder
 - 4.2.5. Schutkolk
 - 4.2.6. Afsluitmiddelen (sluisdeuren)
 - 4.2.7. Sluishoofden
 - 4.2.8. Voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid
 - 4.2.9. Wachtplaatsen en geleidewerken
- Hoofdstuk 6 Vul- en ledigsystemen van schutsluizen
- 6.1. Algemeen
 - 6.2. Krachten op het schip
 - 6.3. Berekening van troskrachten
 - 6.4. Verkleinen van de hydraulische krachten
 - 6.5. Het debietprogramma bij vullen en ledigen
 - 6.6. Spaarbekkens
 - 6.7. Groot-verval sluizen
 - 6.8. Zoet-zout scheidingssystemen

EN TENSLOTTE: FORMULE-BLADEN (overeenkomstig die welke bij het schriftelijk tentamen zullen worden uitgereikt).

ONDERWERP A : OVERZICHT WATERBOUWKUNDIGE KUNSTWERKEN

4. Waterbouwkundige kunstwerken

4.1. Inleiding

Waterbouwkundige constructies kunnen worden verdeeld in grondwerken en kunstwerken. De term grondwerken duidt er op, dat de constructie(s) hoofdzakelijk in grond word(t)(en) uitgevoerd. ~~Tot~~ deze categorie behoren dijken en dammen.

Onder kunstwerken worden die werken verstaan, waarvoor hoofdzakelijk andere materialen dan grond gebruikt zijn. Ze omvatten de "overige" waterbouwkundige constructies, zoals stuwten, sluizen, kademuren, tunnels, steigers, meerstoelen, (de onderbouw van) bruggen, off-shore constructies, etc., etc..

De (qua hoeveelheid per kunstwerk) voornaamste constructiematerialen voor kunstwerken zijn staal, beton en hout (en vroeger: metselwerk). Deze materialen zijn ten opzichte van de omgeving ervan, die uit grond bestaat, meestal weinig flexibel. Hieruit volgt, dat aan de aansluiting van een kunstwerk op de omgeving (dat kan ook door mensen gemaakt grondwerk - zie boven - zijn!) speciale zorg moet worden besteed. Ook bij rotsgrond, waarvan de draagkracht in het algemeen voldoende is, verdient de aansluiting aan het kunstwerk aandacht om lekkage te voorkomen.

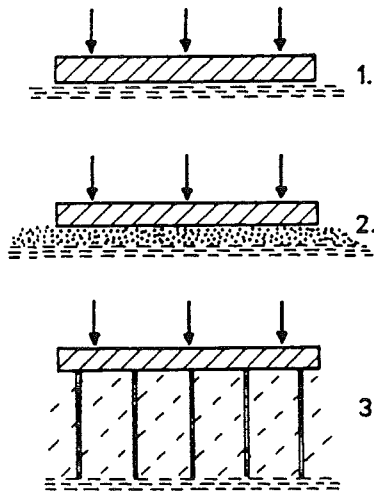
Een kunstwerk heeft een fundering, die deel uitmaakt van het kunstwerk. Funderen kan gedefiniëerd worden als het overdragen naar de ondergrond van ALLE resulterende krachten op het kunstwerk. De ondergrond moet voldoende draagkracht bezitten om de resulterende belastingen te kunnen opnemen, zonder dat het kunstwerk ontoelaatbaar grote verplaatsingen ondergaat.

Voorts moet de aansluiting op de ondergrond aandacht krijgen. Grondwerk en kunstwerk moeten op elkaar (blijven) aansluiten.

Tenslotte moet de zijdelingse aansluiting op de omgeving in beschouwing genomen worden. Ook hier moeten grond- en kunstwerk op elkaar (blijven) aansluiten.

Genoemde aspecten kunnen niet los van elkaar beschouwd worden, maar moeten in hun samenhang worden gezien.

Voor de fundering kunnen twee typen worden onderscheiden:



a. Als de draagkrachtige laag zich bevindt op het aanlegniveau van het kunstwerk, kan de funderingsvloer direct rusten op deze laag (fig. 106.1.). Soms worden weinig draagkrachtige lagen vervangen door beter draagkrachtige (zand). De vloer rust dan op een grondverbetering (fig. 106.2.). Men noemt 1. en 2. funderingen op staal.

b. Ligt de draagkrachtige laag ver beneden het aanlegniveau (de funderingsvloer), dan moet de belasting van de vloer naar de draagkrachtige laag overgebracht worden (fig. 106.3.) of de belasting wordt door de palen "op kleef" gedragen. (De palen worden dan niet tot op of in de draagkrachtige laag geheid.) Men noemt 3. een fundering op palen, of, als het om grotere ingegraven elementen gaat, op putten.

Fig. 106. Funderingstypen.

Door ongelijke zettingen of onnauwkeurige aanvulling van het grondwerk onder en tegen het kunstwerk kunnen onvolkomenheden in de aansluiting van kunstwerk en omgeving optreden. In de meeste gevallen zullen de schadelijke gevolgen dan aanzienlijk zijn. Als het kunstwerk de scheiding vormt tussen twee waterniveaus, zal een slechte aansluiting op de omgeving een sterke waterstroming vlak langs het kunstwerk tot gevolg hebben. Deze stroming kan zó sterk zijn, dat gronddeeltjes worden meegesleept. Hierdoor wordt de aansluiting tussen kunstwerk en omgeving nog slechter. De waterscheidende functie kan dan verloren gaan. Soms wordt zelfs het kunstwerk ondermijnd en kan de stabiliteit ervan verloren gaan. Het meenemen van gronddeeltjes door de kwelstroom kan worden tegengegaan door toepassing van één of meer filters.

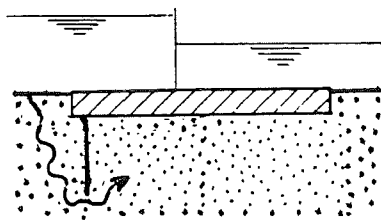
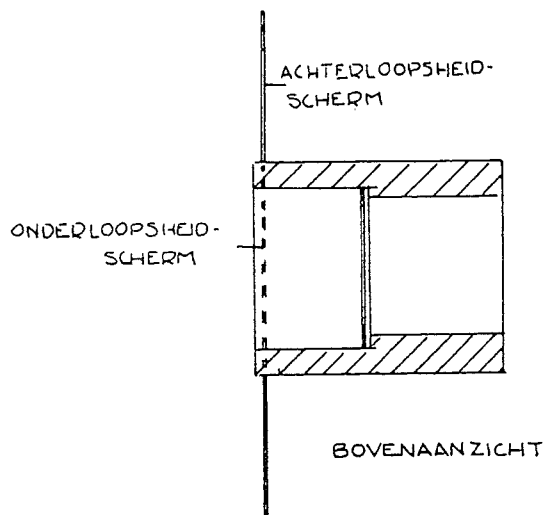


Fig. 107. Onderloopsheidsscherm

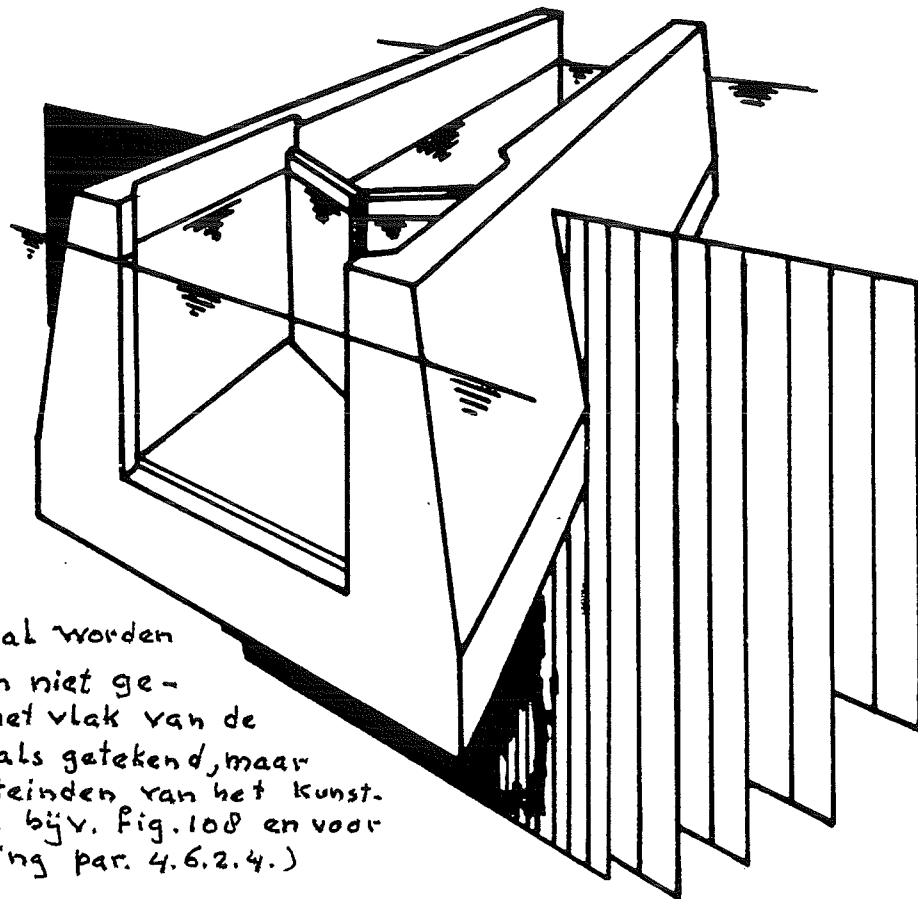
Door verlenging van de kwelweg kan men het verhang en dus de sterkte van de grondwaterstroming verminderen. Onder het kunstwerk kan men daartoe een damwandscherm aanbrengen tegen onderloopsheid. (Zie fig. 107.)



Ook zijdelings langs het kunstwerk dient de kwelweg voldoende lang te zijn. Zo nodig brengt men een achterloopsheidsschermbouwkunde aan, dat aansluit op de wanden van het kunstwerk. (Zie fig. 108.)

Fig. 108. Achterloopsheidsschermbouwkunde

Onderloopsheidsschermbouwkunde en achterloopsheidsschermbouwkunde dienen in één vertikaal vlak te liggen. Het kwelschermbouwkunde dient het kunstwerk "als een manchet" te omsluiten (zie fig. 109), daar anders toch lekkage zou optreden.



N.B. Meestal worden de schermen niet geplaatst in het vlak van de deuren, zoals getekend, maar nabij de uiteinden van het kunstwerk (zie bijv. fig. 108 en voor de verklaring par. 4.6.2.4.)

Fig. 109. Onder- en achterloopsheidsschermbouwkunde in één vlak

Het type fundering heeft gevolgen voor de aansluiting van onder- en achterloopsheidsschermbouwkunde op de constructie. Dit betreft echter de detaillering. Op onder- en achterloopsheidsschermbouwkunde zal worden teruggekomen in paragraaf 4.6.2.

Het voorgaande toont, dat bij een ontwerp van een kunstwerk de verschillende onderdelen niet los van elkaar kunnen worden beschouwd. Ruimtelijk inzicht is bij het ontwerpen noodzakelijk, evenals inzicht in de wijze, waarop resulterende belastingen "door het kunstwerk heen" en tenslotte "naar de ondergrond" worden "afgevoerd". Ook de waterdichting dient ruimtelijk beschouwd te worden.

Om deze begrippen te verduidelijken, zullen in dit hoofdstuk diverse (onderdelen van) kunstwerken als voorbeelden worden behandeld. De functionele behoefte(n) waaraan zij voldoen, zijn kort aangegeven, evenals enige belastingen die op het betreffende kunstwerk kunnen werken.

4.2. Voorbeelden van waterbouwkundige kunstwerken

In de volgende voorbeelden is willekeurig een fundering op staal of op palen aangegeven. Afhankelijk van de ondergrond kunnen deze worden verwisseld.

Pijler

Een pijler functioneert als ondersteuning van een brug, waarbij de belasting voornamelijk in verticale zin wordt afgedragen, dan wel als oplegging voor een afsluitmiddel (pijlers van de Oosterscheldekering) waarbij de grootste belasting voornamelijk in horizontale zin werkt.

(N.B. Een PEILER is iemand die peilt, die een peil vaststelt!)

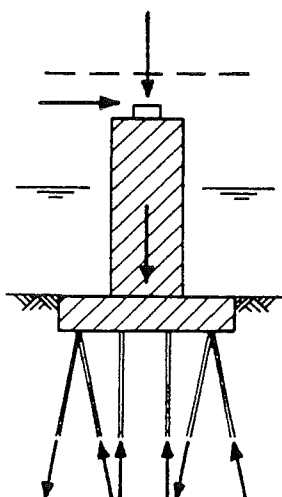


Fig. 110. Pijler

Een pijler als onderbouw van een brug wordt vertikaal en/ of horizontaal belast door het eigen gewicht van de bovenbouw, door de mobiele verkeersbelasting, door wind en waterstroming, door ijsgang, door aanvaring door schepen en door golven.

Een pijler in een regelbare stuw of in een stormvloedkering dient als steun voor het waterkerende afsluitmiddel en wordt voornamelijk belast door de bewegingsinrichting en door de horizontale waterdruk op het (de) afsluitmiddel(en). Het eigen gewicht van een pijler kan een belangrijk deel van de totale belasting vormen. In stromend water kan een bodembescherming noodzakelijk zijn tegen uitschuring.

Stuw, stormvloedkering, keersluis

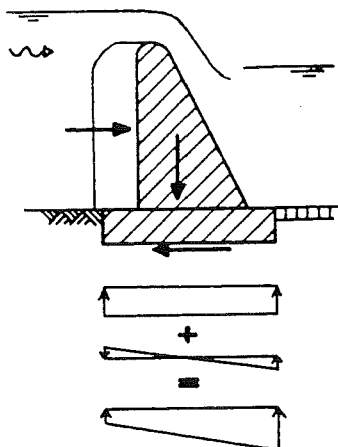


Fig. 111. Vaste stuw

De functie van een stuw, stormvloedkering of keersluis is het verhinderen van vrije doorstroming van water.

Een stuw zorgt voor opstuwning tot een gewenst peil aan de bovenstroomse zijde bijvoorbeeld in een rivier ten behoeve van voldoende waterdiepte voor de scheepvaart.

Bij een regelbare stuw kan men het bovenstroomse peil variëren door de stand van het afsluitmiddel (voorbeelden: de stuwen in Nederrijn en Lek). Bij een vaste stuw is regeling niet mogelijk.

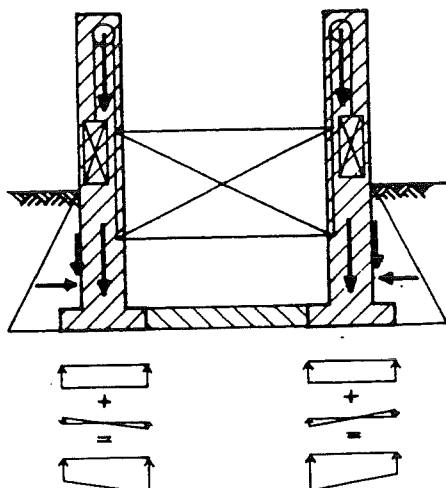


Fig. 112. Keersluis/
stormvloedkering

Een stormvloedkering keert het hoge water van zee in een getijgebied door tijdelijk de waterloop af te sluiten als een stormvloed wordt verwacht. Bij normale zeestanden, dus gedurende het grootste deel van het jaar, is de kering geopend. (Voorbeelden: de stormvloedkering bij Krimpen aan den IJssel en de Stormvloedkering Oosterschelde.) Een stormvloedkering verhindert de toestrooming van water vanuit zee een enkele keer of slechts weinige malen per jaar. Een stuw daarentegen belemmert de vrije afstroming van water in de richting náár zee gedurende een groot deel van het jaar.

Als regel verstaat men onder een keersluis een kering die wordt gesloten in extreme omstandigheden anders dan stormvloeden. Voorbeelden zijn de keersluis bij Ravenswaay (de hefdeur wordt gesloten bij hoge standen van de Lek en beschermt dan de lagere dijken langs het Betuwepand van het Amsterdam - Rijnkanaal) en de compartimenteringskeringen in verschillende kanalen die gesloten worden indien ergens een dijkbreuk optreedt, opdat niet het gehele kanaal "leegloopt".

De zijwanden en de vloer worden belast door korrel- en waterdrukken. De in de richting van de waterloop werkende horizontale belasting ten gevolge van het waterstandsverschil wil het kunstwerk doen afschuiven en heeft tevens een kantelmoment tot gevolg.

Kademuur, keermuur, damwand, caisson

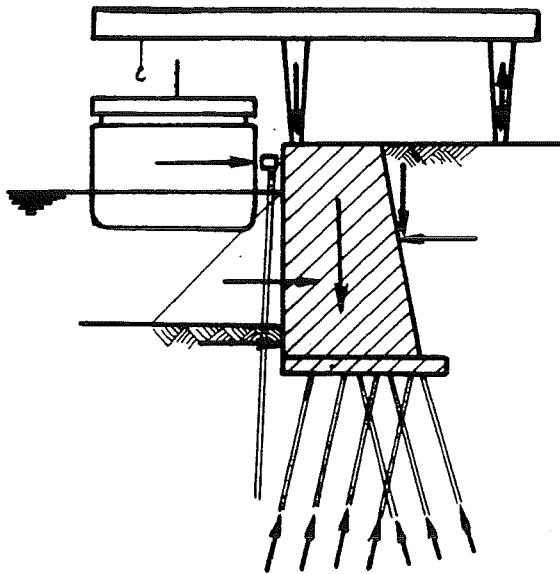


Fig. 113. Kademuur

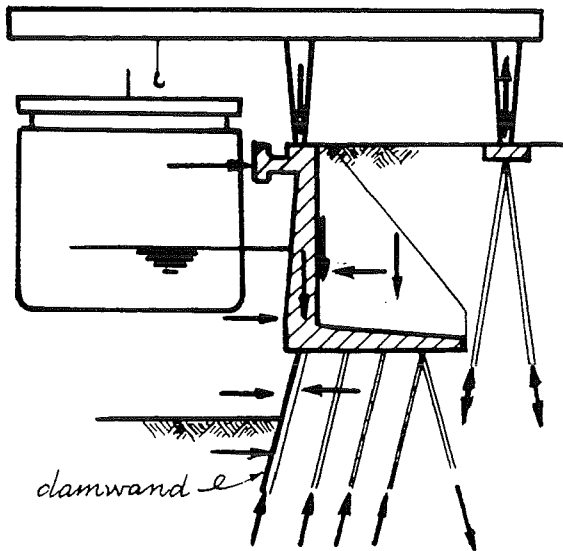


Fig. 114. Samengestelde kademuur

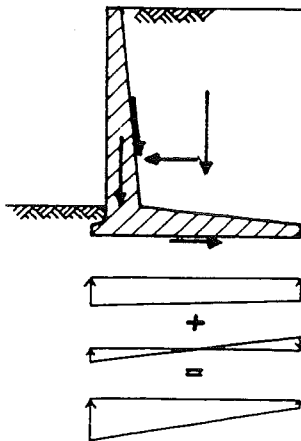


Fig. 115. Keermuur

Een kademuur en een keermuur functioneren als verticale overgang tussen twee grondniveaus.

Een kademuur vormt een verticale scheiding tussen land en water en dient als aanlegplaats voor schepen, vaak ten behoeve van goederenoverslag. Het grondniveauverschil is hier gelegen tussen het peil van de bovenkant van de kade en dat van de bodem van de haven. Voor wederzijdse bescherming van schip en kademuur brengt men een stootbescherming aan, bijvoorbeeld wrijfhouten of rubber fenders.

Het schip wordt in afgemeerde positie op zijn plaats gehouden door trossen om bolders die bijvoorbeeld op de muur zijn geplaatst. Een scheepsstoot en troskrachten geven horizontale belastingen op het kunstwerk.

De overslag van goederen, vaak met een kraan die op de kademuur staat, geeft een verticale bovenbelasting op en achter de muur.

Als de kademuur een samengestelde constructie van wand en vloer vormt, wordt de laatste vertikaal belast door het eigen gewicht van de vloer, de erboven liggende grond en de bovenbelasting. De wand moet de horizontale korreldrukken opnemen. Verschil tussen de waterstand vóór (buitenwater) en grondwaterpeil achter de muur geeft ook een horizontale belasting. Een damwand onder de muur neemt, behalve horizontale, soms ook verticale belastingen op.

Een keermuur vormt een verticale scheiding tussen twee grondniveaus. Uitgezonderd de hiervoor genoemde belastingen door schepen en door de buitenwaterstand, spelen bij het ontwerp van keermuren dezelfde belastingen een rol als bij een kademuur.

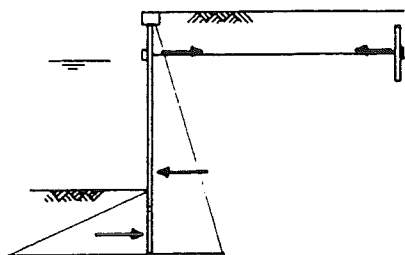


Fig. 116. Verankerde damwand

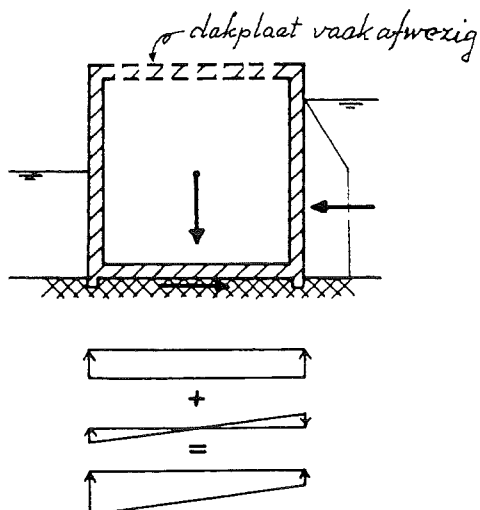


Fig. 117. Caisson

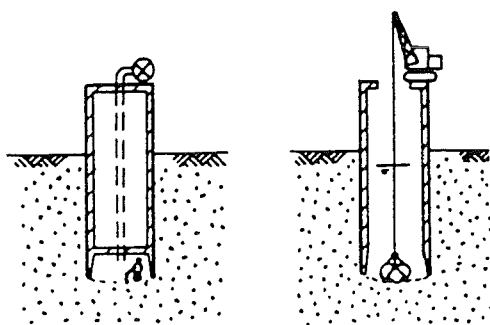


Fig. 118. Pneumatisch caisson / put

Een ander type verticale scheidingswand is de in de ondergrond geheide damwand, die als regel naar achter horizontaal verankerd is aan een ankerwand, aan paaljukken of door middel van injectieankers.

Een caisson heeft een rechthoekige bakvorm. Het vormt een scheiding tussen verschillende waterniveaus of tussen land en water of doet dienst als aanlegplaats of als bescherming tegen golfaanval. Ook wordt het wel gebruikt als hulpconstructie bij de aanleg van afsluitdammen in getijgeulen. Het caisson wordt dan later in het dijklichaam opgenomen. Een caisson wordt elders gebouwd, bijvoorbeeld in een gegraven bouwdoek of op een helling. Het heeft een eigen drijfvermogen en wordt naar de definitieve plaats gevaren en daar afgezonken.

Als men een kunstwerk op maaiveld bouwt en daarna naar het funderingsniveau laat zakken door ontgraving vanuit een werkkamer onder het kunstwerk, dan spreekt men van een pneumatisch caisson.

Daarbij moet in de werkkamer de luchtdruk worden verhoogd om het grondwater te keren.

Gebeurt de ontgraving van boven af door een holle schacht, dan spreekt men van een put.

Sluis, duiker, gemaal

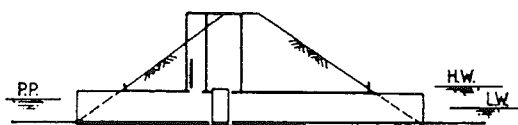


Fig. 119. Uitwateringssluiskokertype

enkele deuren of klep tijdens lage buitenwaterstanden door de hogere binnenwaterstand worden open gedrukt en later door de stijgende buitenwaterstand weer dichtgedrukt. De lozing van overtollig water op zee of op een zeearm wordt door de natuur zelf geregeld.

De functie van een sluis is het naar keuze scheiden of met elkaar verbinden van twee waterniveaus in open watergangen.

Voor natuurlijke lozing in een getijgebied bouwt men in een dijk een uitwateringssluiskokertype (suatiesluis – Fr. suer = uitwateren –) waarvan de puntdeuren,

Bij de recent gebouwde uitwateringssluizen van de IJsselmeer- en Deltawerken zijn daarentegen de afsluitmiddelen regelbaar om de binnenwaterstand meer naar behoefte te kunnen beheersen. Ook hier kan echter slechts water geloosd worden als de buitenwaterstand lager is dan de binnenwaterstand.

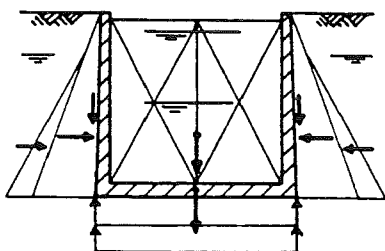


Fig. 120. Dwarsdoorsnede over een sluiskolk

Uit veiligheidsoverwegingen (storingen in het functioneren) wordt vaak een tweede afsluitmiddel aangebracht.

Bij een open uitwateringssluiskokertype is de sluiskolk opgebouwd uit twee wanden, waartussen een vloer, die al dan niet één samengestelde constructie met de wanden vormt.

De belastingen bestaan uit korreldrukken en waterdruk, die tevens opdriving kan veroorzaken (wet van Archimedes!) en die een kracht in langsrichting geeft (o.a. door het verval over de afsluitmiddelen).

Als men bij een sluis, die van boven open is, aan beide uiteinden een beweegbare afsluiting plaatst, kan het peil in de tussengelegen kolk afwisselend gelijk gemaakt worden aan dat aan de zijde van de hoge of van de lage waterstand. Schepen kunnen dan van het hoge naar het lage peil en omgekeerd geschut worden. De functie van een schutsluis is, schepen een verval te laten overwinnen.

Voor het inlaten van water vanuit een boezem in een polder bouwt men inlaatsluizen met regelbare afsluiting.

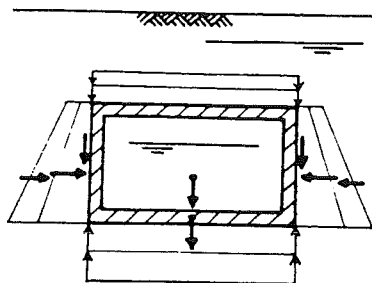


Fig. 121. Duiker

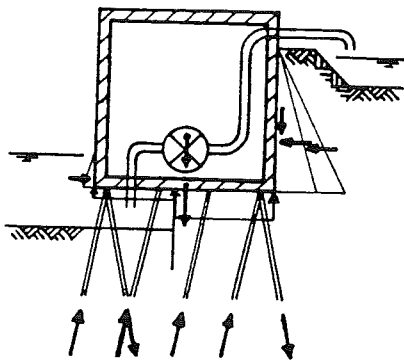


Fig. 122. Gemaal

Dok

De functie van een dok is het tijdelijk droogzetten van een drijvende constructie.

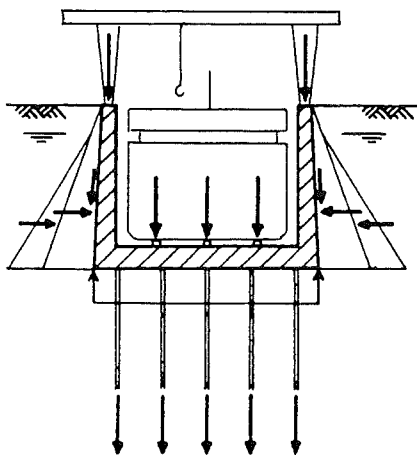


Fig. 123. Vast dok

Bij kleinere kokervormige kunstwerken spreekt men van een duiker in plaats van een sluis. Als een waterloop via een koker onder een weg of andere waterloop door gevoerd wordt spreekt men ook van een duiker

Kan men niet of onvoldoende gebruik maken van natuurlijk verval om een laaggelegen gebied te ontwateren of een hooggelegen gebied van water te voorzien

dan maakt men gebruik van een gemaal. Dit is een motor die een pomp, vijzel of schep rad aandrijft met toe- en afvoerbuisleidingen voor het verpompte water. De maximum capaciteit per pomp kan globaal op 750 m³/minuut worden gesteld. Wanden en dak als omhullende bescherming van de installatie (zie fig. 122) worden niet altijd aangebracht. Voor de toevoerleiding plaatst men een krooshek om vuil uit de pomp te weren.

Een vast dok is een bakvormig bassin of kleine polder, waar een schip binnenvaart, waarna men de toegang sluit en het water wegpompt, zodat het schip droogvalt. Een vast dok doet dienst voor onderhoud, reparatie en/of nieuwbouw van schepen. In constructief opzicht vertoont een dok veel overeenkomst met een schutsluis, zij het, dat als regel slechts aan één zijde een beweegbare afsluiting voorkomt. Behalve de korrel- en waterdrukken tegen de wanden en belasting door het schip (en de eventueel in het dok opgenomen kraanbaan), speelt bij een dok de waterdruk (wet van Archimedes!) tegen de vloer een belangrijke rol.

Bij een sluis kan men al of niet eisen dat de kolk kan worden drooggezet met het oog op onderhoud. (Vooral bij oudere, kleine sluisen is met deze eis rekening gehouden.) Een dok ontleent zijn functie juist aan het droogzetten. Het tegengaan van opdrijving van het dok, voortvloeiend uit de opwaartse waterdruk tegen de vloer, is een belangrijk probleem bij het ontwerp. Men kan dit soms oplossen door een groot eigen gewicht, of door trekpalen of trekankers onder de vloer of door verlagen van de stijghoogte van het omringende grondwater, of combinaties hiervan.

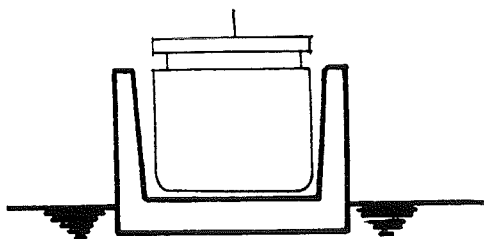


Fig. 124. Drijvend dok

Een drijvend dok is als het ware een U-vormig schip met dubbele wanden en bodem. Door regeling met ballastwater laat men het opdrijven en zinken. In gezonken toestand kan een te repareren schip naar binnen gevaren worden (vergelijk fig. 124). Door wegpompen van ballastwater laat men het dok met het te repareren object opdrijven. Na reparatie (of nieuwbouw) laat men het geheel zinken door toevoeren van ballastwater. Het object kan dan uit het dok gevaren worden.

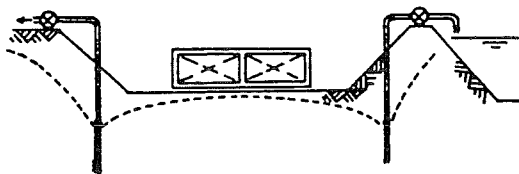


Fig. 125. Bouwdok

In de waterbouwkunde is een bouwdok een door bemaling drooggehouden verdiepte bouwplaats voor prefabricage van grote tunneldelen, caissons of pijlers. Na doorgraving van een scheidsdam tussen het bouwdok en de nabijgelegen vaarweg worden de elementen drijvend getransporteerd naar de definitieve bestemming.

Tunnel, leiding, aquaduct

Een tunnel, zowel als een leiding en een aquaduct hebben als functie een kruising tussen twee transportwegen tot stand te brengen op gescheiden niveau.

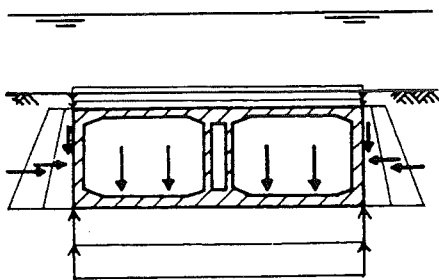


Fig. 126. Tunnel

Een tunnel is een ondergronds kunstwerk dat dient als (deel van) een transportweg ten behoeve van personen, voertuigen, stoffen of energie. Er zijn voetgangers-, fiets-, auto-, rail- en leidingtunnels. In berggebieden bestaan tunnels ten behoeve van schepen.

Een tunnel in een kruising met een waterweg, of nabij een waterweg, wordt vaak elders geprefabriceerd in grote elementen. Deze worden drijvend getransporteerd naar de definitieve plaats van bestemming en daar afgezonken in een sleuf, die tevoren onder water is gebaggerd. Een gezonken tunnel kan gefundeerd zijn op staal door onderspoeling met zand in de zinksleuf, of op palen.

Daar waar de tunnel "bovengronds" komt, ontbreekt de gronddekking op het tunneldak. Hier kan zich hetzelfde probleem voordoen als bij het vaste dok, n.l. het opdrijven bij hoge grondwaterstand. In principe komen de zelfde maatregelen in aanmerking als besproken bij het vaste dok.

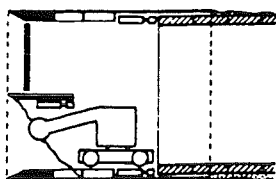


Fig. 127. Schild

De conventionele bouwmethode in een open bouwput, waarbij de tunnel na voltooiing met grond wordt afgedekt, wordt veel toegepast. Door prefabricage van de wanden en/of het dak beoogt men soms een kortere bouwtijd en minder hinder in stedelijke gebieden te bereiken. Dit kan men ook doen door het maken van verticale diepwanden vanaf het maaiveld. Over de diepwanden wordt dan het dak gelegd, waarna onder het dak verder wordt ontgraven en tenslotte de vloer wordt gemaakt.

Bij een andere methode worden de tunneldelen op maaiveld gebouwd en als pneumatisch caisson naar beneden gebracht. (Zie fig. 118.)

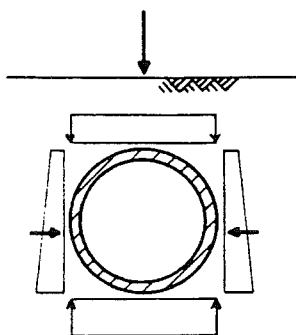


Fig. 128. Leiding

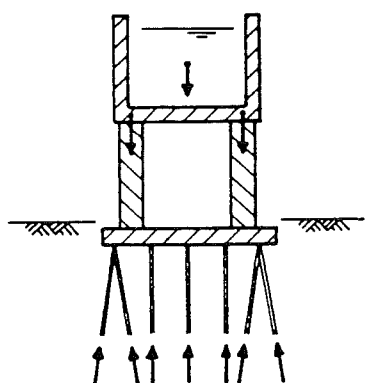


Fig. 129. Aquaduct

Tunnels in rots worden meestal gemaakt met explosieven, soms door frezen. In zachtere gesteenten en in afgezette grondlagen worden tunnels soms geboord met een schild, dat "zichzelf naar voren graaft". De watertoestroming aan het front wordt verhinderd door overdruk die geleverd wordt door samengeperste lucht of door een zware vloeistof. Achter het graaffront wordt in de beschutting van een korte stalen cilinder (het schild) de tunnel samengebouwd uit geprefabriceerde segmenten.

Een leiding ligt als regel ook ondergronds en dient voor het transport van vloeistoffen of gassen, bijvoorbeeld riool-, water-, melk-, olie- en gasleidingen. Ook gebundelde elektriciteits- en telecommunicatiekabels kunnen in leidingen verenigd worden.

Als een leiding een waterweg kruist, spreekt men van een zinker; dit leiding gedeelte wordt tevoren op de oever gereedgemaakt en in een sleuf in de waterweg gezonken of getrokken.

Een aquaduct voert een waterloop over een hindernis, zoals een inzinking in het terrein, een weg of een andere waterloop.

De aansluiting van het kunstwerk aan de waterloop (dat is de overgang tussen de betonconstructie en het grondwerk) eist zorgvuldigheid.

Steiger, meerstoel, wachtplaats, geleidewerk

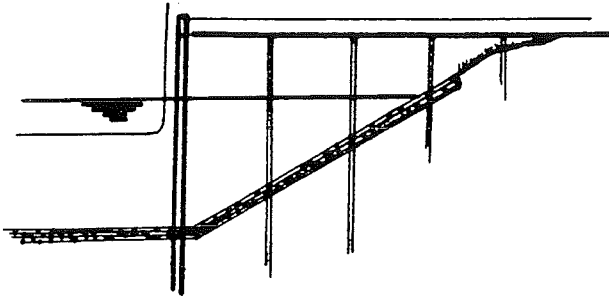


Fig. 130. Steiger

Een steiger doet dienst als aanlegplaats voor schepen en vaak tevens als overslaggelegenheid naar landtransport. In tegenstelling tot een kade (een verticale scheiding tussen land en water) overbrugt een steiger een talud. De constructie wordt gevormd door een dek, ondersteund door palen.

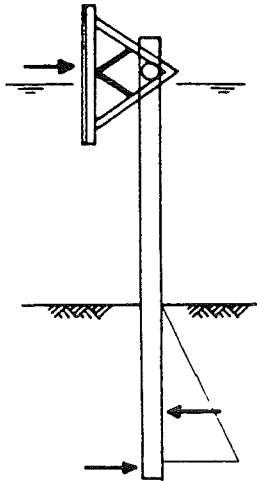


Fig. 131. Meerstoel (flexibel)

Een meerstoel is een vertikaal element (bijvoorbeeld een in de grond ingeklemde paal) waartegen een schip kan afmeeren. Vóór een steiger worden vaak enige meerstoelen (ducdalven) geplaatst voor het "opnemen" van de afmeere-energie.

Een wachtplaats is een aanlegplaats waar een schip kan wachten vóór het passeren van bijvoorbeeld een schutsluis of een beweegbare brug.

Een geleidewerk bij een kunstwerk bevordert de vlotte doorvaart ("zichtbe-lijning") en beschermt tevens het kunstwerk tegen aanvaring.

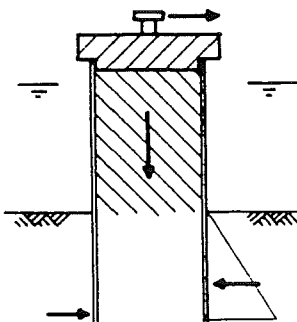


Fig. 132. Meerstoel (star)

Wachtplaatsen en geleidewerken worden aangeduid met de verzamelnaam remmingwerken.

De belangrijkste eis, die aan de vier laatstgenoemde constructies gesteld wordt, is het opnemen van de horizontale dynamische belasting die door het schip op de constructie wordt uitgeoefend, zonder dat het **schip** of de **constructie** wordt beschadigd.

De constructie is opgebouwd uit verticale palen, putten of damwandkuipen, eventueel gecombineerd met schoor staande palen, en een bekleding. Vertikale palen kunnen horizontaal worden gekoppeld, waardoor de door het schip uitgeoefende afmeerkrachten over meerdere palen worden gespreid. De bekleding (bijvoorbeeld **van** hout) dient voor de vorming van een beschermingsconstructie, voor de geleiding of voor een wachtplaats. De krachtoverdracht gebeurt door het mobiliseren van de ondergrond, die een passieve tegendruk en daarmee een inklemming levert.

Off-shore constructies

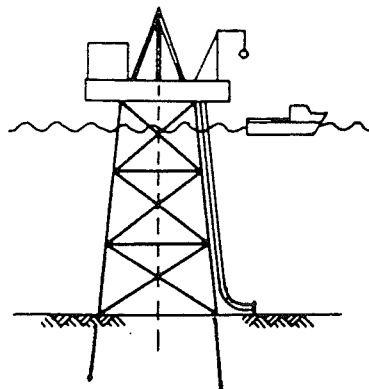


Fig. 133. Jacket

De ontwikkeling in de olie- en gasindustrie heeft geleid tot de bouw van off-shore (= buitengaatse) constructies, die onderscheiden kunnen worden in:

- drijvende constructies (pontons; half- ondergedompeld)
- plaatsvast constructies zoals jackets (stalen vakwerken, gefundeerd op palen), gewichtsconstructies (van beton of van een combinatie van staal en beton) en eilanden (bijvoorbeeld in de Beaufort Sea).
- onderzeese systemen
- pijpleidingen

Buitengaatse constructies voor andere doeleinden zijn: lichtopstanden, meetstations voor scheepvaart, of morfologisch en oceanografisch onderzoek, alsmede steunpunten voor straalzenders.

Bij het merendeel van de genoemde constructies spelen de golfbelastingen, en met name de horizontale component daarvan, een dominante rol. Bij het eiland in de Beaufort Sea is het de ijsbelasting die de uitvoering en het ontwerp voornamelijk heeft bepaald.

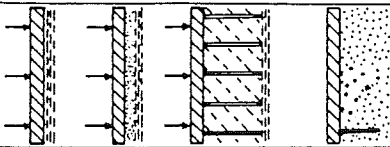
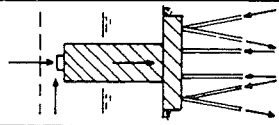
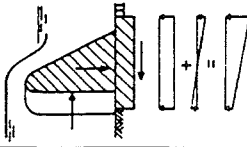
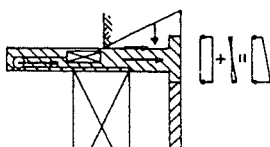
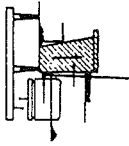
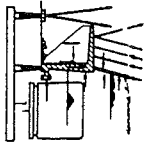
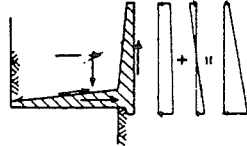
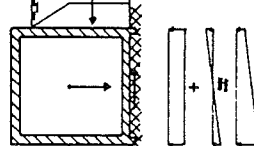
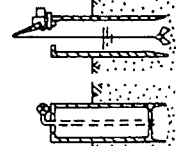
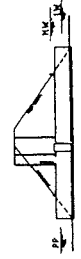
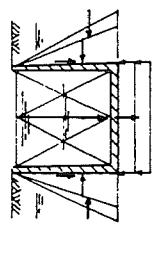
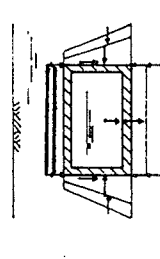
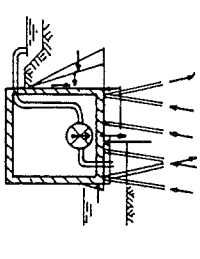
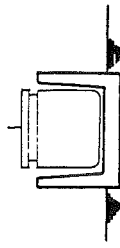
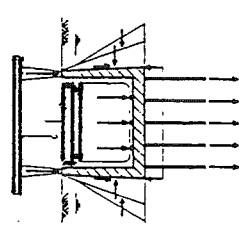
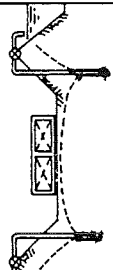
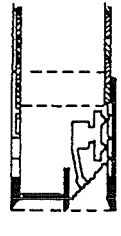
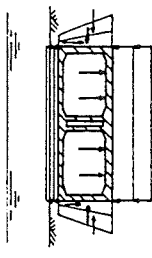
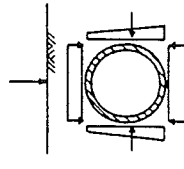
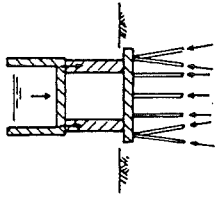
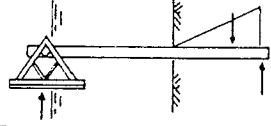
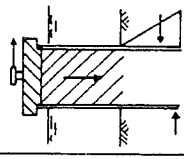
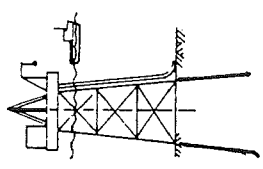
1. Algemeen fund. op staal fund. op palen damwandscherm	2. Pijler	3. stuw stormvloed- kering keersluis	4. kademuur keermuur caisson	5. sluis duiker gemaal	6. dok	7. tunnel leiding aquaduct	8. steiger meerstoel wachtplaats geleidewerk	9. off-shore- constructies
 		 	    	   	  	    	 	

Fig. 134. Schematisch overzicht

4.3. Belastingen en vormgeving

4.3.1. Inleiding

Door vele oorzaken kunnen krachten op constructies worden uitgeoefend. Enige hiervan zijn belastingen als gevolg van:

- * eigen gewicht
- * waterdruk, te onderscheiden in: hydrostatische druk
 - opwaartse waterdruk (opdrijving)
 - horizontale waterdruk (verval)
 - permanente stromingsdruk
 - dynamische waterdruk (golven)
- * gronddruk
- * winddruk
- * verkeer
- * (scheeps- en ijs-)stoten
- * druk door ijs
- * uitzetten en krimpen van materialen (temperatuursspanningen)
- * spanningen als gevolg van ongelijke zetting
- * aardbevingen
- * calamiteiten (brand, explosie, etc.)

Een constructie zal de optredende krachten moeten kunnen opnemen en overdragen naar de ondergrond. De ontwerper zal een goed inzicht moeten hebben in de wijze waarop de uitwendige belastingen en het eigen gewicht "in de constructie worden ingeleid", hoe de krachten (ruimtelijk!) worden "overgedragen" en hoe ze tenslotte "door de ondergrond worden opgenomen".

Afhankelijk van de wijze waarop krachten worden opgenomen en overgedragen, treedt in het constructiemateriaal afschuiving, wringing, trek en/of druk en/of een combinatie van trek en druk (buiging) op. Uit overwegingen van economisch materiaalgebruik zal men er naar streven, buigende en wringende momenten te vermijden. (Het materiaal in en in de omgeving van de "neutrale vezel" wordt "slecht benut".)

Economisch materiaalverbruik is NIET DE ENIGE overweging bij het ontwerp. Naast economisch materiaalverbruik spelen o.a. beschikbaarheid van materialen en ECONOMIE BIJ DE UITVOERING een rol.

De in het materiaal optredende krachten geven aanleiding tot vervormingen. Trek geeft rek, druk geeft stuik (en mogelijk aanleiding tot knik- en plooiverschijnselen) terwijl momenten buiging en/of torsie tot gevolg hebben. De vervormingen kunnen aanleiding zijn tot een andere krachtsverdeling in en op de constructie. (Bedenk, dat ook de ondergrond kan vervormen hetgeen aanleiding kan zijn tot - ongelijkmatige! - zettingen en als gevolg daarvan andere krachtsverdelingen in de constructie.)

Ook kan de vorm van de constructie van invloed zijn op de erop werkende krachten. Denkt men bijvoorbeeld aan golfaanval tegen een begrenzing tussen land en water, dan zal bij een flauwe helling (strand of talud) de invallende golf zich min of meer als een lopende golf blijven gedragen (golfoploop). Naarmate de begrenzing meer vertikaal wordt (kademuur) zal de invallende golf meer gereflecteerd worden. De golf krijgt dan meer het karakter van een staande golf. De belastingen, veroorzaakt door lopende en door staande golven zijn verschillend. De vorm van de begrenzingsconstructie heeft hier dus invloed op de optredende belastingen.

In de volgende paragrafen zal op enige belastingen, en, waar mogelijk, op hun invloed op de constructievorm nader worden ingegaan. Op een constructie (onderdeel) werkt in het algemeen meer dan één belasting. De vorm van de constructie wordt dus niet bepaald door de beschouwde belasting alléén! Ook kunnen, zoals gesteld, uitvoeringseconomische aspecten van invloed zijn op de vormgeving. In de volgende paragrafen is gestreefd naar "ver-bijzondering": steeds wordt één type belasting beschouwd, met – waar mogelijk – de daaruit voortvloeiende constructievorm. De lezer zal zich echter van bovengenoemde restricties bij de vormgeving terdege bewust moeten zijn!

4.3.2. Eigen gewicht

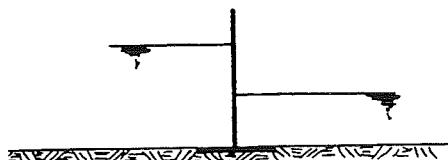


Fig. 135. Schematisering afsluitmiddel

In een schetsontwerp worden constructies of onderdelen daarvan vaak aangegeven door simpele lijnen. Deze lijnen zijn een schematisering (in een plat vlak!) Er mag niet worden vergeten, dat hieraan volumina en gewichten moeten worden toegekend.

Een hierbij vaak gehanteerd concept is dat van de absolute volumina. Daarbij wordt nagegaan, hoeveel ruimte een bepaalde stof in een volume inneemt. Van elk deelvolumen wordt het gewicht in rekening gebracht:

$$G = \rho * g * V$$

met: ρ = massadichtheid in kg/m^3

g = versnelling ten gevolge van de zwaartekracht in m/s^2

V = absoluut volume in m^3

G = gewicht in Newtons

Vaak bevinden zich meer stoffen in een beschouwd volume. Als voorbeeld wordt de bepaling van het gewicht van 1 m^3 zand beschouwd. Behalve zandkorrels bevindt zich lucht en water in het volume. Het poriënvolumen is dat deel van het volume dat niet door zandkorrels wordt ingenomen.

Stel: ρ_k = massadichtheid van kwarts (zand wordt geacht te bestaan uit kwarts) = 2650 kg/m^3

ρ_l = massadichtheid van lucht $\approx 1,293 \text{ kg/m}^3$ ¹⁾

ρ_w = massadichtheid van water $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$ ¹⁾

ϵ = poriënvolumen $\approx 0,4$.

Stel, dat het zand droog is, dan wordt het gewicht ²⁾ aan kwarts (absoluut gewicht van de zandkorrels):

$$\rho_k * g * (1 - \epsilon) * V = 2650 * 9,81 * (1 - 0,4) * 1 \approx 16.000 \text{ N of } 16 \text{ kN.}$$

Het volumegewicht van droog zand met een poriënvolumen van 40% is dus ongeveer 16 kN.

¹⁾ ρ_l en ρ_w zijn beide afhankelijk van temperatuur en druk.

²⁾ Het gewicht aan lucht en de opdriving van het volume van 1 m^3 in lucht worden verwaarloosd.

Indien het poriënvolume geheel gevuld is met water, wordt het gewicht vermeerderd met:

$$\rho_w * g * \epsilon * V = 1000 * 9,81 * 0,4 * 1 = 4000 \text{ N of } 4 \text{ kN}$$

Het totale gewicht aan nat zand wordt dan $16 + 4 = 20 \text{ kN/m}^3$

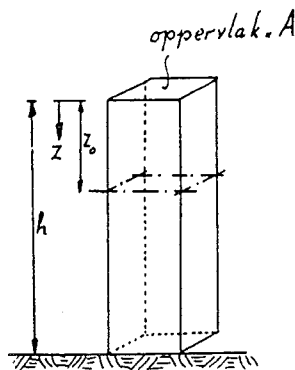


Fig. 136. Definitieschets

Het eigen gewicht van een constructie moet "afgevoerd" worden naar de ondergrond. De krachtrichting van het eigen gewicht is steeds gericht volgens de ter plaatse heersende richting van de zwaartekracht (per definitie vertikaal).

Een rechte kolomvormige constructie wordt **door zijn eigen gewicht alléén** op druk belast.

In een snede ter hoogte z_0 (zie fig. 136) dient een kracht overgebracht te worden van:

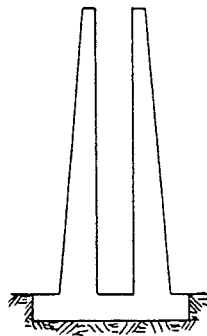


Fig. 137. Dwarsdoorsnede gemetselde schoorsteen

$$\rho_m * g * \int_0^{z_0} A(z) dz, \text{ waarin:}$$

ρ_m = massadichtheid constructiemateriaal (kg/m^3)

g = versnelling t.g.v. de zwaartekracht (m/s^2)

z = lopende coördinaat (m)

$A(z)$ = oppervlak dwarsdoorsnede als functie van z (m^2)

waaruit ter plaatse een drukspanning volgt van:

$$\rho_m * g / \{A(z_0)\} \int_0^{z_0} A(z) dz$$

De druksterkte van het materiaal is begrensd. Een volledige benutting van het materiaal kan nu worden verkregen door het oppervlak van de dwarsdoorsnede over de hoogte aan te passen aan de over te brengen drukkracht, zodat de drukspanning over de hoogte constant is. Dit leidt tot de tapse vorm van bijvoorbeeld gemetselde schoorstenen (zie fig. 137).

(N.B. De tapse vorm bij schoorstenen wordt ook – en voornamelijk – bepaald door de over de hoogte toenemende windbelasting die een naar beneden toenemend buigend moment introduceert. Daar de wind uit alle – horizontale – richtingen op de schoorsteen kan aangrijpen, dient de constructie in alle horizontale richtingen even sterk te zijn. Hieruit volgt de cirkelvormige dwarsdoorsnede. Merk op, dat de cirkelvormige dwarsdoorsnede niet tegenstrijdig is met de vorm die volgt uit het eigen gewicht. Gemetselde schoorstenen – metselwerk "kan weinig moment overbrengen" – zijn in het algemeen rond en taps. Gewapend ^{altijd}betonnen – en voorgespannen – schoorstenen zijn i.h.a. ook rond, maar niet taps bij het toepassen van een glijbekisting – uitvoeringseconomie!)

4.3.3. Waterdruk

4.3.3.1. Inleiding

In vele gevallen kan water worden beschouwd als een Newtonse vloeistof, d.w.z. dat wordt verondersteld, dat de krachten, die door een aangrenzend waterdeeltje op het beschouwde waterdeeltje worden uit-

geoefend, lineair samenhangen met het snelheidsverschil tussen die waterdeeltjes. In formulevorm (voor tweedimensionale stroming):

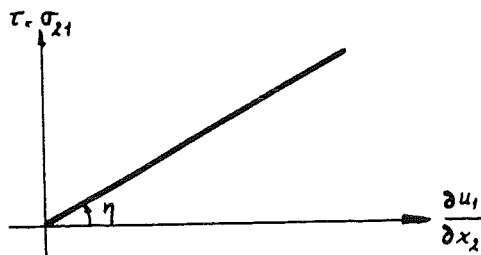


Fig. 138. Schuifspanning recht evenredig met snelheidsgradiënt

$$\sigma_{21} = \eta \frac{\partial u_1}{\partial x_2}$$

waarin: σ_{21} = schuifspanning in x_1 - richting (N/m^2)
 η = dynamische viscositeit (Ns/m^2)

$\frac{\partial u_1}{\partial x_2}$ = snelheidsgradiënt in x_2 - richting (s^{-1})

Het ontbreken van een constante term in het rechterlid duidt er op, dat wordt aangenomen dat, indien de snelheidsgradiënt nul is, ook de schuifspanning nul is. Indien het water in rust is, wordt het verondersteld geen schuifspanningen op te kunnen nemen. Er heerst dan op elk punt in het water een **boldrukspanningstoestand**.

Bij bewegend water (stroming en golven) spelen viscositeit en snelheidsgradiënt wel een rol. Vaak kan echter de viscositeit verwaarloosbaar klein verondersteld worden. Dan wordt aangenomen dat in het water geen schuifspanningen optreden.

4.3.3.2. Hydrostatische waterdruk

Indien het water in rust is, geldt op een hoogte z boven een referentieniveau (zie fig. 139) bij een waterstand (in dit geval: energiehogte) H boven dat referentieniveau:

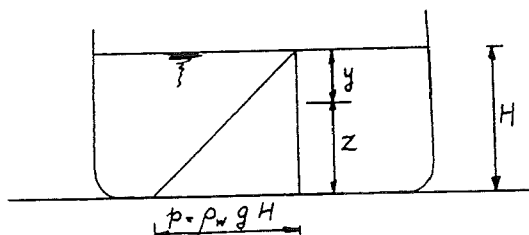


Fig. 139. Hydrostatische druk

$$p = \rho_w * g * (H - z) = \rho_w * g * y$$

in woorden: Over de vertikaal is de druk lineair met de diepte (hydrostatisch).

Het water is in rust, dus heerst er een boldrukspanningstoestand. Als de con-

structie-afmetingen klein zijn t.o.v. de waterdiepte, kan worden aangenomen dat op de gehele constructie dezelfde druk werkt (zie fig. 140). Kiezen we als constructievorm een bol, dan wordt de constructie geheel op normaal (druk) spanning belast door het water, waardoor het constructiemateriaal optimaal benut wordt. Begrenzing door platte vlakken leidt tot buigende momenten. (Onderzeese opslagtanks hebben vaak min of meer een bolvorm.)

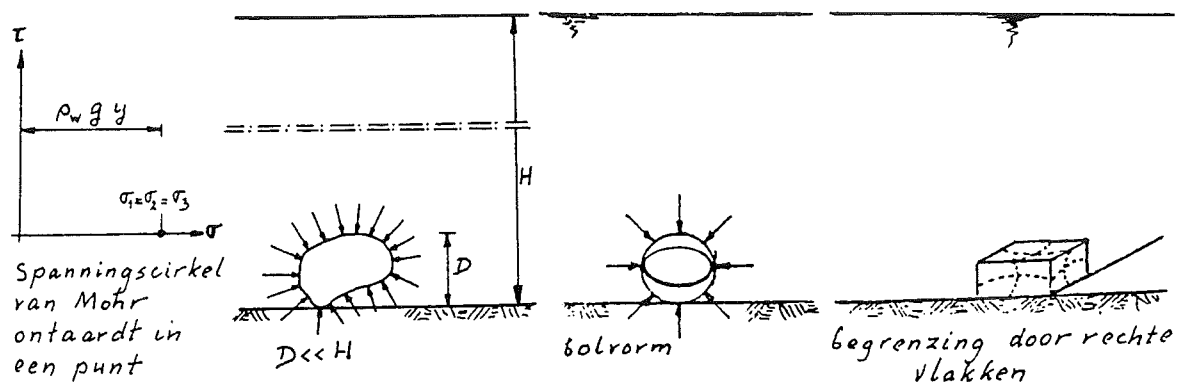


Fig. 140. Uitwerking boldrukspanningstoestand

Vaak zal in één richting de afmeting van een kunstwerk groot zijn t.o.v. de afmetingen in een vlak loodrecht op die richting. (Denk bijvoorbeeld aan leidingtunnels.) In het vlak loodrecht op de grootste afmeting wordt vaak de cirkelvorm aangehouden, omdat in dit vlak de waterdruk praktisch constant is.

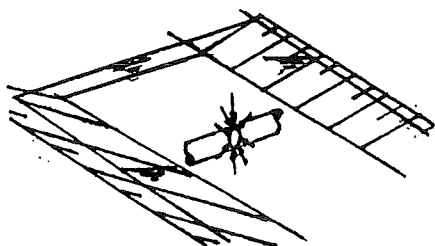


Fig. 141. Deel leidingtunnel

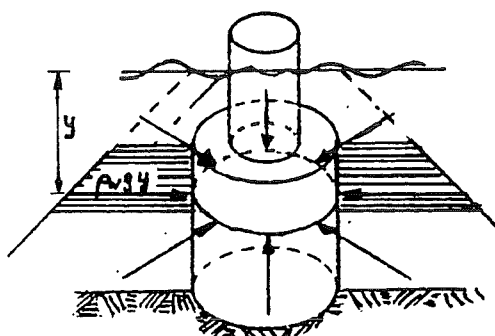


Fig. 142. Ontwerp PTT-eiland

Staat een constructie vertikaal, dan is op elke hoogte de waterdruk radiaal naar de constructie-as gericht. (Denk bijvoorbeeld aan gravity-structures.) Hier geldt voor de belasting door golven overigens hetzelfde als bij het voorbeeld van fig. 137 voor wind gold: De constructie moet in alle horizontale richtingen "even sterk zijn". (Zie fig. 142.)

Voor constructies die door (hydrostatische) waterdruk worden belast en die in één richting een grote afmeting hebben t.o.v. de beide andere richtingen, is vaak de cilindervorm uit materiaaleconomisch oogpunt een logische oplossing.

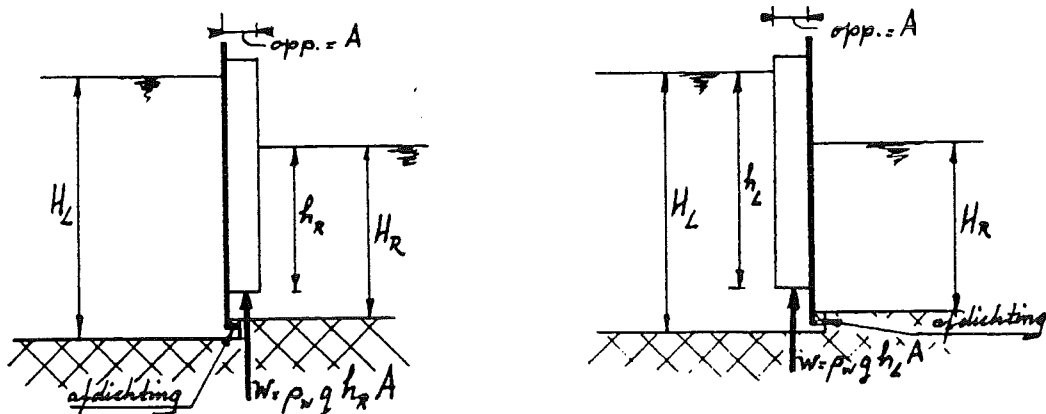
4.3.3.3. Opwaartse waterdruk

Een voorwerp, gedompeld in een medium (water), ondervindt een opwaartse kracht (opdrijving), gelijk aan het gewicht van het verplaatste medium. (Wet van Archimedes)

Voor het eerder behandelde voorbeeld voor 1 m³ zand (zie paragraaf 4.3.2.) volgt hieruit, dat het "schijnbaar gewicht" van 1 m³ zand (met een poriënvolume van 40%) gelijk is aan 10 kN, namelijk:

Eigen gewicht	20.000 N (berekend in paragraaf 4.3.2.)
Opwaartse kracht	10.000 N ($\rho_w * g * V = 1000 * 9,81 * 1 \approx 10.000$ N)
Schijnbaar gewicht	10.000 N

Reeds eerder is een verval kerende constructie beschouwd (zie paragraaf 4.3.2.). Afhankelijk van de plaats van de afdichting moet de opwaartse kracht als gevolg van waterdruk aan de zijde van de hoge dan wel aan de zijde van de lage waterstand in rekening worden gebracht (zie fig. 143).

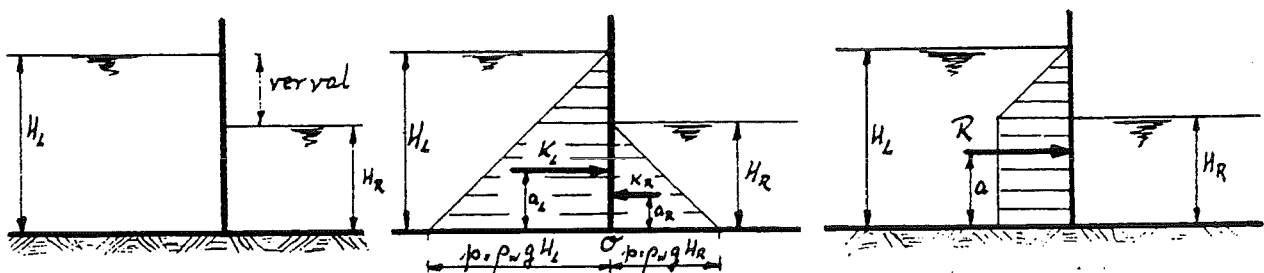


Afdichting aan zijde hoge waterstand Afdichting aan zijde lage waterstand

Fig. 143. Opwaartse kracht afhankelijk van afdichtingszijde

4.3.3.4. Verval

In vele gevallen scheidt een waterbouwkundige constructie twee (grond-)water-niveaus. De constructie keert dan een verval. De resulterende belasting door waterdruk op het constructiedeel dat de kerende functie vervult, wordt gevonden als het verschil van de waterdrukken (zie fig. 144).



Keren van verval Hydrostatische drukverdeling Resulterende belasting

Fig. 144. Belasting als het verschil van waterdrukken

De resulterende belasting is formeel te schrijven als:

$$R = K_L - K_R = \int_0^{H_L} \rho_w * g * h * dh - \int_0^{H_R} \rho_w * g * h * dh$$

Het aangrijpingspunt van de resulterende belasting t.o.v. een willekeurige as (bijvoorbeeld door O (zie fig. 143) en samenvallend met de bodem in het vlak van tekening, wordt gevonden door het statisch moment van de resulterende drukfiguur t.o.v. deze as te delen door het oppervlak van de drukfiguur:

$$a = \frac{\int_0^{H_L} \rho_w * g * h^2 * dh - \int_0^{H_R} \rho_w * g * h^2 * dh}{R}$$

De belastingen op het verval-kerende constructiedeel dienen te worden overgedragen naar de opleggingen daarvan. Afhankelijk van de vorm van het kerende constructiedeel treden daarbij druk- of trekspanningen en/of momenten in dit constructiedeel op.

Als eerste beschouwen we een kerend constructiedeel, uitgevoerd als vlakke plaat (hefdeur in gesloten toestand, roldeur idem, etc. zie paragraaf 4.4.4.) als afgebeeld in fig. 145.

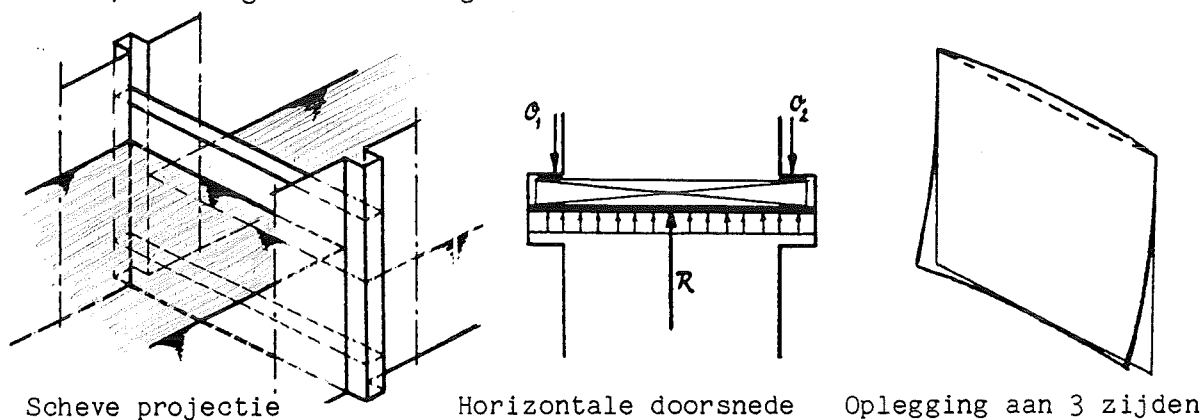


Fig. 145. Kering met opleggingen aan de zijkanten

Uit fig. 145 zal duidelijk zijn, dat in het afsluitmiddel buigende momenten optreden.

Het toepassen van gebogen vlakken maakt het mogelijk, de belastingen als gevolg van verval geheel als drukspanningen (als bij dalafsluitingen) of als trekspanningen (stuwen in Neder Rijn en Lek) naar de opleggingen over te brengen. (Zie fig. 146 en fig. 147.)

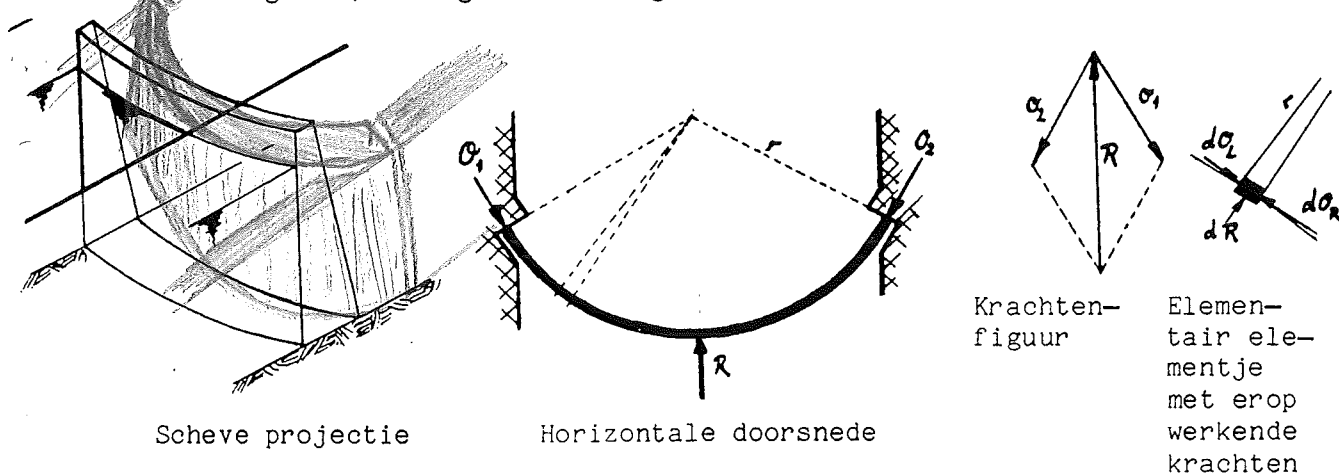
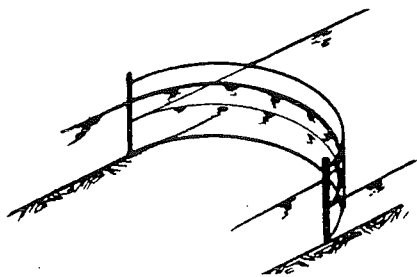
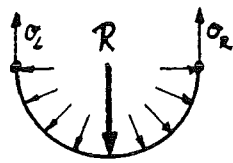


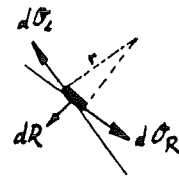
Fig. 146. Dalafsluiting als drukboog



Scheve projectie



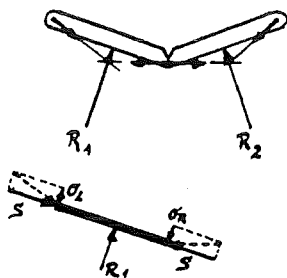
Horizontale doorsnede



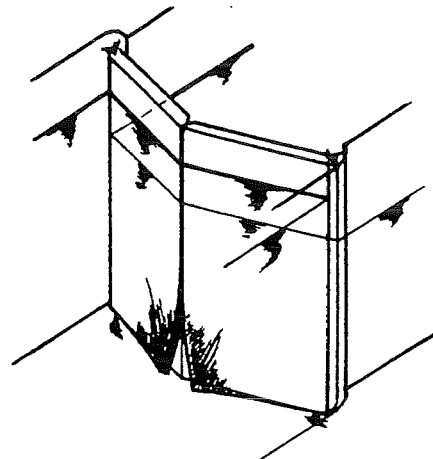
Elementair elementje met de erop werkende krachten als gevolg van waterdruk

Fig. 147. Stuwen in Neder Rijn en Lek

Als overgangsvorm tussen de vlakke kering en de drukboog kan de puntdeur (werkend als drie-scharnier-spant) beschouwd worden. De overspanning (en daarmee het moment) wordt t.o.v. de vlakke plaat (fig. 145) verkleind (mits de totale overspanning gelijk is). In elke deur wordt een drukkracht (spatkracht) opgeroepen door de belasting (zie fig. 148). Ook puntdeuren hebben de neiging "open te krullen", net als de vlakke plaat.



Puntdeuren met krachtsverdeling



"Openkrullen" van puntdeuren

Fig. 148. Puntdeuren

4.3.3.5. Stromingskracht in permanente stroming

Uit berekeningen volgens de potentiaaltheorie volgt, dat op een lichaam in een eenparige stroming, door die stroming geen kracht wordt uitgeoefend (paradox van d' Alembert). Voor een rechte cirkelcilinder (oneindig lang in de richting loodrecht op het vlak van tekening) is de stroming en de drukverdeling volgens de potentiaaltheorie aangegeven in fig. 149.

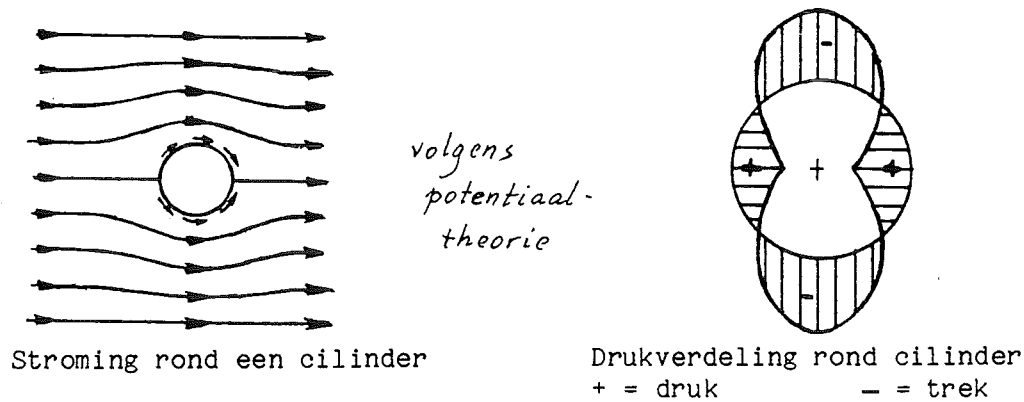


Fig. 149. Stroming en drukverdeling volgens potentiaaltheorie

De paradox van d' Alembert kan worden verklaard uit het feit, dat viscositeit en wrijving verwaarloosd zijn.

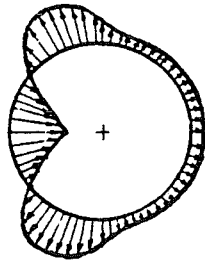
- Bij lage stroomsnelheden kan de resulterende kracht worden verklaard uit de huidweerstand (wandwrijving). De grenslaag (stromende deeltjes vlak bij het starre lichaam) is hierbij laminair.
- Bij verder opvoeren van de stroomsnelheid volgen de stroomlijnen het lichaam niet meer. De grenslaag blijft laminair. De stromingsweerstand wordt nu voornamelijk bepaald door de vorm van het lichaam (vormweerstand). (Zie fig. 150.)

A = loslaatpunt stroomlijnen

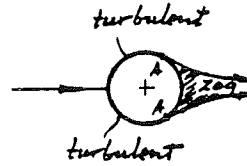


Fig 150. Laminaire stroming rond een cilinder

→ Als de stroomsnelheid nog verder wordt opgevoerd, wordt de grenslaag turbulent en het loslaatpunt van de stroomlijnen verplaatst zich stroomafwaarts. De onderdruk aan de achterzijde van de cilinder neemt hierdoor af, waardoor ook de resulterende kracht op de cilinder afneemt (zie fig. 151).



Drukverdeling bij turbulente grenslaag



Zog achter cilinder

Fig. 151. Turbulente stroming rond cilinder

N.B. Is het aangestroomde lichaam kantig, dan is het loslaatpunt van de stroomlijnen gefixeerd en treedt het stroomafwaarts verplaatsen van het loslaatpunt niet op.

Uit het voorgaande blijkt, dat de resulterende kracht op een lichaam in stroming alleen uit metingen kan worden bepaald (windtunnelproeven voor auto's en vliegtuigen). De resulterende kracht bij turbulente stroming is evenredig met het kwadraat van de snelheid van het stromende medium:

$$K = C_D \times 1/2 \times \rho \times u^2 \times A$$

waarin: K = resulterende kracht per m^2 op het lichaam (N)

ρ = massadichtheid van de vloeistof (kg/m^3)

u = vloeistofsnelheid van de ongestoorde stroom (m/s)

A = aangestroomde oppervlak van de dwarsdoorsnede van het lichaam loodrecht op de stromingsrichting (m^2)

C_D = weerstandscoefficiënt, afhankelijk van de vorm van het lichaam, de ruwheid daarvan, de stroomsnelheid, een kenmerkende afmeting van het lichaam (voor een cilinder: de diameter) en de kinematische viscositeit van de vloeistof: ν . Deze laatste hangt met de in paragraaf 4.3.3.1. gedefiniëerde dynamische viscositeit η samen volgens: $\nu = \eta/\rho$.

De parameters u , d en ν kunnen worden gecombineerd tot het Reynoldsgetal:

$$Re = \frac{u \times d}{\nu} \text{ (dimensieloos)}$$

Een grafiek van C_D als functie van het Reynoldsgetal voor diverse vormen is gegeven in fig. 152.

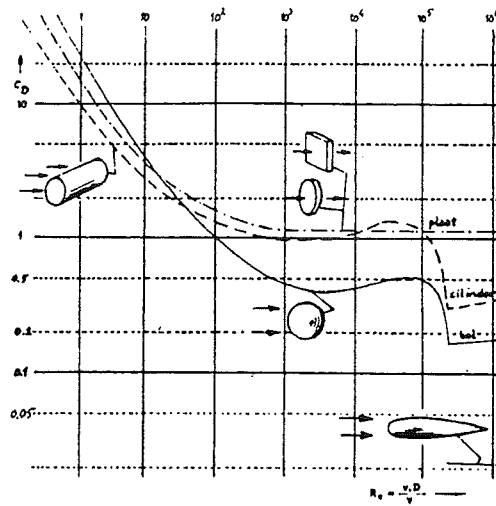


Fig. 152. Weerstandscoefficiënt als functie van het Reynoldsgetal.

Als de grenslaag turbulent wordt, zullen in het zog achter het lichaam wervels ontstaan. Als dan de stroomsnelheid voldoende groot is, zullen deze wervels altemnerend loslaten (vortex shedding, wervelstraat van Von Kàrmàn).

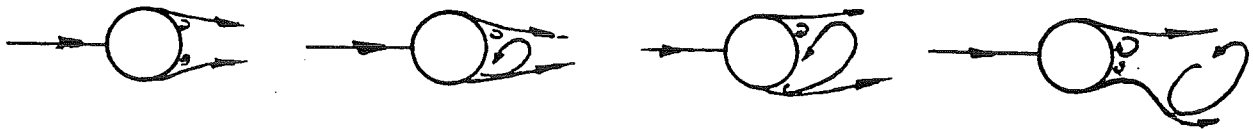


Fig. 153. Wervelgroei en vortex shedding

Bij scheve aanstroming van een lichaam, gecombineerd met vortex shedding, zal op het lichaam een in de tijd variërende kracht worden uitgeoefend loodrecht op de stroomrichting. Deze zogenaamde liftkracht K_L kan geschreven worden als:

$$K_L = C_L \times \frac{1}{2} \times \rho \times A \times \sin(2\pi f t)$$

waarin: f = loslaatfrequentie van de wervels

C_L = liftcoëfficiënt, afhankelijk van o.a. de richting van de aanstroming (zie fig. 154) en de turbulentiegraad van de stroming.

De overige parameters zijn verklaard bij de formule voor de weerstandscoefficiënt.

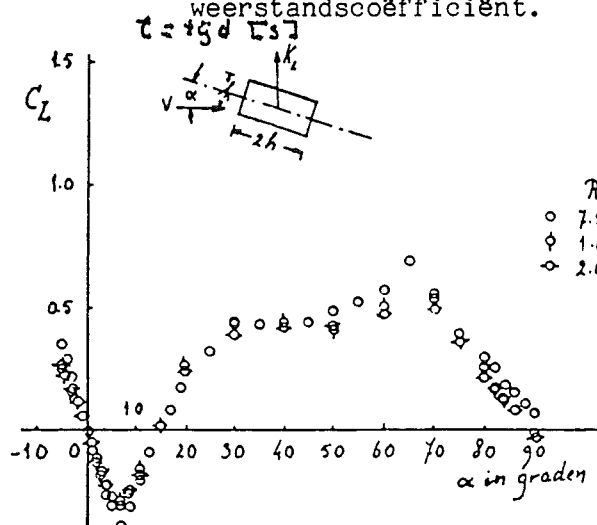


Fig. 154. Variatie van de aerodynamische liftcoëfficiënt met de aanstroomhoek.

Overgenomen uit:
B.J. Vickery,
Load fluctuations via
turbulent flow,
Proc. ASCE 94 EM1,
pp. 31/46, 1968.

4.3.3.6. Niet- permanente stromingsdruk (golfbelasting)

4.3.3.6.1. Inleiding

Bij golfbelastingen dient onderscheid te worden gemaakt tussen belasting door lange golven (vertikale versnellingen in het water verwaarloosbaar) en door korte golven (vertikale versnellingen niet verwaarloosbaar).

N.B. Op golfklappen (stootbelasting) wordt in paragraaf 4.3.3.6.4. nader ingegaan.

Belasting door lange golven (hoogwatergolven op rivieren, getijgolven op zee en in estuaria) wordt meestal in rekening gebracht als een statische belasting. Op elk tijdstip wordt de kracht op de constructie beschouwd als ware de belasting op dat tijdstip permanent aanwezig.

Met name voor de fundering dient echter wel met het in de tijd wisselende karakter van de belasting rekening gehouden te worden om het "rocking"-verschijnsel (heen en weer kantelen) te kunnen beschrijven als grenstoestand (zie fig. 155).

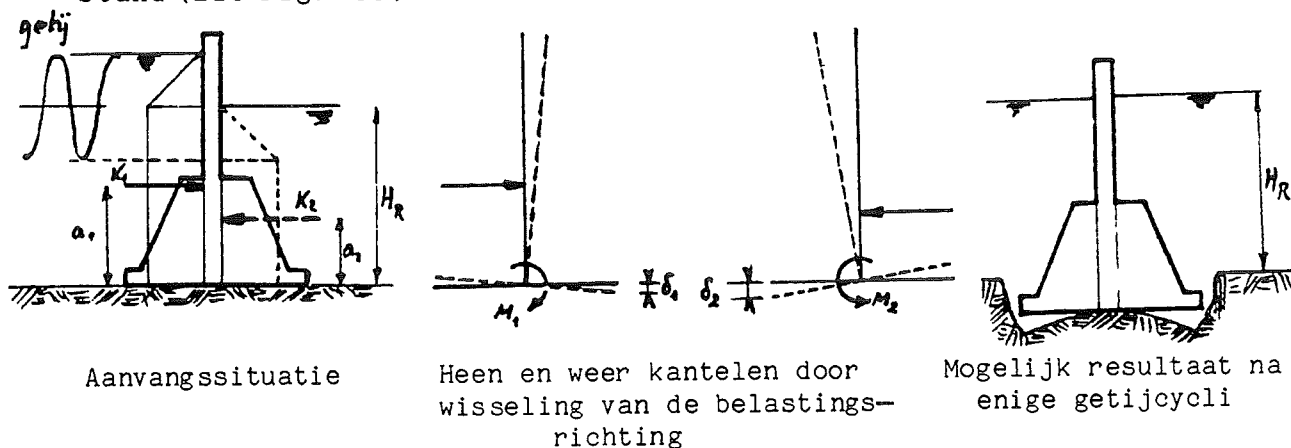


Fig. 155. "Rocking"

Belasting door korte golven wordt meestal als een semi- statische belasting opgevat.

In het navolgende zullen twee eenvoudige gevallen worden besproken: De belasting op een oneindig lange wand en de belasting op een slanke constructie.

4.3.3.6.2. Belasting door korte golven op een lange wand, waarbij de golven loodrecht op de wand invallen

Een vlakke verticale wand zal de golven volkomen reflecteren, waardoor vóór de wand een staande golf ontstaat. Golven zijn in de natuur niet zuiver sinusvormig. Vaak wordt als wiskundige beschrijving de trochoïde gebruikt. Een trochoïde is de baan die een punt van de voerstraal van een cirkel beschrijft, als de cirkel wentelt langs een rechte (zie fig. 156).

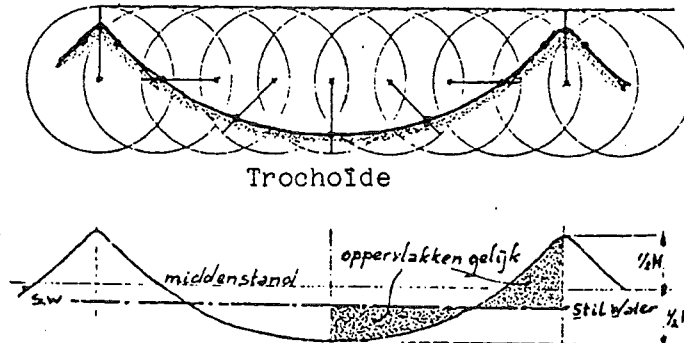
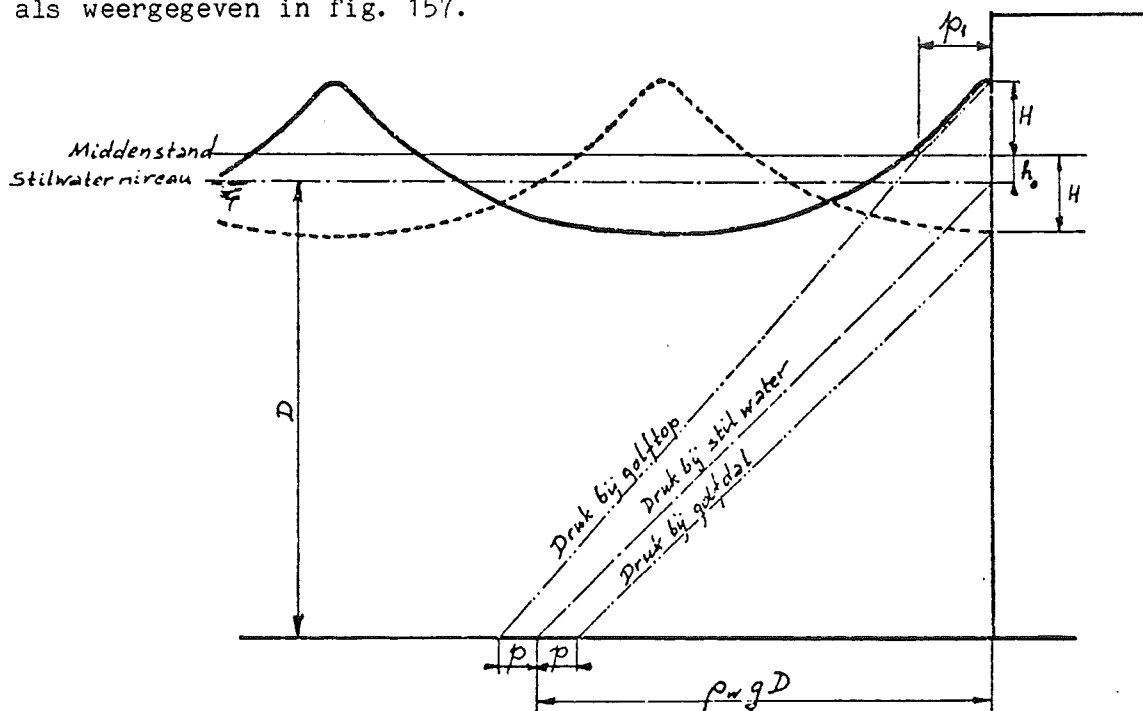


Fig. 156. Trochoïdegolf

Uitgaande van deze golfvorm heeft Sainflou (Annale des Ponts et Chaussées, 1928) een benadering voor de drukken over de hoogte van een wand afgeleid, als weergegeven in fig. 157.



Golfhoogte H (hoogte aankomende golf)

Golflengte L

Volledige terugkaatsing

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi D}{L}$$

$$p = \frac{\rho_w g H}{\cosh \frac{2\pi D}{L}} \quad \left. \vphantom{p = \frac{\rho_w g H}{\cosh \frac{2\pi D}{L}}} \right\} \text{grote diepte} \rightarrow p \rightarrow 0$$

$$p_1 = \rho_w g H \quad D=0 \rightarrow \cosh_1 = 1$$

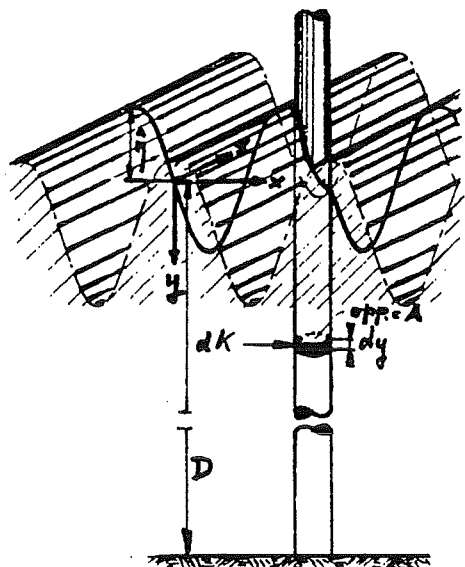
Fig. 156. Quasi statische belasting op een verticale wand

De schuif aan de zeezijde van de Haringvlietsluizen keert niet de volle golfhoogte. De golfbelasting is door de geringere hoogte gereduceerd (zie fig. 160.).

4.3.3.6.3. Belasting door korte golven op een slanke cirkelcilinder

Het begrip "slanke cirkelcilinder" in deze beschouwing wil zeggen, dat de reflectie van golfenergie tegen de constructie wordt verwaarloosd. Er wordt uitgegaan van een lopende golf.

Morison (Forces executed by surface waves on piles, Petroleum transactions of the American Institute of Mining Engineers - volume 189, 1950) leidde, uitgaande van een zuiver sinusvormige invallende golf (zie fig. 158) de volgende formule af:



$$dK = \rho v_x |v_x| C_D \sqrt{\frac{A}{\pi}} dy + \rho A C_M \frac{\partial v_x}{\partial t} dy$$

geldig voor paaldiameter/golflengte- verhoudingen van $D/L < 0,05$.

(N.B. Voor de paaldiameter D geldt:

$$D = 2 \sqrt{A/\pi}.)$$

Integratie over de hoogte levert de totale kracht op de slanke cirkelcilinder.

Fig. 158. Definitieschets
(Golfsteilheid over-dreven)

In de Morison- formule is:

dK = kracht per lengteëenheid van de cilinder op diepte y (N/m^1)

ρ = massadichtheid van (meestal ZEE-)water (kg/m^3)

v_x = waterdeeltjessnelheid in x - richting op diepte y
in de ongestoorde golf (m/s)

C_D = weerstandscoefficiënt

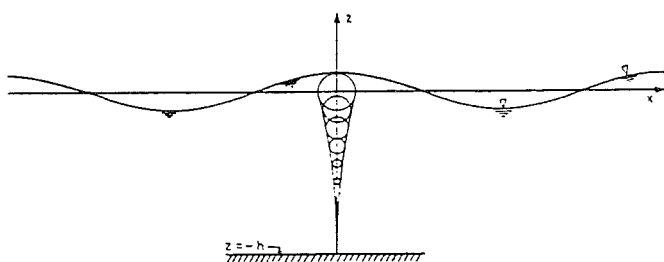
A = oppervlak van de dwarsdoorsnede van de cilinder (m^2)

C_M = traagheidscoëfficiënt

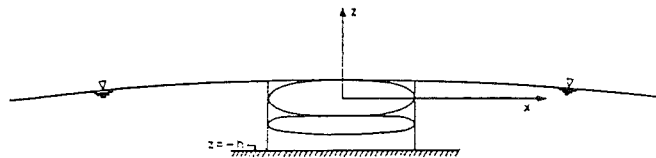
$\frac{\partial v_x}{\partial t}$ = versnelling van waterdeeltje in x - richting (m/s^2)

dy = infinitesimaal lijnelementje in y - richting (m)

Waterdeeltjes in een lopende langkammige sinusvormige golf beschrijven elliptische banen (zie fig. 159). *of cirkelvormige banen (diep)*
(ondiep)



Golf op diep water



Golf op ondiep water

Fig. 159. Banen van waterdeeltjes in een lopende langkammige sinusvormige golf

De verticale snelheid van de waterdeeltjes kan worden beschreven door (zie college korte golven):

$$w = \omega \hat{\eta} \frac{\sinh\{k(D - y)\}}{\sinh(kD)} \sin(kx - \omega t)$$

De horizontale deeltjessnelheid is:

$$u = \omega \hat{\eta} \frac{\cosh\{k(D - y)\}}{\sinh(kD)} \cos(kx - \omega t)$$

In deze formules is:

$$\omega = \frac{\text{radiaal}}{\text{hoek}} \text{frequentie} = \frac{2\pi}{T}, \text{ waarin } T = \text{golfperiode (s)}$$

$$k = \text{golfgetal} = \frac{2\pi}{L}, \text{ waarin } L = \text{golflengte (m)}$$

t = tijd

$\hat{\eta}$ = amplitude van de sinusvormige golf (m)

D = waterdiepte (m)

y = diepte beneden het stilwaterniveau (m)

Als de waterdiepte D groot is t.o.v. de golflengte L ($D > \frac{3L}{2\pi}$) dan naderen de elliptische banen van de waterdeeltjes tot cirkels (zie fig. 159, links).

Als D klein is t.o.v. L ($D < \frac{L}{4\pi}$) dan blijkt de verticale bewegingsamplitude van de waterdeeltjes lineair af te nemen tot nul bij de bodem, maar de horizontale amplitude blijft over de hele (geringe) diepte nagenoeg constant (zie fig. 159, rechts).

Op diep water nemen de horizontale watersnelheden en -versnellingen vanaf het vrije oppervlak naar de diepte snel af. (Vergelijk de uitdrukking voor u en de daaruit af te leiden formule voor $\partial u / \partial t$.) Voor slanke constructies in golven betekent dit, dat de krachten, uitgeoefend door een lopende golf op diep water, het grootst zijn in de buurt van het vrije oppervlak. Het is mogelijk, de krachten op de constructie te verkleinen door het "aangestroomde oppervlak" A (zie de Morison-formule) te verkleinen. Dit gebeurt het meest effectief in de buurt van het vrije oppervlak.

In ondiep water heeft reductie van het "aangestroomde oppervlak" nabij de vrije waterspiegel veel minder effect, omdat in ondiep water de horizontale watersnelheden en -versnellingen praktisch constant zijn.

4.3.3.6.4. Golfklappen

Golfklappen zijn kort durende drukstoten die door korte golven op een constructie worden uitgeoefend.

De theorie m.b.t. golfklappen is nog weinig ontwikkeld. Doel van onderzoek is in dit geval vaak: Het bepalen van een stootcoëfficiënt, zodat de belasting als semi- statische kracht in de berekening kan worden opgenomen. Er kan (met enige overdrijving) worden gesteld, dat er net zoveel theorieën als onderzoekers op dit gebied zijn. Om deze reden worden hier slechts enige constructieve maatregelen vermeld om golfklappen te vermijden of te reduceren:

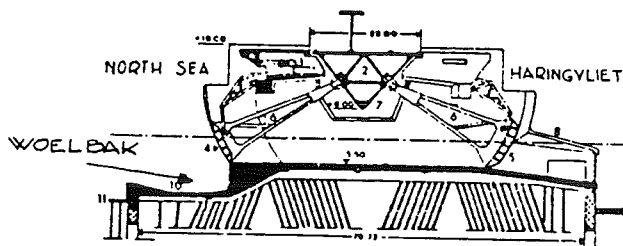


Fig. 160. Haringvlietsluizen

- Zorg, dat geen golven tegen de constructie breken. Om deze reden is bijvoorbeeld de woelbak aan de zeezijde van de Haringvlietsluizen diep gelegd, zodat een grote waterdiepte vlak vóór het kunstwerk is verkregen.

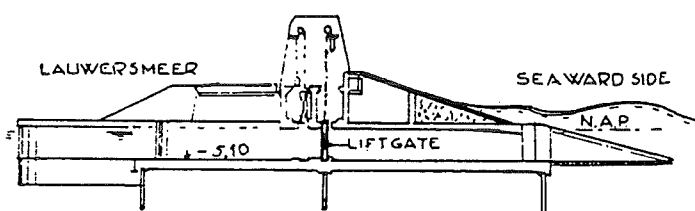


Fig. 161. Uitwateringssluizen Lauwersmeer

- Leg de constructie laag (onder het "dal" van de golven) of hoog (boven de "top" van de golven) en vermijd "dode hoeken" die energiedissipatie verhinderen.

Het eerste principe is toegepast bij de uitwateringssluizen van het Lauwersmeer. Bij hogere waterstanden treedt geen vrije waterspiegel in de sluiskoker op. Het principe is bij de uitwateringssluizen van het Lauwersmeer niet consequent volgehouden. Bij lagere waterstanden lopen wel golven de koker in. Deze golven zijn dan echter lager, waardoor de golfklappen beperkt blijven.

Het tweede principe wordt o.a. toegepast bij off-shore constructies, waar het dek boven de hoogste te verwachten golftoppen wordt ontworpen.

Het derde principe is eveneens bij de Haringvlietsluizen toegepast. Schuiven en voorkanten van de pijlers liggen (praktisch) in één vlak.

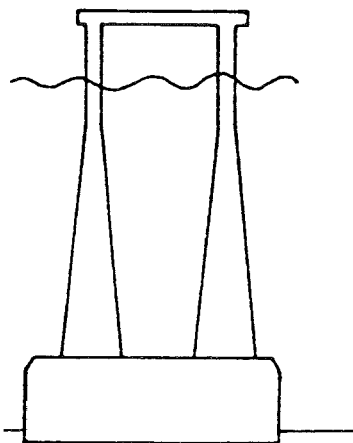


Fig. 162. Off-shore constructie

- Reduceer de hydrodynamische massa. Niet het gehele zeevolume vóór de constructie zal invloed hebben op de op de constructie uitgeoefende golfklap, doch slechts een deel daarvan. De massa van dit deel wordt hydrodynamische massa genoemd.

Het principe van reductie van de hydrodynamische massa kan worden verduidelijkt door een stijve geperforeerde plaat te beschouwen die met een gegeven snelheid een vlak wateroppervlak treft. De hydrodynamische massa kan worden voorgesteld als een waterschijf met dikte L (zie fig. 163).

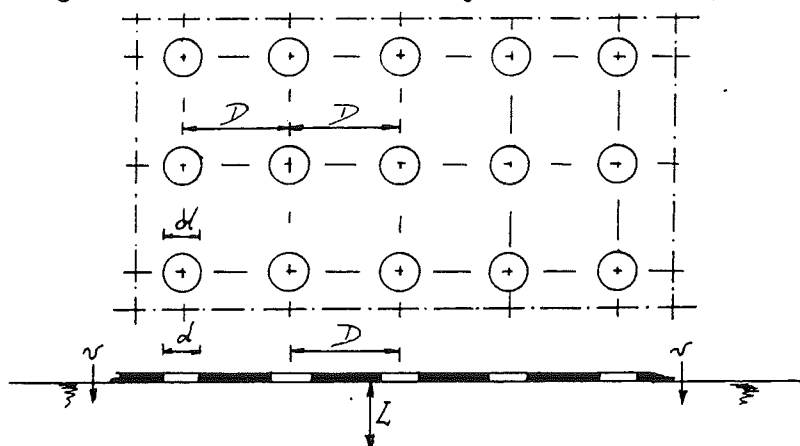


Fig. 163. Definitieschets hydrodynamische massa van een geperforeerde plaat

Stel de gatdiameter: d , en de hart- op- hart- afstand van de gaten: D . De verhouding tussen de oppervlakte van de gaten en het plaatoppervlak, vermenigvuldigd met 100 wordt het gatpercentage genoemd:

$$\text{gatpercentage} = \frac{\text{opp. gaten}}{\text{totaal opp.}} * 100 = \frac{\pi d^2}{D^2} * 100$$

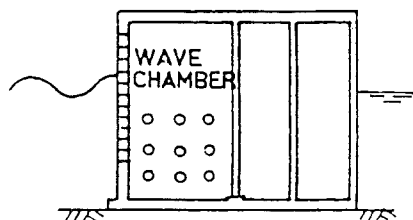
(N.B. Het gatpercentage wordt o.a. bepaald door de vereiste sterkte van de plaat.)

De hydrodynamische massa, waarvoor L een maat is, kan bij gegeven valsnelheid van de plaat worden opgevat als een functie van D en d :

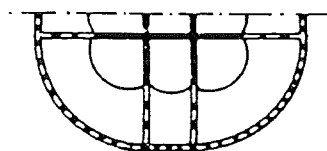
$$L = f(D, d)$$

Bij een constant gatpercentage is d^2/D^2 en dus ook d/D constant, waardoor de hydrodynamische massa recht evenredig wordt met de gatdiameter d . Door geperforeerde wanden aan te brengen vóór een aan golfklappen blootgestelde constructie wordt de hydrodynamische massa die in rekening gebracht moet worden kleiner. In een ruimte tussen de geperforeerde wanden en de constructie wordt energie omgezet in turbulentie (warmte en geluid).

Als voorbeelden kunnen "perforated breakwaters" worden genoemd (waarmee vooral in Japan ervaring is opgedaan) en de geperforeerde wand rond het booreiland Ekofisk (zie fig. 163).



Golfbreker



geperforeerde wand Ekofisk

Fig. 163. Voorbeelden van reductie van de hydrodynamische massa

4.3.3.7. Gronddruk

4.3.3.7.1. Inleiding

Grond bestaat in principe uit drie fasen: korrels, water en lucht. Voor de berekening van belastingen op constructies is het gebruikelijk te rekenen met het **VOLUMEGEWICHT** van de grond. Elke fase wordt met het bijbehorende absolute volume (zie paragraaf 4.3.2.) in rekening gebracht.

De lucht- en waterfase nemen bij evenwicht geen schuifspanningen op; de korrelfase kan in rust wel schuifspanningen opnemen. Om deze reden worden korrel- en waterspanningen in grondbelastingsberekeningen **gescheiden** behandeld. (Met spanningen als gevolg van luchtdruk wordt meestal geen rekening gehouden.) Hierbij moet onderscheid gemaakt worden tussen "natte grond" en "grond onder water".

Bij "natte grond" wordt verondersteld, dat de grond wel water bevat, maar dat het water geen druk uitoefent. (Denk hierbij aan funiculair of pendulair water.) In dit geval is, evenals voor droge grond, de korrelspanning gelijk aan de grondspanning: de korrels moeten het totale gewicht van de grond dragen.

Bij "grond onder water" wordt de gronddruk eerst verminderd met de waterdruk, waardoor de korreldruk overblijft. De waterdruk wordt later als aparte belasting (hydrostatische druk, zie paragraaf 4.3.3.2.) in rekening gebracht.

4.3.3.7.2. Korreldruk

Voor de korrels wordt in het algemeen aangenomen, dat het spanningsgedrag gekarakteriseerd kan worden door de cohesie (c) en de hoek van inwendige wrijving (ϕ). Voor berekeningen op uiterste draagkracht (grenstoestand) wordt het Mohr- Coulomb- bezwijkcriterium gehanteerd, waarbij men stelt, dat spanningscirkels binnen de omhullende wel bestaanbaar zijn (evenwichtssituaties weergeven) en daarbuiten niet. (Zie fig. 165.)

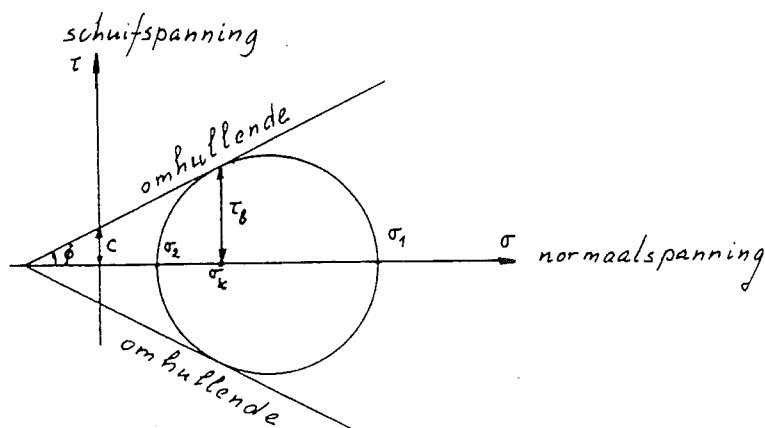


Fig. 165. Mohr- Coulomb- criterium

Als "bezuigsschuifspanning" bij een bepaalde combinatie van hoofdspansingen wordt gevonden:

$$\tau_b = \sigma_k \tan(\phi) + c$$

waarin σ_k de optredende korrelspanning is.

Bij berekeningen gaat men veelal uit van het optreden van glijvlakken en krachten, nodig om de afglijdende grond tegen te houden, dan wel van spannings- vervormingsrelaties, waarbij de vervorming fysisch mogelijk moet zijn.

Bij toepassing van spannings- vervormingsrelaties veronderstelt men dat de spanningsverdeling in de grond continu is. Op deze wijze zou men volgens de elasticiteitstheorie een ondergrens voor de "sterkte" of "draagkracht" van de grond vinden. (Op de juistheid hiervan onder alle omstandigheden wordt hier niet ingegaan.) De theorie vindt o.a. toepassing bij de berekening van liggers op verende bedding, zoals stroken- en plaatfunderingen en bij de berekening van damwanden, al dan niet met ankers en/of stempels.

Bij glijvlakberekeningen moet men vóóronderstellingen doen met betrekking tot de vorm van mogelijk optredende glijvlakken (recht, cirkelvormig, logarithmische spiraal, etc.) en dan nagaan, of de maximaal mogelijke schuifspanningen, geïntegreerd langs potentiële glijvlakken, een evenwichtstoestand mogelijk maken. Een gevonden "gevaarlijk glijvlak" (ongunstigste situatie in de klasse van beschouwde glijvlakvormen) wordt verondersteld een bovengrens voor de "sterkte" of "draagkracht" van de grond te zijn. Men kan immers een ongunstiger glijvlak (uit een andere klasse van glijvlakvormen) over het hoofd gezien hebben. (Ook hier wordt op de juistheid van de veronderstellingen niet ingegaan.)

Vele waterbouwkundige constructies worden niet- vertikaal door grond belast. (N.B. Voor de vertikale gronddruk wordt verondersteld, dat deze lineair met de diepte en met het volumegewicht van de grond toeneemt.) Voor "omrekening" van vertikale korreldrukken naar korreldrukken op een (vertikale) wand van een constructie wordt een korreldrukcoëfficiënt λ geïntroduceerd. (De grondwaterdruk op de wand wordt apart in rekening gebracht. Zie voor de procedure: Bijlage 1.)

Indien de wand geacht wordt "mee te geven" onder de belasting spreekt men van "actieve korreldruk" (korreldrukcoëfficiënt λ_a). Als de wand "de grond opstuikt" spreekt men van "passieve korreldruk" (korreldrukcoëfficiënt λ_p). Als van actieve, noch van passieve korreldruk sprake is, rekent men met "neutrale korreldruk" (coëfficiënt λ_n).

Achter de coëfficiënten λ dient geen "fysische" of "meetkundige" interpretatie te worden gezocht. Men beschouwe deze zuiver als **rekengrootheden** om verticale korrelspanningen om te rekenen naar spanningen onder een hoek δ (als gevolg van wandwrijving) ten opzichte van de normaal op de beschouwde - min of meer verticale - wand. (Zie fig. 166.)

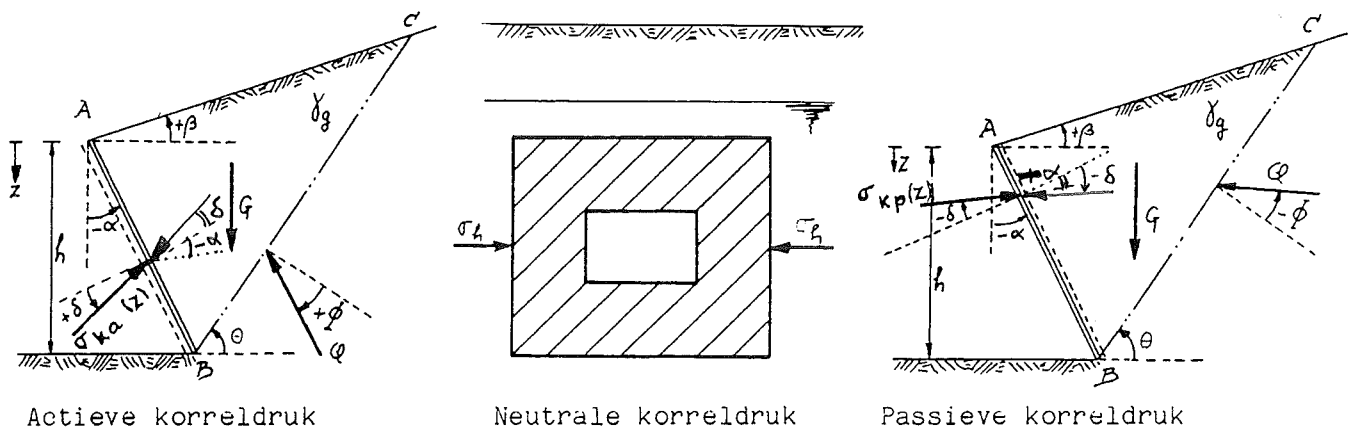


Fig. 166. Definitieschetsen bij korreldrukcoëfficiënten

Voor actieve korreldruk voor homogene grond met cohesie, en tekenafspraken als in fig. 166, wordt de actieve korreldruk op diepte z op de wand:

$$\sigma_{ka}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_a - \frac{c \cos(\phi)}{\cos(\theta) \cos(\phi - \theta - \alpha + \delta)} \times \frac{1 - \tan(\alpha) \tan(\beta)}{\tan(\theta) - \tan(\beta)}$$

waarin:

$\sigma_{ka}(z)$ = actieve korreldruk op de wand op diepte z

$\sigma_{kv}(z)$ = verticale korreldruk op diepte z

λ_a = coëfficiënt voor actieve korreldruk:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cos(\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

θ = hoek van potentiëel glijvlak met de horizontaal:

$$\theta = \operatorname{arccotan} \left[\frac{\cos(\phi) - K \sin(\phi + \delta - \alpha)}{\sin(\phi) + K \cos(\phi + \delta - \alpha)} \right]$$

met:
$$K = \frac{\cos(\alpha + \phi)}{\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cos(\alpha + \beta) \cos(\delta - \alpha)}{\sin(\phi - \beta)}}}$$

Voor: $\alpha = 0$ (wand te lood)

$\beta = 0$ (horizontale bovenbegrenzing)

$\delta = 0$ (geen wandwrijving)

wordt:

$$K = \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi) + 1}, \text{ waarmee:}$$

$$\theta = \operatorname{arccotan} \left(\frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi) + 1} \right), \text{ waaraan voldaan wordt voor } \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

en:

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\phi)}{(\sin(\phi) + 1)^2} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \text{ (een resultaat, bekend uit de grondmechanica)}$$

De actieve korreldruk wordt hiermee:

$$\sigma_{ka}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_a - \frac{c \cos(\phi)}{\cos(\pi/4 + \phi/2) \cos(\pi/4 - \phi/2)} \times \frac{1}{\tan(\pi/4 + \phi/2)}$$

of:

$$\sigma_{ka}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_a - 2c \tan(\pi/4 - \phi/2) = \sigma_{kv}(z)\lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a}$$

(eveneens bekend uit de grondmechanica).

De "algemene" formules voor de passieve korreldruk (zie fig. 166 rechts) worden:

$$\sigma_{ka}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_p + \frac{c \cos(\phi)}{\cos(\theta)\cos(\phi + \theta + \alpha - \delta)} \times \frac{1 - \tan(\alpha)\tan(\beta)}{\tan(\theta) - \tan(\beta)}$$

waarin:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2(\alpha) \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cos(\alpha - \delta)}$$

en:

$$\theta = \operatorname{arccotan} \left[\frac{\cos(\phi) - K \sin(-\phi + \delta - \alpha)}{\sin(\phi) + K \cos(-\phi + \delta - \alpha)} \right]$$

$$\text{met: } K = \frac{\cos(\alpha - \phi)}{\sin(\delta - \phi) + \sqrt{\frac{\sin(\delta - \phi) \cos(\alpha + \beta) \cos(\delta - \alpha)}{-\sin(\phi + \beta)}}$$

Voor: $\alpha = 0$ (wand te lood)
 $\beta = 0$ (horizontale bovenbegrenzing)
 $\delta = 0$ (géén wandwrijving)

wordt:

$$K = \frac{\cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)}, \text{ waarmee:}$$

$$\theta = \operatorname{arccotan} \left(\frac{\cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \right), \text{ waaraan voldaan wordt voor } \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

en:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\phi)}{(1 - \sin(\phi))^2} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \text{ (een resultaat, bekend uit de grondmechanica)}$$

De passieve korreldruk wordt hiermee:

$$\sigma_{kp}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_p + \frac{c \cos(\phi)}{\cos(\pi/4 - \phi/2) \cos(\pi/4 + \phi/2)} \times \frac{1}{\tan(\pi/4 - \phi/2)}$$

of:

$$\sigma_{kp}(z) = \sigma_{kv}(z)\lambda_p + 2c \tan(\pi/4 + \phi/2) = \sigma_{kv}(z)\lambda_p + 2c \sqrt{\lambda_p}$$

(eveneens bekend uit de grondmechanica).

Voor de neutrale korreldrukcoëfficiënt λ_n kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

Voor niet-cohesief materiaal:

$\lambda_n = 1 - \sin(\phi)$ (J. Jaky, The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, 1944 – in 't Hongaars! Berust NIET op fysieke achtergronden, maar volgt uit metingen.)

Voor cohesief materiaal:

$\lambda_n = 0,95 * \{1 - \sin(\phi)\}$ (E.W. Brooker and H.O. Ireland, Earth pressures at rest related to stress history, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, Nr. 1, 1965).

Indien nu ook de lengte van het elastische gebied ($\Delta l_a + \Delta l_p$) gegeven is, dan is voor elke diepte z de "veer karakteristiek" van de grond bekend (zie fig. 167). Wanden en vloeren van constructies, belast door gronddruk, kunnen dan berekend worden als liggers of platen op verende bedding (mits uiteraard de overgangsmomenten op de aansluitingen in rekening gebracht worden).

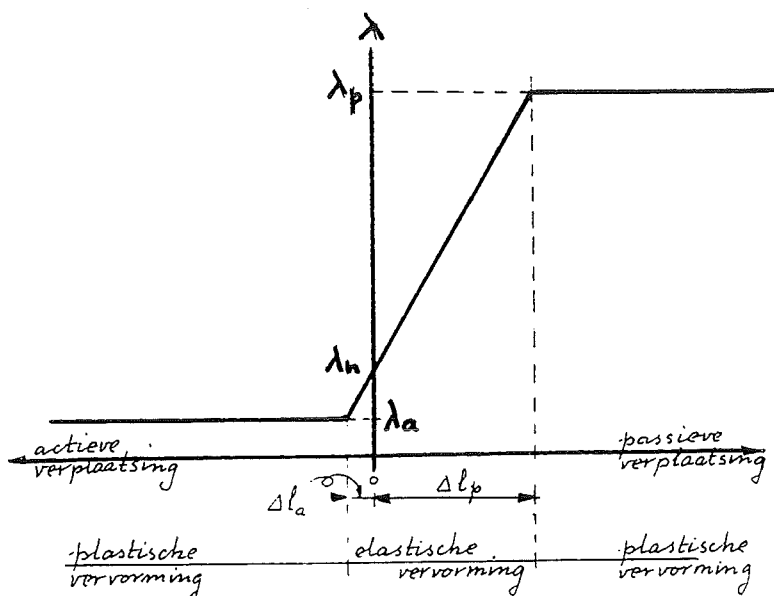


Fig. 167. Korreldrukcoëfficiënt als functie van de verplaatsing

4.3.3.7.3. Grondwaterspanningen. Grondwater in rust.

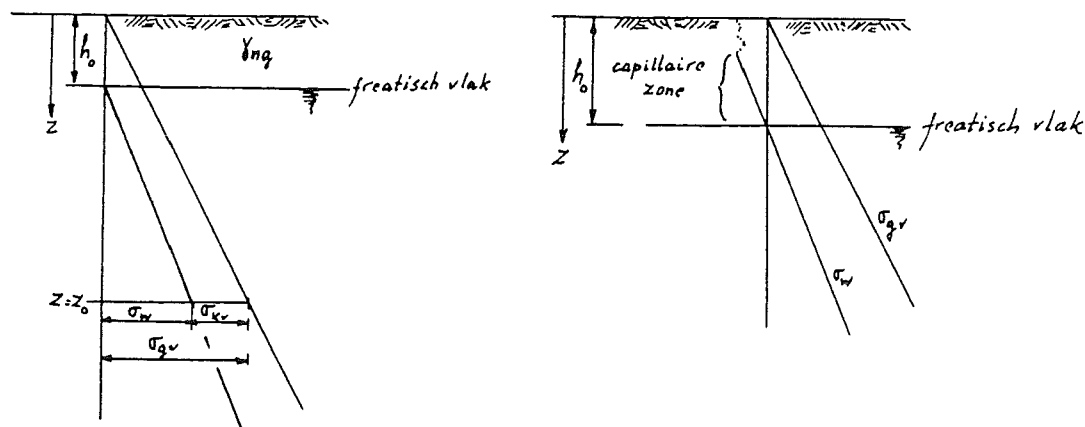


Fig. 168. Grondspanning, korrelspanning en waterspanning

Indien het freatisch vlak zich op een diepte h_0 onder het maaiveld bevindt, zal de waterspanning σ_w op een diepte z_0 beneden het maaiveld gelijk zijn aan:

$$\sigma_w = (z_0 - h_0) \rho_w g \text{ (N/m}^2\text{)}$$

mits het grondwater in rust is en $z_0 > h_0$.

Bezit de grond capillaire eigenschappen, dan geldt bovenstaande formule voor σ_w ook in de capillaire zone.

Als de grond niet goed waterdoorlatend is, dient de belastingsgeschiedenis in de beschouwing te worden betrokken. Veronderstellen we een uitgangssituatie als in fig. 169, waarin twee goed doorlatende zandlagen worden gescheiden door een slecht doorlatende kleilaag.

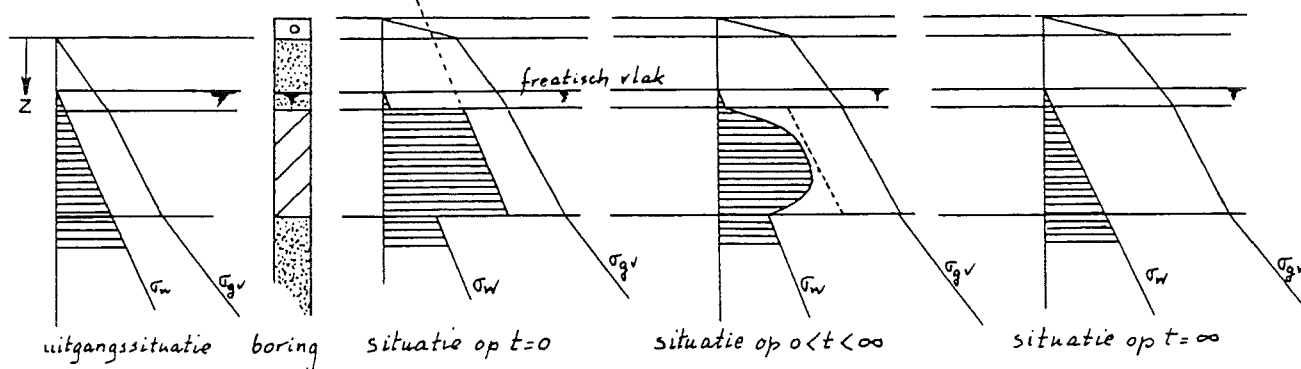


Fig. 169. Wateroverspanningsverloop in de tijd

Het freatisch vlak bevindt zich in de bovenste zandlaag. Het waterspanningsverloop is hydrostatisch. Als in deze uitgangssituatie op de grond een bovenbelasting wordt aangebracht (bijvoorbeeld door ophoging), dan zal de verticale grondspanning in de lagen onder de bovenbelasting toenemen met die bovenbelasting.

Het freatisch vlak in de bovenste zandlaag zal slechts weinig veranderen, omdat de zandlaag goed waterdoorlatend is en water gemakkelijk in zijdelingse richting kan afvloeien naar plaatsen buiten de bovenbelasting. Om deze reden zal ook de waterspanning in de onderste zandlaag weinig veranderen.

De kleilaag is echter zeer ondoorlatend. De toename van de grondspanning daarin zal in eerste instantie geheel door de waterspanning worden opgenomen, de korrelspanningen blijven in eerste instantie wat ze in de uitgangssituatie waren.

In de loop van de tijd wordt de kleilaag samengedrukt (consolidatie) en wordt water uitgedreven. De korrelspanningen nemen dan toe, de waterspanningen nemen af. Na enige (theoretisch oneindig lange) tijd is het waterspanningsverloop onder de bovenbelasting weer hydrostatisch.

Als geen rekening wordt gehouden met de spanningshistorie, houdt dit in, dat te grote korrelspanningen worden verondersteld in slecht doorlatende lagen, waardoor te kleine waarden voor λ_a en te hoge waarden voor λ_p worden aangenomen. Dit resulteert in te lage aangenomen belastingen op de wand, waardoor de berekening aan de erg onveilige kant wordt.

4.3.4. Technisch— economische overwegingen bij de vormgeving

Men zal, binnen de grenzen van de functionele eisen, streven naar een vormgeving, waarbij de bouwkosten minimaal zijn. Voor wat betreft de vormgeving kan men mogelijkheden onderscheiden die leiden tot:

- reductie van de belastingen
- minimaal materiaalverbruik
- eenvoud in de uitvoering, leidend tot besparing op arbeid en materiëel.

Voorbeelden ten aanzien van reductie van belastingen zijn gegeven in hoofdstuk 4.3.3. In aanvulling hierop kan de toepassing van een hellende damwand genoemd worden. De "voet" wordt "naar voren" geheid, waardoor een geringere actieve korreldrukcoëfficiënt in rekening dient te worden gebracht (hoek α positief in fig. 166, links).

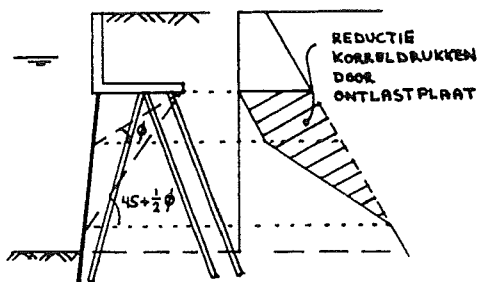


Fig. 170. Reductie van horizontale korreldrukken

Ter reductie van horizontale korreldrukken tegen damwanden onder kademuren die op palen gefundeerd zijn, past men wel een ontlastplaat toe. Het principe is aangegeven in fig. 170. Een berekening is opgenomen in bijlage 1 van dit dictaat.

In de vorige paragraaf zijn diverse voorbeelden gegeven van materiaalbesparing door aanpassing van de vorm aan de optredende belasting. Vaak is een dergelijke materiaalbesparing betrekkelijk, omdat ze in samenhang met de eenvoud in uitvoering en dus met de inzet van arbeid en materiëel moet worden gezien.

In paragraaf 4.3.3.4. is aangegeven, hoe de aanpassing van de vorm van de constructie aan de waterdruk het mogelijk maakt, de belasting geheel als druk- of trekspanningen af te voeren naar de opleggingen. Gebogen vormen zijn in het algemeen arbeidsintensiever dan vlakke, waardoor de winst aan materiaal vaak ongedaan gemaakt wordt en de vlakke constructie toch voordeliger kan zijn. (Vergelijk de vlakke schuiven in de Stormvloedkering Oosterschelde.)

Functionele eisen kunnen beperkingen opleggen bij het streven naar minimaal materiaalverbruik. Zo is een functionele eis voor een autotunnel een rechthoekig profiel van vrije ruimte. Een cirkelvormige dwarsdoorsnede (vergelijk paragraaf 4.3.3.2.) hieromheen is een ideale vorm voor het opnemen van de waterdrukken, maar er ontstaat dan een onnodig grote holle ruimte die het profiel een grotere opdrijving geeft, waardoor het misschien noodzakelijk is, meer constructiemateriaal toe te passen dan nodig is voor het opnemen van de normaalkrachten. Bovendien veroorzaken het eigen gewicht, de korreldrukken en de verkeerslasten buigende momenten in de cirkelvormige dwarsdoorsnede (die relatief arbeidsintensief is). Om deze redenen wordt voor tunnels vaak op economische gronden een rechthoekige constructievorm toegepast die het profiel van vrije ruimte nauwer omsluit.

De cirkelvorm voor verkeerstunnels heeft bovendien het nadeel, dat de onderkant van de koker dieper komt te liggen dan bij een rechthoekige dwarsdoorsnede. Deze grotere diepte heeft tot gevolg, dat de tunnel langer (en dus duurder) moet worden: bij een bepaalde toelaatbare helling in langsrichting is meer lengte nodig om vanuit het diepste punt van de tunnel het maaiveld weer te bereiken. (Een steilere helling die de lengte zou kunnen bekorten, is nadelig voor het verkeer.)

De totale bouwkosten van een constructie zijn opgebouwd uit vele componenten (initieeringskosten, materiaal-, loon-, materiëlekosten, etc.). De onderlinge verhouding tussen die componenten kan in de loop van de tijd veranderen, terwijl deze – op hetzelfde moment – verschillend kan zijn in verschillende landen. Het streven van de ontwerper naar minimale bouwkosten is daardoor tijd- en plaatsafhankelijk. Zo ziet men in landen met hoge loonkosten vaak eenvoudige strakke vormen die weinig bewerkelijk zijn, alsmede een streven naar repetitie en standaardisatie teneinde een zo hoog mogelijke efficiëntie van arbeid en materieel te verkrijgen.

Ter illustratie is in fig. 171 een schets van de ontwikkeling (in west Europa) in de tijd bij het ontwerp van sluiskolken gegeven.

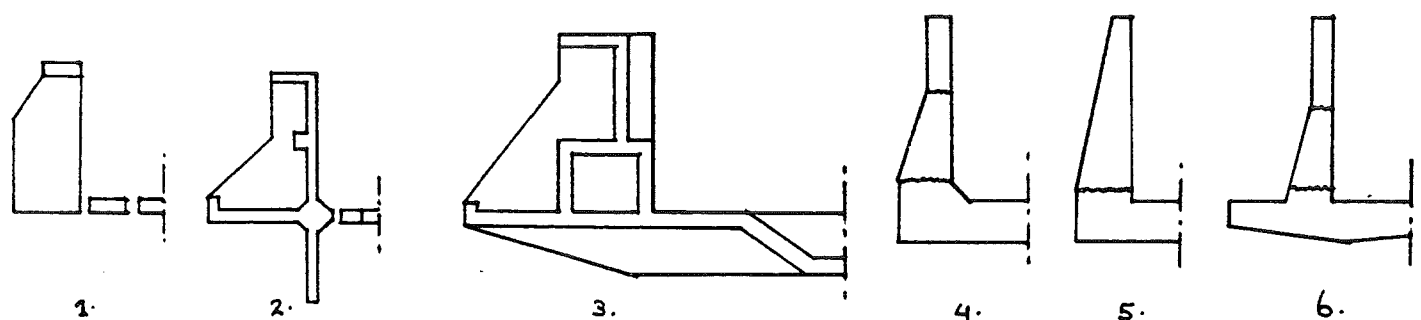


Fig. 171. Ontwikkeling bij sluiskolken

Een ontwikkeling vanuit het bouwen in metselwerk (1) naar die in gewapend beton zoals in de utiliteitsbouw met balken en platen (2,3) gaat met het stijgen van de lonen over in eenvoudiger vormen die meer materiaal, maar een veel minder bewerkelijke bekisting en wapening vergen (4,5,6).

Aanvankelijk was er nog een beperking in de hefcapaciteit van kranen, vandaar de extra stortnaad in de wand bij (4), maar de ontwikkeling van kranen met een grotere hefcapaciteit resulteerde in nog minder aanpassing aan het momentenverloop (5). Alleen bij zeer brede en diepe sluizen komt de extra stortnaad in Nederland nog voor (6).

Een interessant ontwerp wordt getoond in (3) (de koker is een omloopriool), waar het verstijvingsschot het lijf vormt van een T-balk en de plaat de flens vormt. Ter plaatse van het momentennulpunt "duikt" de vloerplaat naar beneden zodat de plaat ook in het veldmidden in de drukzone ligt. Deze constructie is er één met zeer gering materiaalgebruik, maar is uiterst bewerkelijk. (De sluis is gebouwd in Italië in de vijftiger jaren.)

4.4. Afsluitmiddelen

4.4.1. Inleiding

De functie van een afsluitmiddel is twee waterniveaus naar wens te scheiden of met elkaar te verbinden.

In gesloten toestand van het afsluitmiddel geeft het verval een belasting op het afsluitmiddel. Deze belasting moet worden afgedragen naar de vaste constructie. De aansluiting tussen afsluitmiddel en vaste constructie moet (min of meer) waterdicht zijn. Het naar wens scheiden en verbinden van waterniveaus impliceert, dat het afsluitmiddel beweegbaar moet zijn.

Men onderscheidt de afsluitmiddelen in deuren en schuiven. Deze benamingen worden echter in het spraakgebruik vaak door elkaar gebruikt. Globaal kan men de volgende indeling toepassen:

Deuren worden toegepast voor doorlaten van schepen. Kenmerkend is, dat openen en sluiten (in principe) dient te geschieden in stil water zonder verval.

Schuiven dienen voor het doorlaten van water. Openen en sluiten kan in stroom en onder verval geschieden.

Het ontwerp van een bewegingswerk voor afsluitmiddelen wordt meestal aan werktuigbouwkundigen overgelaten. De waterbouwkundige zal echter de krachten op het afsluitmiddel moeten aangeven.

Hoewel bijvoorbeeld bij een schutsluis de deuren normaal in stil water worden geopend en gesloten, moet het bewegingswerk meestal op zwaardere eisen worden gedimensioneerd:

- Tijdens het bewegen van een deur kunnen er golven zijn, bijvoorbeeld translatiegolven, veroorzaakt door het ledigen van een verder gelegen schutsluis of door langsvarende schepen.
- Een deur moet eventueel **kunnen** worden geopend als er nog een klein verval is van ca. 0,1 m, vóórdat de waterstanden aan weerszijden van de deur geheel genivelleerd zijn. Dit geeft tijdsbesparing op de vul- en leegtijd. De watersnelheid in het vul- en leegsysteem volgt uit $v = \sqrt{2g\Delta H}$. Aan het **eind van** het vul- of leegproces is ΔH klein en daardoor ook de watersnelheid. Zo vraagt de nivellering van de laatste 0,1 m van een verval **van 3 m** bij een schutsluis met een kolkoppervlak van 14×120 m met een **oppervlak** van de doorlaatopeningen in de deuren van 4 m^2 en een **heftijd van de** schuiven van de doorlaatopeningen van 150 s ca. 75 s. Ter vergelijking: de totale vultijd is dan ca. 480 s.
- Bij kleine sluizen **wordt wel** geëist, dat bij aanvaring van één deur de andere in de ontstane **stroom** kan worden gesloten.

In het algemeen wordt **ook bij schuiven** gestreefd naar een strategie van openen en sluiten waarbij men opent bij afwezigheid van verval en sluit bij afwezigheid van **stroom om de** krachten op het bewegingswerk te beperken. Dit is niet altijd **mogelijk**, zoals bijvoorbeeld bij een stuw in een rivier, waar altijd **stroom is**.

Een stormvloedkering kan **het beste** op het moment van stroomkentering worden gesloten, maar **langzaam** sluiten (beperking van het te installeren

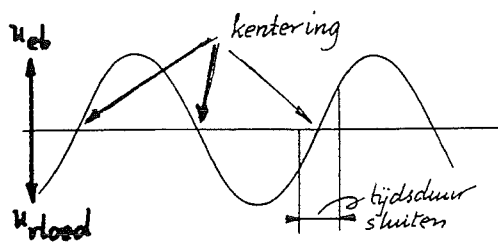


Fig. 172. Sluiten tijdens stroomkentering

ook aantrekkelijk zijn ná de kentering van eb naar vloed te sluiten; het uiteindelijke verval over de kentering is dan kleiner (en dus ook de belasting op de stormvloedkering). Wel hangt dit af van de bergingscapaciteit van het bekken en de hoogten van de dijken rondom het bekken.

De keuze van het afsluutmiddel wordt bepaald door functionele eisen ten aanzien van afsluitmiddelen, die nauw samenhangen met de functionele eisen ten aanzien van het kunstwerk als geheel. De selectie gebeurt aan de hand van toetsingscriteria.

4.4.2. Functionele eisen ten aanzien van afsluitmiddelen

De algemene functionele eisen ten aanzien van afsluitmiddelen zijn:

- Verval keren (één- of tweezijdig) in gesloten stand
- Waterdichting (in meerdere of mindere mate) in gesloten stand
- Beweegbaarheid (openen en sluiten, soms fixeren in een tussenstand, bijvoorbeeld bij een stuw in een rivier)

4.4.3. Krachtsoverdrachts- en waterdichtingsprincipes

Voor de technische uitvoering van de belastingoverdracht van het afsluutmiddel naar de vaste constructie en voor de waterdichting tussen deze beide, bestaan twee verschillende uitgangspunten: het "Hollandse" en het "Duitse" principe.

* Het "Hollandse" principe

In Nederland wordt, althans voor schutsluizen, vaak uitgegaan van het principe dat het water de deur tegen de aanslag(en) drukt. Hierbij kunnen de functies van belastingoverdracht en de waterdichting al dan niet worden gesplitst.

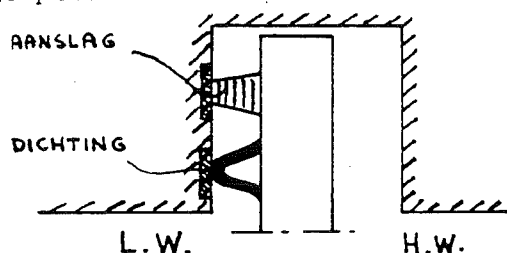


Fig. 173. Functiesplitsing bij toepassing van het "Hollandse" principe

Bij functiesplitsing is de deur plaatselijk opgelegd tegen de aanslag en heeft een afzonderlijke continue dichting. De krachtsoverdracht vergt een sterk materiaal, bijvoorbeeld staal. De waterdichting vergt een samendrukbaar materiaal, bijvoorbeeld rubber, mede om oneffenheden uit te vullen. De plaatselijke oplegging kan bij het stellen extra aandacht krijgen, terwijl voor het stellen van de dichtingsaanslag minder nauwkeurig behoeft te worden gewerkt.

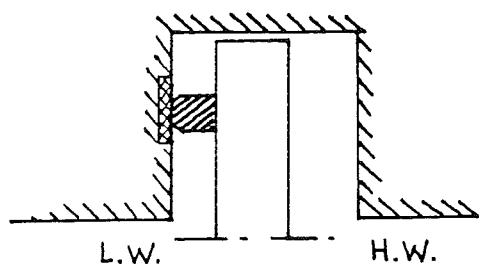


Fig. 174. Geen functiesplitsing

hetgeen kostbaar en moeilijk te realiseren is. Bij de Stormvloedkering Oosterschelde heeft de schuif een gecombineerde oplegging- waterdichting van kunststof die èn sterk èn samendrukbaar is en die een zeer lage wrijvingscoëfficiënt heeft met het oog op de verticale beweging langs de aanslagen in de schuifnis bij sluiting onder verval.

* Het "Duitse" principe

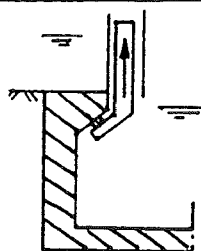


Fig. 175. Mechanische afdichting

In Duitsland (en in andere landen) heeft men vanuit de ervaring met pakkingen in de machinebouw traditioneel meer vertrouwen in werktuigbouwkundige oplossingen en wordt de deur vaak door mechanische kracht tegen de aanslag(en) gedrukt. Een hefdeur in het bovenhoofd van een sluis wordt bijvoorbeeld door een hefbewegingswerk tegen de aanslag gedrukt, tegen de waterdruk in.

4.4.4. Typen afsluutmiddelen, toepassingen en hun beperkingen

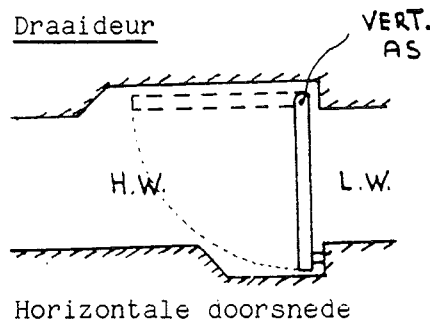
Men deelt deuren en schuiven in naar de wijze van bewegen:

- roteren om een horizontale of verticale as
- transleren, in verschillende richtingen

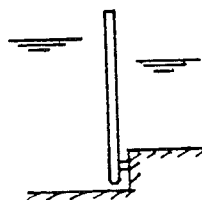
In deze paragraaf volgt een aantal principe-oplossingen. De opsomming is zeker niet uitputtend. Eenvoudshalve worden alle oplossingen aangeduid met "deur", waarbij er aan voorbijgegaan wordt, dat de meeste oplossingen ook worden toegepast als "schuif".

a. Rotatiedeuren om een verticale as

→ Draaideur



Horizontale doorsnede



Vertikale doorsnede

Fig. 175. Draaideur

De draaideur is enkel uitgevoerd, met een verticale as en heeft de volgende kenmerken:

- Horizontale overspanning.
- De deur wordt door de waterdruk tegen de aanslag gedrukt en is zonder vergrendeling éénzijdig kerend. Met hydraulisch uitschuifbare pennen wordt wel een vergrendeling toegepast, zodat tweezijdig keren mogelijk wordt.

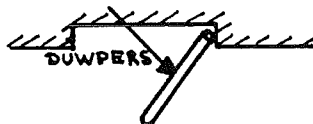


Fig. 177. Beweging draaideur

De beperking vloeit voort uit de beweging, waarbij de deur bij (praktisch) gelijke waterstand door het water wordt geduwd of getrokken. De weerstand is groot bij een brede sluis en bij stroom.

Een nadeel is, dat één draaipunt zich onder water bevindt. Inspectie ervan is moeilijk. Voor onderhoud (bijvoorbeeld verven) moet de deur uit het water worden gehaald.

Bij schutsluizen is dit type toepasbaar tot ca. 16 m breedte althans in Nederland en in 1986. (Kosten zijn tijd en plaats gebonden.) Bij stroomsluizen is een draaideur een minder goede oplossing. Een (drijvende) draaideur wordt wel toegepast bij dokken (tot ca. 40 m breed) waar snelheid van bewegen geen eis is.

→ Puntdeur

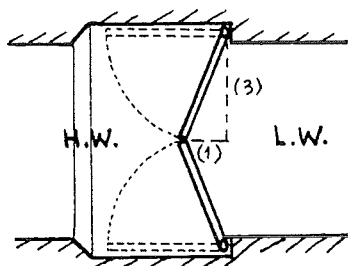


Fig. 177. Puntdeuren

Een stel puntdeuren bestaat uit twee bladen die onder een hoek (vaak 1:3) tegen elkaar steunen, elk draaiend om een verticale as.

De kenmerken zijn:

- Horizontale overspanning. Vergeleken met de draaideur is de overspanning ongeveer gehalveerd, wat tot lichtere deuren leidt.
- Het water drukt de beide deuren tegen elkaar, waaruit volgt, dat de kering éénzijdig is. Als boven- en onderdraaipunt geen speling hebben, wordt de spatkracht geheel in de draaipunten overgebracht. Indien de draaipunten wel enige speling hebben, worden de deuren door de waterdruk tegen de verticale aanslagstijlen aangedrukt.

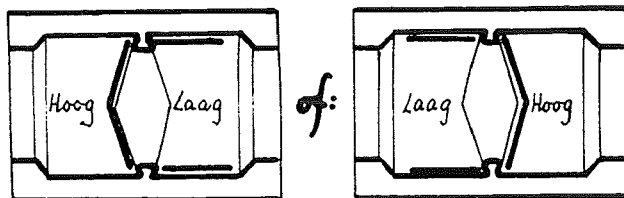


Fig. 179. Tweezijdige kering met puntdeuren.

Voor tweezijdige kering is een stel puntdeuren moeilijk geschikt te maken. Indien tweezijdige kering geëist wordt, dient een dubbel stel puntdeuren gemaakt te worden, hetgeen economisch vaak minder aantrekkelijk is.

De toepassing wordt beperkt door de beweging, zij het in mindere mate dan bij de draaideur.

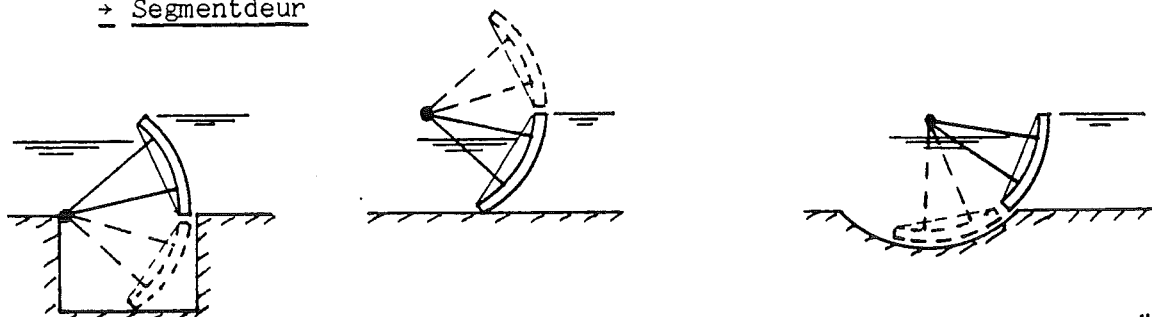
De toepassing wordt beperkt door de beweging, zij het in mindere mate dan bij de draaideur.

De onderdraaipunten en het grootste deel van de deuren zijn onder water en daardoor moeilijk te inspecteren. Voor onderhoud en reparatie moet de deur uit het water worden genomen.

Dit type deuren wordt veel toegepast in schutsluizen, tot een sluisbreedte van 24 à 30 m. Bij grotere breedten ontstaat een conflict tussen korte openingstijd en weerstand tijdens bewegen. Dit laatste is ook een reden, waarom dit type weinig wordt toegepast bij stroomsluizen.

b. Rotatiedeuren om een verticale as

→ Segmentdeur



a. Bovenstroomafvoer b. Onderstroomafvoer c. Variant op a *

Fig. 180. Segmentdeur. Vertikale doorsnede

De segmentdeur heeft in doorsnede de vorm van een cirkelsegment (een cirkelsegment is een figuur, begrensd door een koorde en een boog van de cirkel). Het segment is bevestigd aan radiale armen die of alleen bij de deureinden of ook op tussengelegen punten het kerende deel van de constructie verbinden met de as (zie fig. 181).

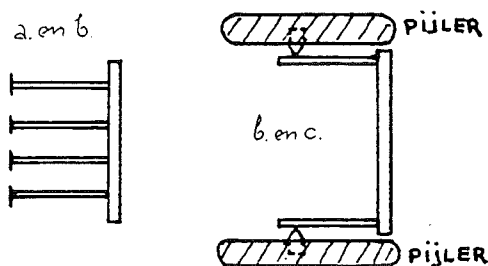


Fig. 181. Segmentdeur.
Horizontale doorsnede

De armen zijn bevestigd aan scharnierpunten die de horizontale as vormen. De scharnierpunten zijn in de pijlers opgenomen of in de overbrugging zoals bij de Haringvlietsluizen. In het eerste geval nemen bij toemen van de breedte van de opening de kosten van de deur sterk toe, in het tweede geval niet. (De overspanning tussen de steunpunten blijft dan gelijk.)

Bovenafvoer, zoals bij fig. 180 a. is vooral geschikt voor beheersing van het bovenstroomse peil, zoals bij een rivier die met behulp van stuwen bevaarbaar wordt gemaakt.

Onderafvoer, zoals geschetst in fig. 180 b. is geschikt voor debietregeling, bijvoorbeeld bij bekkens (Haringvlietsluizen).

* Voor de stormvloedkering in de Theems is het principe van C uit fig. 180 toegepast, waarbij de scharnierpunten in de zijvlakken van de pijlers zijn opgenomen.

De segmentdeur heeft de volgende kenmerken:

- Horizontale overspanning
- De waterdrukken zijn gericht naar het middelpunt van de cirkel, en worden door de scharnieren opgenomen, NIET door de aanslagen
- Tweezijdig keren is mogelijk

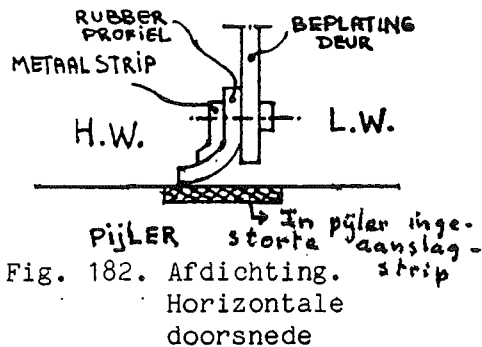


Fig. 182. Afdichting.
Horizontale
doorsnede

Tijdens het bewegen glijdt de rubber afdichting (zie fig. 182) langs de aanslag. Voor schutsluizen is dit type deur daardoor minder geschikt in verband met de slijtage tijdens het frequent voorkomende openen en sluiten.

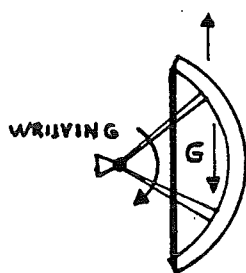


Fig. 183. Heffen van een
segmentdeur

Voor het bewegen in stroom of onder verval is dit type deur zeer geschikt, omdat de hefboomsarm van de kracht, uitgeoefend door het bewegingswerk, ten opzichte van de wrijving in het scharnier groot is. Het bewegingswerk behoeft praktisch alleen het eigen gewicht van de deur te heffen. (Zie fig. 183.)

→ Sectordeur

Een cirkelsector is een figuur begrensd door twee stralen en een boog van een cirkel. Een sectordeur heeft in dwarsdoorsnede deze vorm (zie fig. 184).

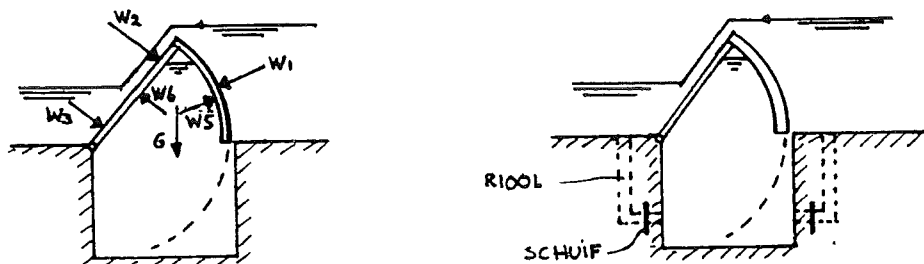


Fig. 184. Vertikale doorsnede over een sectordeur

Binnen in de sector handhaaft men de waterstand op een zeker peil via afsluitbare riolen die in **verbinding** staan met het bovenwater en met het benedenwater. Door middel **van** deze riolen kan men de hoogte van de deur, en dus de stuwhoogte, **regelen**; men maakt (zie fig. 184) W_5 zo groot, dat er momentenevenwicht ontstaat met W_1 , W_3 en het gewicht van de deur; W_1 en W_5 zijn gericht door de **as** van het scharnier.

Aantrekkelijk bij de sectordeur **is** het geringe vermogen, nodig om de deur te bewegen. Het betreft **alleen de** beweging van de rioolschuiven. Een ander voordeel wordt verkregen **als de** deur niet horizontaal overspant. Bij grotere breedten nemen dan **de kosten** per m^1 deur niet toe. (In de haven van Manchester komen sectordeuren met verticale as voor. Daar vervalt dit voordeel. In dit verband zij opgemerkt dat zowel segment- als sector-deuren worden toegepast met een verticale in plaats van een horizontale as.)

Het evenwicht is labiel. De deur beweegt met het wisselen van de waterstanden. Er zijn veel dichtingen nodig. De inspectie onder water is moeilijk. De deurelders en de omloopriolen zijn kostbaar.

In Frankrijk en Duitsland past men deze deur vooral voor stuwten veel toe.

c. Translatiedeuren in verticale richting

→ Zakdeur, hefdeur

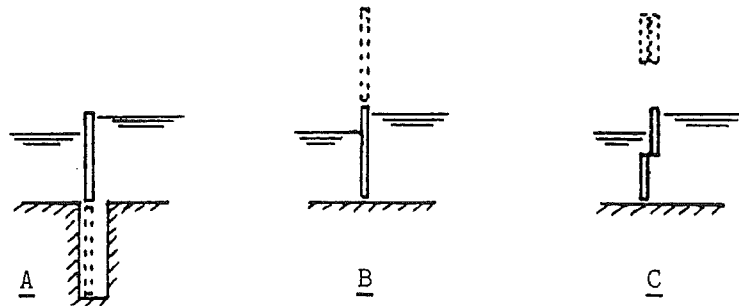


Fig. 185. Zakdeur, hefdeur, combinatie

Een deur of schuif kan bij openen in verticale zin naar beneden in een kas zakken of boven water worden geheven. In het eerste geval (fig. 185. A) kan sprake zijn van bovenafvoer, in het tweede geval (fig. 185. B) van onderafvoer. Bij een uitvoering met meer bladen (fig. 185. C) is zowel onder- als bovenafvoer mogelijk. Een hefdeur is beter te inspecteren en te onderhouden dan een zakdeur.

Kenmerken zijn:

- Horizontale overspanning
- Afdichting door waterdruk (fig. 186)
- Tweezijdige kering

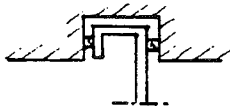


Fig. 186. Afdichting

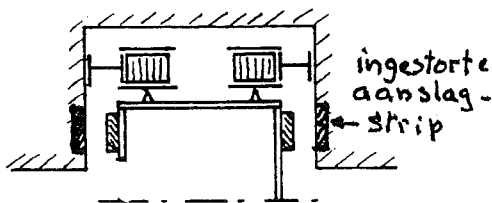
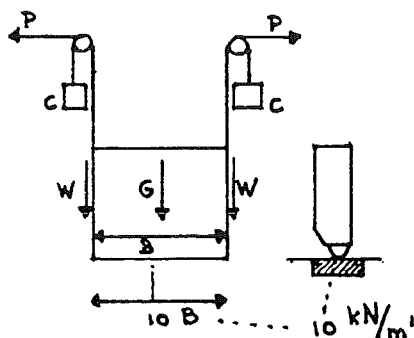


Fig. 187. Wielstellen bij een hefdeur

Bij een wielschuif is tijdens bewegen sprake van rollende wrijving. In gesloten stand verplaatst de deur ^{zich} als gevolg van de waterdruk horizontaal tegen de aanslag. Daartoe is het noodzakelijk de wielen hydraulisch of mechanisch naar binnen te trekken. Tijdens het openen en sluiten worden de wielen tegen de rail gedrukt. (Zie fig. 187.)

In plaats van wielgeleidingen worden tegenwoordig vaak glijgeleidingen toegepast.



Zoals de deur door de waterdruk tegen de vertikale aanslagen wordt gedrukt, zo kan dit ook tegen de onderaanslag. De onderafdichting kan ook bereikt worden met een rubber profiel, dat door het gewicht van de deur wordt aangedrukt (zie fig. 188, rechts).

Fig. 188. Hefdeur

Om het vermogen van de bewegingsinstallatie te beperken, kunnen contragewichten worden toegepast. (Zie fig. 188, links.) De kabels waaraan bij elk aan het éne einde de deur is opgehangen en waaraan aan de andere einden de contragewichten hangen, zijn om trommels geslagen. De bewegingsinstallaties drijven de trommellassen aan.

In gesloten stand geldt, bij een druk op de onderaanslag van bijvoorbeeld 10 kN/m^2 (nodig met het oog op de waterdichting) en een gewicht van de deur (G_{deur}), verminderd met de opdrijving daarvan ($K_{\text{opdrijving}}$):

$$G_{\text{deur}} - K_{\text{opdrijving}} - 2 \times C = 10 B$$

waarin C = gewicht van één contragewicht
 B = breedte van de deur

Tijdens het openen geldt:

$$2 \times P + 2 \times C = G_{\text{deur}} + 2 \times W$$

waarin P = aandrijfkraft per trommel (= het aandrijfmoment op de trommel-as gedeeld door de trommeldiameter)
 W = wielwrijving aan elke zijde van de deur

De aandrijfkraft P volgt uit beide laatste vergelijkingen:

$$P = \frac{K_{\text{opdrijving}} + 10B + 2W}{2}$$

Hieruit volgt, dat een kleine aandrijfkraft P bereikt wordt door een lage rollende wrijving W , een kleine oplegdruk B en een kleine waterverplaatsing met als gevolg een kleine opdrijvende kracht $K_{\text{opdrijving}}$. In dit laatste opzicht is een houten deur of een stalen deur met holle kokerliggers ongunstig door de grote waterverplaatsing.

In Nederland wordt nog een extra gewichtsfactor ingevoerd met het oog op ijsafzetting op de deur in de winter. Het bewegingswerk is ten opzichte van dat van de hierna te bespreken roldeuren vrij zwaar, zeker indien geen contragewichten worden toegepast.

De toepassing van dit type translatiedeur hangt onder meer samen met het gemakkelijk bewegen in stroom en onder verval (rollende wrijving). Men vindt ze in stormvloedkeringen (Oosterscheldekering), stuwen en uitwateringssluizen. Doch ook voor schutsluizen kan de hefdeur aantrekkelijk zijn (zij het niet voor de schippersvrouw die net de schone was heeft buitengehangen). Ze worden in Nederland veel toegepast bij binnenvaartsluizen. In vergelijking met draai- en puntdeuren is de kolklenkte geringer, hetgeen aantrekkelijk is met het oog op de per schutting om te zetten hoeveelheid water (tijdwinst, **waterverlies, zoutbezwaar**)

Voor zeesluizen (zeeschepen hebben een hoge opbouw) zal men minder snel aan hefdeuren denken in verband met de kosten van de hoge torens, de windbelasting op de (hoog) geheven schuif en de "horizonvervuiling". Ook bij binnenvaartsluizen waar een grote doorvaarthoogte wordt vereist voor grote drijvende bokken e.d. speelt dit probleem.

d. Translatiedeuren in horizontale richting

→ Roldeur

Een roldeur wordt bij opening horizontaal in een zijdelings van het sluis-
hoofd uitgebouwde deurkas gerold (zie fig. 189).

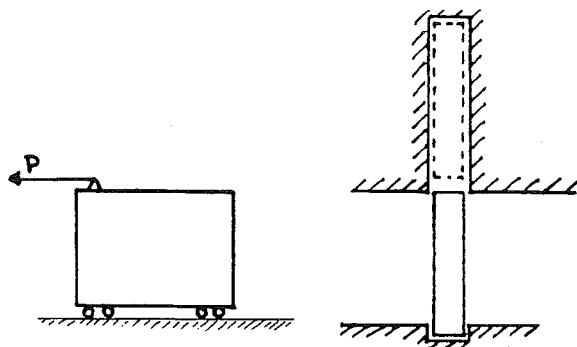


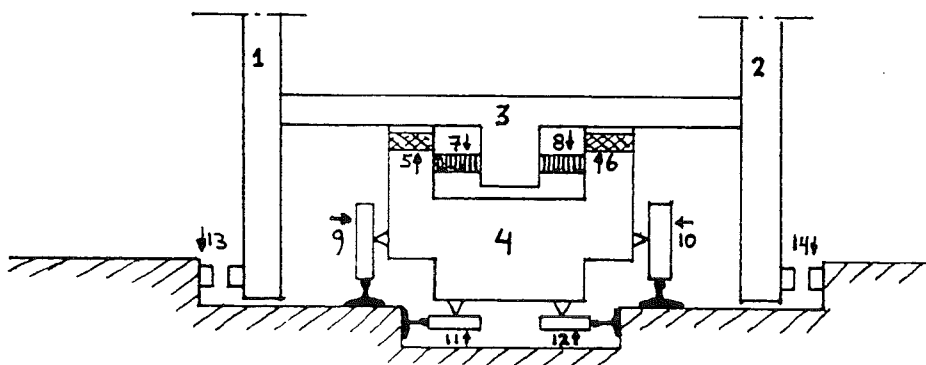
Fig. 189. Roldeur

Kenmerken van de roldeur zijn:

- Horizontale overspanning
- Tweezijdig keren is mogelijk

De roldeur wordt in gesloten stand door de waterdruk tegen de aanslagen gedrukt, maar is tijdens bewegen vrij van de aanslag.

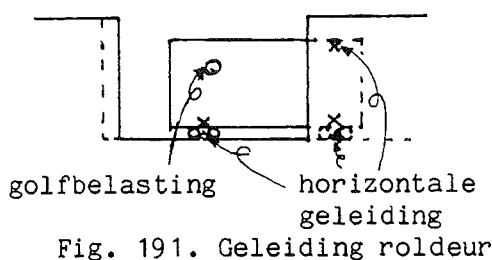
In fig. 190 is een mogelijkheid geschetst om de deur vrij van de aanslagen te krijgen.



- | | |
|-----------------------------|--------------------------------------|
| 1 en 2 = beplating deur | 7 en 8 = vijzels |
| 3 = dwarsdrager | 9 en 10 = verticale loopwielen |
| 4 = wielwagen | 11 en 12 = horizontale geleidewielen |
| 5 en 6 = rubber opleggingen | 13 en 14 = aanslagen in de vloer |

Fig. 190. Onderstel van een roldeur met afdrukinrichting

Fig. 190 toont een verticale doorsnede over de vloer, één van de twee wielwagens onder de deur en de kas in de vloer. Tijdens het bewegen zorgt de oliedruk in de vijzels (7,8) er voor, dat de deur gecentreerd is boven de wielwagens. In gesloten stand wordt de oliedruk afgelaten. De waterdruk zorgt er dan voor, dat de deur horizontaal over de rubber opleggingen (5,6) verplaatst, totdat deze aanligt tegen één van de aanslagen (13 of 14) en ook tegen de overeenkomstige verticale aanslag. Tijdens het openen en sluiten rolt de deur met de wielen 9 en 10 over de rail. Daarbij zorgen de wielen 11 en 12 voor de horizontale geleiding.



Behalve deze horizontale geleiding van ieder der beide wielwagens is er ook een horizontale geleiding aan de bovenzijde, aan de zijde waar het bewegingswerk is gesitueerd (zie fig. 191). Ten opzichte van deze drie horizontale geleidingen ontstaat een ongunstige belasting op de deur als deze voor een groot deel uit de kas is tijdens het bewegen en als er golven en/of stroom is.

Wegens de ongunstige belasting onder stroom en golven wordt de roldeur meestal niet toegepast bij stormvloedkeringen, stuwen of doorlaatsluizen. Bij schutsluizen (ook zeesluizen!) kan deze deur goed worden toegepast.

Omdat de roldeur wordt gedragen door wielstellen, kan het bewegingswerk licht zijn in vergelijking met dat van hefdeuren.

Een nadeel is, dat een groot deel van de constructie met de draaiende delen die extra slijtagegevoelig zijn, zich permanent onder water bevindt.

De deurkas, waarin de deur bij normaal gebruik wordt weggerold, kan als droogdok dienen. Voor inspectie, onderhoud en reparatie behoeft de deur niet uit de sluis te worden verwijderd zoals bij draai- en puntdeuren wel noodzakelijk is. Reparatie en onderhoud zijn meestal zeer tijdrovend (enkele maanden!). Wil men de sluis blijven gebruiken, dan zal tenminste één reserve roldeur aanwezig moeten zijn. Men wisselt de deuren dan van kas (Noordersluis te IJmuiden).

4.4.5. Toepassing van diverse typen deuren

De toepassing bij Nederlandse schuifsluizen berust op een kostenvergelijking waarin de bouwkosten van de deur, het onderhoud, de bedrijfszekerheid (niet alleen ten aanzien van het schutproces, maar ook in verband met de veiligheid!), de snelheid van openen en sluiten, de kosten van het bewegingswerk en van de vaste constructie (beton) meespelen.

- Voor een sluisbreedte $b \leq 16$ m met éézijdige kering zijn de kosten voor een oplossing met een draaideur gelijk aan die voor een met puntdeuren.
- Voor een tweezijdige kering tot een breedte van 16 m is een draaideur goedkoper, omdat bij puntdeuren twee stellen nodig zouden zijn.

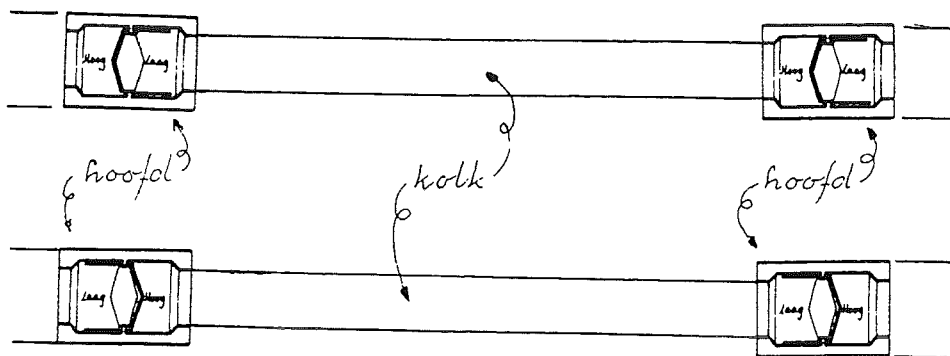


Fig. 192. Toepassing van puntdeuren bij tweezijdige kering

- Voor sluisbreedten $16 \text{ m} < b \leq 24 \text{ m}$ met éézijdige kering geven punt-, rol- en hefdeuren nagenoeg gelijke kosten. De draaideur komt nu niet meer in aanmerking door de grote weerstand bij het bewegen.
- Bij een tweezijdige kering voor breedten tussen de 16 en 24 m zijn roldeuren en hefdeuren gunstiger. Puntdeuren zouden weer dubbel uitgevoerd moeten worden.
- Bij sluisbreedten $24 \text{ m} < b \leq 68 \text{ m}$ is de roldeur in het algemeen het gunstigst. Het betreft meestal zeesluizen (gezien de grote doorvaartbreedte) die ook een grote vrije doorvaarthoogte vragen, waardoor de hefdeur meestal niet in aanmerking komt.
- Daar waar waterverlies of zoutpenetratie een rol speelt, wordt meestal de voorkeur gegeven aan rol- en hefdeuren boven draai- en puntdeuren, ook in die gevallen waarin bouw- en exploitatiekosten bij de laatste typen lager zijn. Draai- en puntdeuren vergen een grotere kolk lengte, waardoor per schutting meer water verplaatst (en eventueel gemengd) wordt.

rust

Met nadruk wordt er op gewezen, dat in deze paragraaf Nederlandse ervaringen zijn vermeld. In andere landen kunnen afwijkende overwegingen gelden die ten dele ingegeven zijn door traditie, maar die ook bepaald kunnen worden door andere kosten. Ook in Nederland treden in de tijd verschuivingen op door wijzigende kostenposten, maar ook door technische uitvoeringsmogelijkheden.

4.4.6. Constructieve uitvoering van deuren en schuiven

Bij de **stalen** deur onderscheidt men de beplating, de regels en stijlen, de verstijvers van de beplating en de harren (zie fig. 193).

De beplating vormt de waterkering. Stijlen en regels vormen de ondersteuningsconstructie, die de belasting naar de opleggingen afvoert.

Bij een **regeldeur** brengen de hoofdliggers de belasting over naar de harren, die deze naar de opleggingen afvoeren. De hoofdliggers kunnen bij grotere overspanningen ook als vakwerkliggers worden uitgevoerd. De regels kunnen de belasting naar de hoofdliggers overbrengen en als plooiverstijvers voor de beplating dienen. Ook kunnen aparte plooiverstijvers worden aangebracht.

Bij een stijlendeur brengen de regels de belasting, uitgeoefend op de beplating, over naar de stijlen, die deze op hun beurt afdragen aan de boven- en onderregel. Via boven- en onderregel wordt de belasting afgevoerd naar de opleggingen.

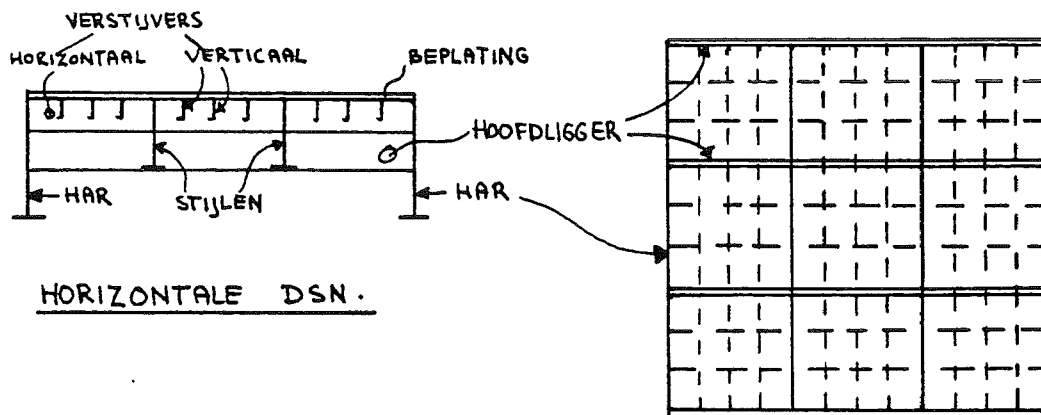


Fig. 193. Doorsnede en aanzicht stalen deur.

Bij stalen draai- of puntdeuren kiest men de hoogte/lengteverhouding bij voorkeur kleiner dan 1 om schranken te voorkomen.

De beplating kan aan de hoog- of aan de laagwaterzijde van het stijl- en regelwerk worden aangebracht, waarbij de volgende overwegingen gelden:

- Als de beplating aan de zijde van de golven wordt geplaatst, geeft het stijl- en regelwerk geen aangrijpingsmogelijkheden voor golfaanval (golfklappen).
- Als de beplating aan de zijde van de passerende schepen wordt geplaatst, wordt de ondersteuningsconstructie daardoor beter beschermd tegen beschadiging door schepen.
- Als de duwpers (bij punt- en draaideuren) rechtstreeks aan een stijl of regel wordt bevestigd, wordt de beplating niet doorbroken.

Fig. 194 geeft een punt- of draaideur in de kas met beplating aan de laagwaterzijde. Kennelijk hebben hier overwegingen van beschadiging door scheepvaart een rol gespeeld. Brengt men de beplating aan de hoogwaterzijde aan, dan beschermt men het stalen stijl- en regelwerk tegen beschadiging door passerende schepen vaak met hout.



Fig. 194. Deur met beplating aan de laagwaterzijde

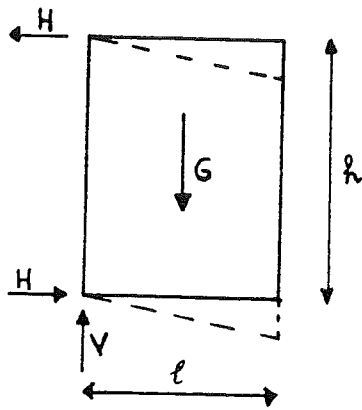


Fig. 195. Vertikale krachtsoverdracht bij een houten punt- of draaideur.

Dit is van meer invloed naarmate de sluis breder is en de verhouding l/h dus groter. Als regel dient de verhouding l/h voor houten deuren in de buurt van $1/2$ te liggen. (Bij kleinere l/h - verhouding sluit de deur minder goed, zie het afkrullen in fig. 148.)

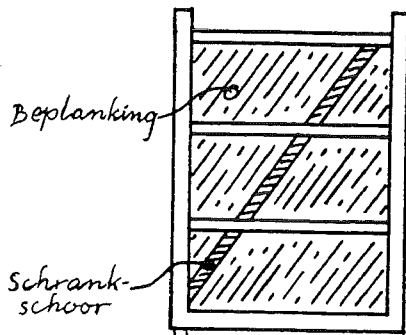


Fig. 196. Beplanking en schrank-schoor bij een houten deur

Draai- en puntdeuren worden bij kleinere overspanningen vaak in hout uitgevoerd. De stijfheid in en loodrecht op het vlak van de deur is veel kleiner dan bij stalen deuren als gevolg van de speling in de houtverbindingen. Door de overdracht van het eigen gewicht naar de opleggingen (draaipunten) en de geringe stijfheid in het vlak van de deur bestaat de neiging tot schranken in het deurvlak (zie fig. 195).

Het schranken wordt tegengegaan door vormvaste driehoeken in de constructie in te bouwen. Een drukstaaf (schrank-schoor) wordt aangebracht van de onderkant van de achterhar naar de bovenregel. De schrank-schoor wordt aan de beplankingszijde van de deur aangebracht en met inkepingen over de regels van de deur gevoerd. De beplanking wordt evenwijdig aan de schrank-schoor aangebracht en op de regels genageld. Hierdoor draagt de beplanking bij aan de stijfheid in het vlak van de deur.

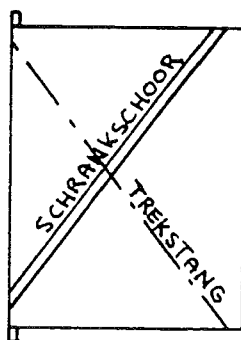


Fig. 197. Schrank-schoor en trekstang

Tegengesteld aan de schrank-schoor wordt een trekstang aangebracht, die uitzakken van het vrije uiteinde van de deur tegengaat. De trekstang loopt van de onderregel naar de bovenkant van de achterhar. De stalen trekstang loopt door voorgeboorde gaten in de regels en kan met een wartel worden nagesteld (en voorgespannen). Meestal worden voor houten deuren de betere houtsoorten gebruikt (eiken of azobé).

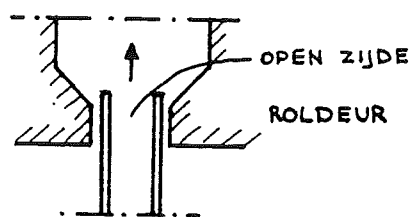


Fig. 198. Kopkant roldeur

De beplating van een tweezijdig kerende **hefdeur** wordt slechts aan één zijde aangebracht en aan de kopkanten U- vormig omgezet om twee oplegvlakken te krijgen.

Bij een tweezijdig kerende **roldeur** wordt aan beide zijden van de deur een beplating aangebracht en blijft de kopkant van de deur open om een zuigereffect bij het bewegen in de kas te vermijden.



Fig. 199. Kopkant hefdeur

4.4.7. Schulpstuw

Een afsluitmiddel dat op een geheel ander principe berust, is de schulpstuw. Deze wordt onder meer toegepast als keersluis in boezemwateren. De stuw wordt gesloten als een dijkbreuk optreedt en men voorkomen wil dat het hele kanaal leegloopt (Ringvaart Haarlemmermeerpolder). De constructie is echter ook overwogen als variant voor stormvloedkeringen. Met het oog op de grote extrapolatie in afmetingen en krachten, vooral met betrekking tot het gedrag onder grote golfbelasting, is tot nog toe van toepassing als stormvloedkering afgezien.

De schulpstuw bestaat uit een vlies van berubberd weefsel. Het kunststofweefsel dient voor het opnemen van trekkrachten, het rubber voor de waterdichtheid. Onder inwendige waterdruk neemt het vlies, dat aan stalen platen is verbonden en daarmee een buis vormt, in dwarsdoorsnede een druppelvorm aan. De stalen kleppen zijn over de hele lengte van de overspanning scharnierend aan de bodem (c. q. de funderingsplaat) bevestigd. Door de overdruk van het water in de buis te vermeerderen of te verminderen, kan de stuwhoogte worden gewijzigd.

Een schulpstuw kan water naar twee zijden keren. Krachten worden direct naar de funderingsplaat overgedragen. Hierdoor nemen de kosten per m¹ stuw niet toe bij groter wordende overspanning.

De kering kan in de funderingsplaat worden opgeborgen door leegpompen van de buis. Het vlies wordt dan naar beneden gezogen en strak gespannen, waarbij het de stalen kleppen erboven dichttrekt. Het vlies is hierdoor in opgeborgen toestand tegen beschadigingen beschermd. De schulpstuw kan in stromend water worden gesloten en laat in gestreken toestand de doorvaart onbeperkt vrij.

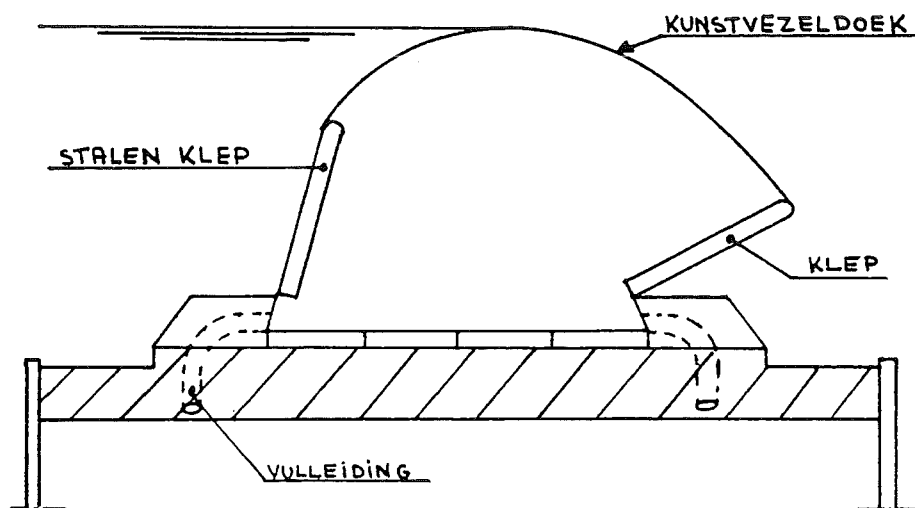


Fig. 200. Dwarsdoorsnede Schulpstuw.

4.5. Schematiseringen van constructies

4.5.1. Inleiding

Veel kunstwerken kunnen geschematiseerd worden tot één- of tweedimensionale constructievormen. Omdat de belastingen vaak driedimensionaal aan kunnen grijpen, dient het driedimensionale aspect van kunstwerken nimmer uit het oog te worden verloren. (Vergelijk bijvoorbeeld paragrafen 4.1. en 4.3.2. en fig. 142).

4.5.2. "Lijnvormige" constructies ("palen")

Tot de waterbouwkundige kunstwerken, die min of meer één afmeting hebben, behoren onder andere de meerstoel en de pijler. Beide zijn in wezen verticale palen, waarop echter (behalve het eigen gewicht) horizontale belastingen werken. Daar de paal aan de voet is ondersteund, moet de constructie zelf op buiging berekend worden. (Fig. 201.)

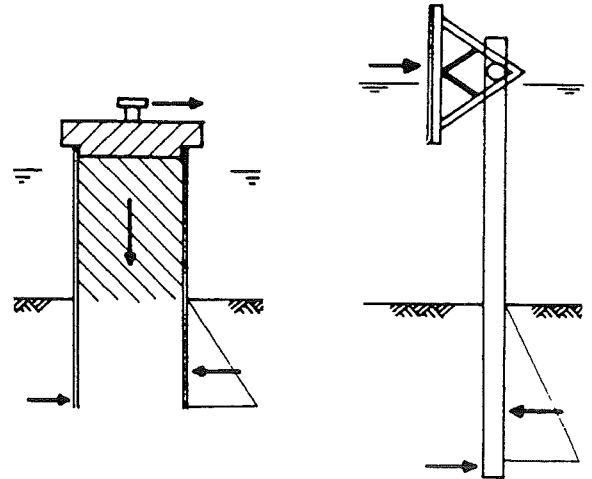


Fig. 201. "Lijnvormige" constructies

De fundering dient, behalve de horizontale belastingen (en het - verticale - eigen gewicht) ook het buigend moment op te kunnen nemen.

Is fundering op staal mogelijk (grond voldoende draagkrachtig), dan zal de resultante van alle op de constructie werkende krachten meestal binnen de kern van de voetplaat worden gehouden (grond kan **geen** trek opnemen). Deze eis **bepaalt** dan de afmetingen van de voetplaat. Aandacht zal moeten worden besteed aan de aansluiting tussen **opbouw** en voetplaat.

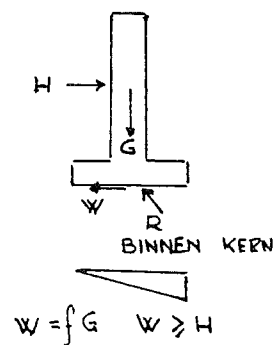


Fig. 202. Buiging

De "oplegging" van de paal kan ook als (gedeeltelijke) inklemming worden uitgevoerd. Actieve en passieve gronddruk worden door de uitbuiging van de paal gemobiliseerd. Er zal meestal rekening gehouden moeten worden met plastische vervorming van de grond, met name daar waar de paal het bodemoppervlak snijdt. De inklemming kan hierdoor verminderen.

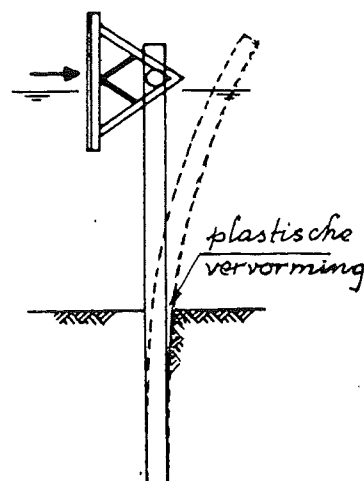


Fig. 203. Plastische vervorming van de grond

Door koppeling van palen kunnen horizontale krachten door meerdere palen worden opgenomen. Denk hierbij bijvoorbeeld aan een brugdek dat over meerdere pijlers doorloopt, of aan een steiger of een remmingwerk.

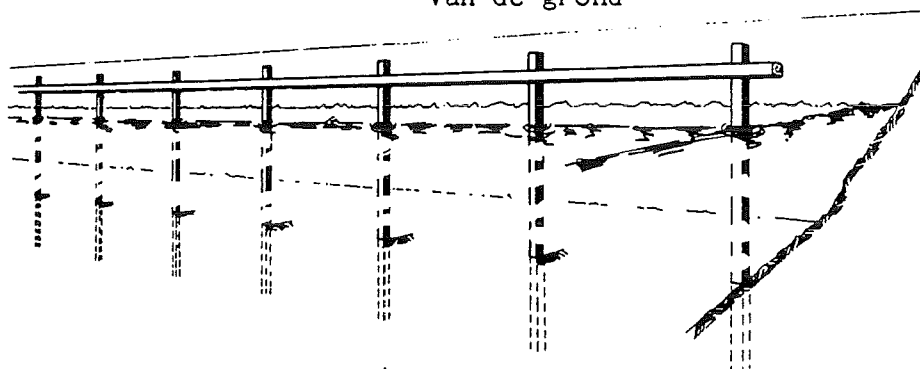


Fig. 204. Remmingwerk

Tenslotte kunnen de krachten worden opgenomen door een paalfundering zoals geschetst in fig. 110.

4.5.3. Vlakke constructies

4.5.3.1. Enkele wanden

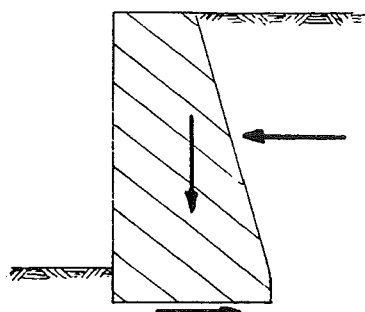
Vlakke constructies komen het meest voor als wanden die grond en soms ook water keren. Voorbeelden zijn resp. kademuren en vaste stuwen. Bij een schutsluis kan een wand een geleiding voor schepen vormen, waarbij dan vaak troskrachten in het vlak van de wand en loodrecht daarop moeten worden opgenomen.

De algemene eisen die aan een wand worden gesteld zijn, dat er horizontaal en vertikaal evenwicht moet zijn en dat er geen verdraaiing van betekenis mag optreden. De wand moet de verticale en/of horizontale belasting uit bovenbouw en eigen gewicht en uit grond- en/of waterdrukken overbrengen naar de fundering.

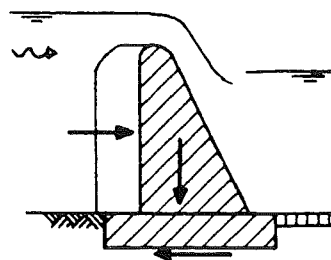
Wanden zullen in het algemeen wel enige vervorming te zien geven nadat de bouw voltooid is. Deze vervorming moet binnen de daarvoor gestelde grenzen blijven, ook na verloop van tijd.

Bij de wand zijn verschillende evenwichtsprincipes mogelijk:

- a. De gewichtsconstructie, die zijn evenwicht ontleent aan het eigen gewicht van de muur en die op staal is gefundeerd. De grond moet dan voldoende draagkracht bezitten. De resultante van de op de wand werkende krachten zal men binnen de kern van de dwarsdoorsnede willen houden. De funderingsreactie als gevolg van de horizontale belasting wordt door wrijving tussen de grond en de constructie geleverd.



Gewichtsmuur

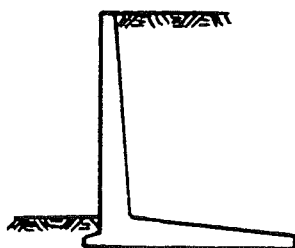


Vaste stuw

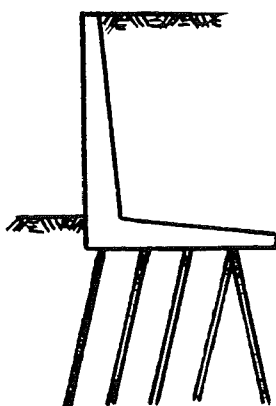
Fig. 205. Gewichtconstructies

- b. De L-muur die zijn evenwicht ontleent aan het eigen gewicht met het gewicht van de grond op de voetplaat die één geheel met de wand vormt. Daar de wand door de grond horizontaal belast wordt (zie ook paragraaf 4.3.3.7.) moet de overgang tussen wand en vloerplaat een inklemmingsmoment kunnen leveren.

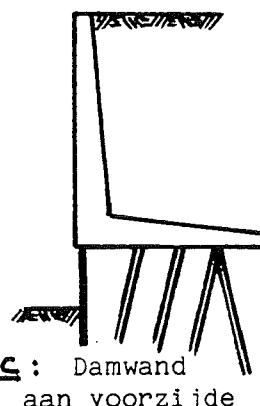
Een L-muur kan zowel op staal als op palen gefundeerd worden. In het laatste geval kan het een laaggelegen fundering zijn of een hooggelegen fundering met daaronder een damwand.



a: L-muur op staal

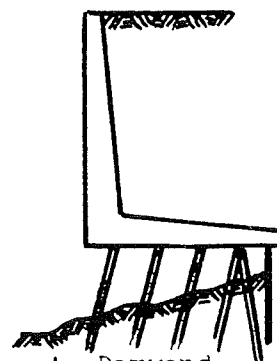


b: Laag gelegen fundering



c: Damwand aan voorzijde

Hoog gelegen fundering

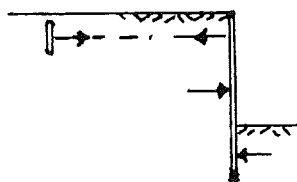


d: Damwand aan achterzijde

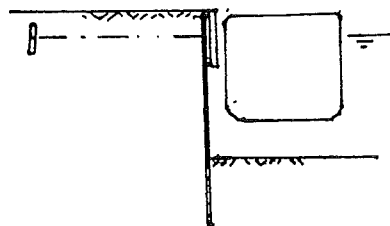
Fig. 206. L-muur in verschillende uitvoeringen [N.B.: Oplossing b wordt tegenwoordig minder vaak gekozen: het gewicht van de grond vraagt te veel palen. Bij oplossing c zal de vloer van de L-muur meestal hoger liggen dan hier geschetst: er wordt dan meer gebruik gemaakt van de reductie van de korreldrukken op de damwand door de ontlastvloer, zie ook par. 4.3.4. en Fig. 170. De juiste hoogteligging van de ontlastplaat is overigens onder meer een kwestie van kosten-optimalisatie.]

c. De verankerde damwand, die aan de bovenzijde door middel van een ankerstang of spankabel verbonden is met een ankerwand of -plaat of met een grout-lichaam. De horizontale ankerkracht wordt geleverd door het achter de damwand gelegen grondmassief. Aan de voet wordt de damwand gesteund door de passieve weerstand van de grond.

Bij het toepassen van een verankerde damwand als kadeconstructie is het opnemen van troskrachten (loodrecht op het vlak en in het vlak van de damwand!) een probleem. Bij grote te verwachten troskrachten houdt men de bolders vrij van de damwand.



Grondkerende damwand



Damwand als kadeconstructie

Fig. 207. Verankerde damwand

d. Bij kleine kerende hoogtes kan een in de grond ingeklemde damwand worden toegepast. Hierbij wordt het horizontale evenwicht ontleend aan de actieve en de passieve weerstand van de grond rondom de voet van de wand.

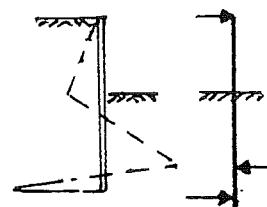


Fig. 208. Ingekleemde damwand

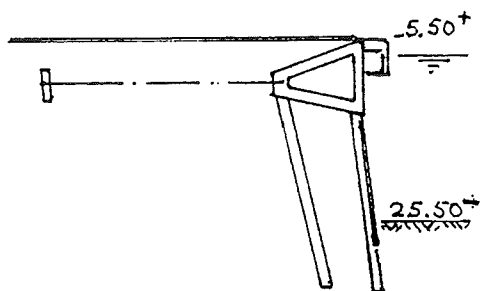


Fig. 209. Kademuur Europoort

Tot de grootste kademuur-constructies behoort die voor de uitbreiding voor ertsover-slag in Europoort (1983). De muur bestaat uit een betonnen bovenbouw met deltavorm, hoog 11,5 m en breed 14 m, met een naar voren hellende dragende damwand, waarvan de dragende elementen onder andere bestaan uit stalen buispalen, die 34 m lang zijn. De betonnen palen onder de bovenbouw hebben een diameter van 1,07 m en zijn 31 tot 36,5 m lang. Een deel van het horizontaal evenwicht wordt geleverd door een 5 m hoge ankerwand, die door kabels met de bovenbouw is verbonden.

De vloer van de delta werkt als ontlastplaat voor de korreldrukken op de damwand.

De damwand helt naar voren om de korreldrukken verder te reduceren.

De console aan de delta is voorzien van verticale houten wrijfstijlen en dient voorts om te voorkomen dat de onderzijde van schepen met de hellen- de damwand in aanraking komt.

4.5.3.2. Combinatie van twee wanden: de bak met open vloer

Een bak ontstaat als combinatie van twee tegenover elkaar geplaatste wanden. Zolang de wanden niet gekoppeld worden, gelden dezelfde evenwichtsprincipes als voor de enkele wand. Als grondwater een rol speelt, zal men steeds rekening moeten houden met in de bak dringend water vanuit het omliggende terrein en met daarmee mogelijk gepaard gaande ontgronding (piping) onder de wanden.

Past men deze bouwwijze toe bij schutsluizen, dan dient de vloer van de bak bestand te zijn tegen uit de vloer trekkend water, terwijl de toplaag bestand moet zijn tegen stroming (schroefstraal van motorschepen). Men komt er dan al gauw toe, een filterconstructie toe te passen.

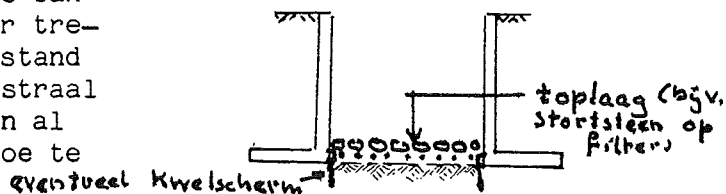


Fig. 210. Bak met open vloer

Waar er sprake is van belastingsymmetrie, worden de wanden aan de voet vaak op elkaar afgesteund door een stempeling die de horizontale belasting (gedeeltelijk) opneemt. Dit geldt voor grond- en waterdrukken achter de wanden die, verminderd met de waterdrukken vóór de wanden (in de kolk), normaal drukken in de stempeling geven.

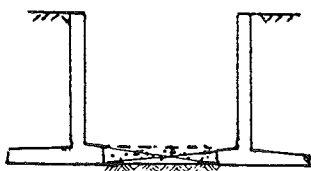


Fig. 211. Bak met stempeling aan de voet

Ook hier zal men de bodem van de bak dienen te beschermen tegen ontgronding.

Behalve aan de voet worden wanden aan de bovenzijde ook wel met een stempelraam op elkaar afgesteund. Deze constructie wordt wel toegepast bij bouwkuipen met beperkte breedte (tot 15 à 20 m). De verankering "naar achteren" zoals hiervoor is beschreven, is dan vervangen door een stempeling "naar voren".

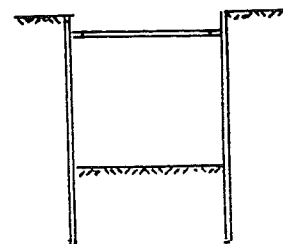


Fig. 212. Gestempelde bouwkuip

4.5.3.3. De monolietconstructie: wanden en vloer vormen één geheel

Als de wanden van een bak vast verbonden worden met een gesloten vloer, ontstaat een monolietconstructie. De vloer brengt nu niet alleen trek- en drukkrachten over, zoals bij de stempeling, maar ook momenten. De vloer

van de monolietconstructie moet (in voorkomende gevallen) de opwaartse waterdruk kunnen opnemen (Wet van Archimedes!) en kan, bij voldoende draagkracht van de grond, dienst doen als fundering. Indien gevaar voor opdrijving bestaat, zal men de bak moeten voorzien van trekpalen (vergelijk bijvoorbeeld fig. 123).

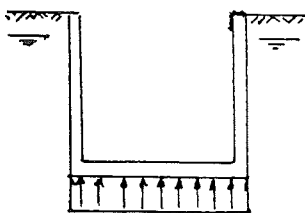


Fig. 213. Monolietconstructie tunnelinrit

Wegens het veel voorkomen van de bakconstructie, is in bijlage 2 van dit dictaat een voorbeeld van (een deel van) de berekening van dit type constructie opgenomen.

4.5.3.4. Combinaties van drie of meer wanden

Bij drie of meer wanden worden twee of meer tussenruimten gevormd. Er ontstaat een brede bak die door de tussenwand(en) is (zijn) onderverdeeld. Daarbij functioneren de buitenste wanden als grondkerende landhoofden.

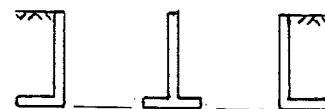


Fig. 214. Een tussenwand

Voor de buitenste wanden geldt hetgeen hiervoor is behandeld. De tussenwand(en) hebben geen grondkerende functie, maar dragen in voorkomende gevallen bijvoorbeeld wel belasting van een afsluitmiddel af. Een schuif wordt geleid in sponningen in de wand(en). De sponningen vormen tevens de opleggingen.

Bij een fundering op staal wordt de breedte van de voet van de wand of de vloer daaronder onder meer bepaald door de eis, dat de korrelspanningen onder de grens blijven waarbij ontoelaatbare zetting, of afschuiven of kantelen zou optreden. Men streeft er meestal naar, de resultante van de op de wand werkende krachten binnen de kern te houden.

Bij een fundering op palen moet het vereiste aantal palen kunnen worden geplaatst. Als minimum hart op hart afstand hanteert men wel $A = 4 \times d$, waarin A = h.o.h. afstand en d = paaldiameter.

Voor de vloer van de bak komen de eerder genoemde oplossingen in aanmerking:

- a. Een open vloer, opgebouwd als filter, met bijvoorbeeld ter plaatse van de onderaanslag van een schuif een vaste drempel.



Fig. 215. Tussenwand en open vloer

- b. Een gesloten vloer die opgelegd is in de buitenste wanden en die ook de opdrijvende kracht onder tegen de vloer moet kunnen opnemen.

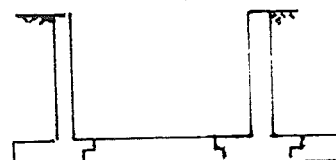


Fig. 216. Oplegging van de vloerdelen bij gesloten vloer

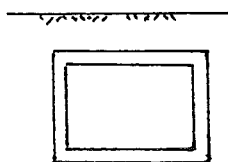
- c. Een monoliet, gevormd door vloeren en wanden. De tussenwanden hebben ook hier geen grondkerende functie maar ze moeten wel water kunnen keren bijvoorbeeld bij een sluis als een tussenruimte wordt drooggezet voor onderhoud of reparatie.



Fig. 217. Monolietconstructie met tussenwand

De keuze van de vorm en het aantal openingen hangt samen met de functie, zoals het debiet bij een doorlaatsluis, bij een stuw of bij een stormvloedkering. Voorts hangt de keuze af van de kosten van de vaste en de beweegbare constructiedelen, de kwetsbaarheid bij het gebruik en de eisen die volgen uit het onderhoud.

4.5.3.5. De koker



Een koker wordt gevormd door een combinatie van wanden, vloer en dak. Kokers komen enkel- en meervoudig voor. De wanden zijn hier gestempeld door de vloer en het dak. Het uitwendig evenwicht is meestal bepaald door belastingsymmetrie. Een open vloer, zoals bij bakconstructies zal bij kokers niet veel voorkomen.

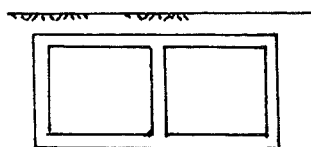


Fig. 218. Kokers

Kokers worden toegepast bij doorlaatsluizen, duikers, syfons en tunnels. Aquaducten, zoals in ons land toegepast bij de kruising van de rijksweg met de Gouwe en met de Ringvaart om de Haarlemmermeerpolder, kunnen hiertoe ook worden gerekend.

4.5.4. Het langsprofiel

Bij de genoemde constructievormen verdient ook de krachtsafdracht in langsrichting aandacht. Bij constructies die een verval keren, moet de belasting ten gevolge van de waterdruk die op het afsluitmiddel werkt, in de lengterichting van de vaste constructie worden afgevoerd. De vaste constructie is door dilatatievoegen onderverdeeld in moten, meestal van 20 à 25 m lengte, waardoor de langskrachten niet altijd over de volle lengte van de constructie kunnen worden afgevoerd. Zo zal bij een op staal gefundeerde schutsluis die naar één zijde kerend is, het bovenhoofd soms wel worden gesteund door de achterliggende kolk (Fig. 220), doordat de voeg (Fig. 219) na enige vervorming (te weten het „wegpersen“ van de asfaltbitumen) wat druk kan overnemen. De dilatatievoegen kunnen echter geen trek overbrengen, waardoor het benedenhoofd „zelfstandig“ op stabiliteit moet worden gecontroleerd.

Fig. 219. ZIE VOLGENDE BLADZIJDE

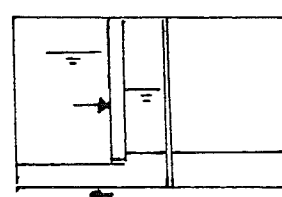


Fig. 220. Krachtsoverdracht vanuit het bovenhoofd naar de kolk

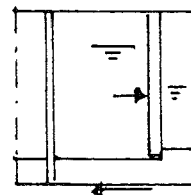


Fig. 221. Het benedenhoofd staat „op zichzelf“

Bij een fundering op palen, waar ten gevolge van de grotere stijfheid geen langskrachten via de dilatatievoegen worden overgedragen, wordt in bovenstaand voorbeeld ook het bovenhoofd als op zich zelf staand beschouwd.

Bij een afgezonken tunnel worden de waterdrukken die tijdens de bouwphase op de kopschotten werken, later omgezet in blijvende drukkrachten in de veerkrachtige rubber "gina" profielen tussen de elementen. In de beide eindvlakken van het afgezonken gedeelte worden deze langskrachten opgevangen door de landhoofden. Deze zijn meestal op palen gefundeerd. De achter de landhoofden gelegen moten van de bakvormige opritten doen soms mee in de afdracht van deze "ginakracht", doordat de vloeren en wanden koud tegen elkaar steunen (bij tunnels wordt vaak geen asfaltbitume aangebracht op de voegvlakken)

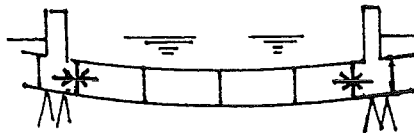
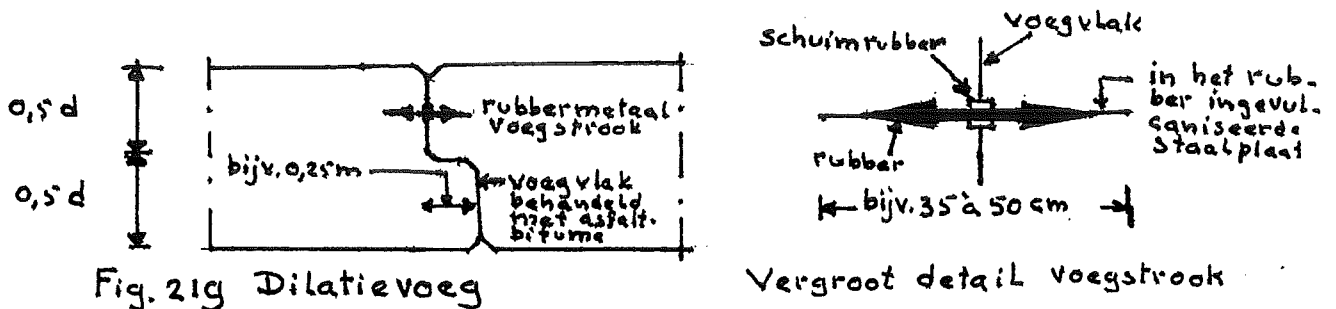


Fig. 222. Afdracht "ginakracht"



Toelichting dilatatievoeg (zie ook par. 4.6.5) :

- de wapening stopt aan beide zijden van het voegvlak
- het voegvlak van de eerst gestorte moot wordt vaak bestreken met asfaltbitume (orde 2mm dikte) om aanhechting te voorkomen met het beton van de tweede moot. Soms wordt tempex (orde 10mm dikte) gebruikt als scheiding. Bij tunnels soms in het geheel geen scheiding. Daar moet een zeer vlakke afwerking van het beton voegvlak van de eerste moot aanhechting voorkomen.
- het rubber, dat zorgt voor de water- en grondichting, laat door te vervormen, te verlengen - bewegingen van de moten in langsrichting toe. Het schuimrubber garandeert een grotere lengte, waarover het rubber kan vervormen, (ook al is er nauwelijks aanhechting tussen rubber en beton) en wordt vooral gebruikt voor de "cement-water-dichte" aansluiting van de bekisting van het voegvlak op het rubber bij het storten van de eerste moot.
- indien geen staalplaten zouden zijn ingevulcaniseerd in het rubber van de Voegstrook, zou lekkage kunnen optreden als water tussen beton en rubber doorsijpelt (er is nauwelijks of geen aanhechting tussen beton en rubber). Bij waterbouwkundige kunstwerken, waar ter weerszijden van wand, dak of vloer vaak grote waterdrukverschillen voorkomen, wordt daarom een staalplaat ingevulcaniseerd in de Voegstrook: tussen beton en staal is er wel aanhechting en het water wordt daardoor gestopt.

In de utiliteits- en wegenbouw, waar de waterdrukverschillen meest kleiner zijn, wordt als regel geen staalplaat ingevulcaniseerd.

4.6. Aansluitingen

4.6.1. Inleiding

In het voorgaande zijn mogelijkheden besproken voor de hoofdropzet van de vaste constructiedelen. Bij het ontwerpen dient ook aandacht te worden besteed aan de aansluitingen van de constructie op het omringende grondmassief (onder- en achterloopsheidsschermen, vleugelmuren, etc.) en aan de bewegende delen (afsluitmiddelen e. d.).

Om de nadelige gevolgen van ongelijke zettingen^{etc.} te beperken, wordt de vaste constructie zelf meestal opgebouwd uit moten, gescheiden door dilatatievoegen.

4.6.2. Onder- en achterloopsheidsschermen

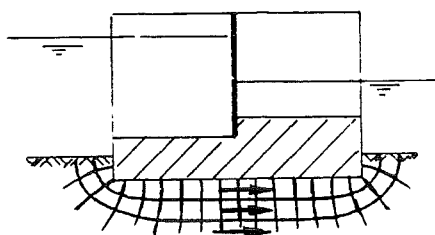


Fig. 223. Grondwaterstroming onder een kunstwerk

Aangezien grond een poreus medium is, zal bij waterkerende constructies altijd ook een watertransport door de grond onder het kunstwerk plaatsvinden. De snelheden en hoeveelheden hiervan kunnen worden bepaald met de bekend veronderstelde theorie van de grondwatermechanica.

Hiermee is het mogelijk, op diverse plaatsen de stabiliteit van gronddeeltjes te controleren. De krachten die op de gronddeeltjes werken zijn: het eigen gewicht, de opwaartse kracht en de stromingsdruk.

In het bovenstaande werd ervan uitgegaan, dat de grond strak tegen de onderzijde van het kunstwerk aansluit. Mocht dit bij funderingen op staal door ongelijke zettingen al twijfelachtig zijn, bij funderingen op harde elementen als palen of putten is zetting van de grond onder de constructie zeker niet ondenkbeeldig. Hier moet zelfs op een spleet tussen de constructie en de grond gerekend worden. In deze spleet is de weerstand voor de waterstroming gering, **zodat** het water daar met relatief hoge snelheid van het hoge naar het **lage niveau** zal bewegen. Ontgronding en daarmee afname van de weerstand en **dus** toename van de watersnelheid kan via een steeds groter wordende **spleet** tot het uiteindelijk bezwijken van het kunstwerk leiden.

Dit proces wordt aangeduid met "onderloopsheid", in het Engels "piping" genoemd. Het verschijnsel treedt niet **alleen** op onder het kunstwerk, maar ook aan de zijkanen. Men spreekt **dan van** "achterloopsheid".

Een eerste mogelijkheid **om deze** ongewenste verschijnselen te elimineren, is het maken van een **filterconstructie** aan de benedenstroomse zijde van het kunstwerk.

Een andere mogelijkheid **is het** verkleinen van de doorlatendheid van het grondmassief. Hiertoe **kan men de** doorlatendheidscoëfficiënt van de grond verkleinen door **injectiemiddelen** in de ondergrond te brengen. Dit is in het algemeen een dure **en daardoor niet reële oplossing**.

Men kan voorts de kwelweg verlengen. Dit is op twee manieren te realiseren:

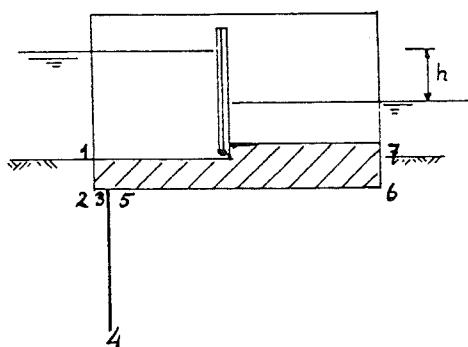
- door het kunstwerk te verlengen.
- door onder en naast het kunstwerk verticale schermen loodrecht op de stroomrichting aan te brengen. (Deze oplossing is aangegeven in paragraaf 4.1)

Het verlengen van het kunstwerk zelf, dus van de betonnen bak of koker, is een mogelijkheid die door de daarmee gepaard gaande hoge kosten meestal niet in aanmerking zal komen. Een variant is het aanbrengen van een dichte bekleding over een gedeelte van het aansluitende kanaal- of riviervak. Bij voorkeur zal de dichte bekleding aangebracht worden aan de zijde van het hoge waterniveau, omdat daar het opdrukken van de bekleding door het grondwater geen rol speelt. Het leidt tevens tot kleinere drukken onder de vloer van het kunstwerk dan bij het aanbrengen van een dichte bekleding aan de zijde van het lage waterniveau.

Meestal wordt de voorkeur gegeven aan het plaatsen van damwandschermen (onder- en achterloopschermen), die minder kwetsbaar en (in Nederlandse omstandigheden) veel minder kostbaar zijn dan de eerder genoemde mogelijkheden.

Over de bepaling van de lengte van de schermen heerst nog grote onwetendheid. Verschillende berekeningsmethoden, van zeer grof tot zeernauwkeurig, zijn in zwang. Ze hebben alle de eigenschap, dat ze niet exact zijn. Alleen de eenvoudigste worden hier genoemd, voornamelijk omdat ze de problematiek goed illustreren en omdat ze snel een indruk geven over de orde van grootte van het effect van de maatregel. Voor de meer ingewikkelde methoden wordt verwezen naar de literatuur (bijvoorbeeld de methoden van Pavlovsky en Chugaev).

De methode van Bligh



De methode is gebaseerd op de veronderstelling dat het drukverschil langs de stroomlijn aan de onderzijde van de constructie (in fig. 224 het traject 1-2-3-4-5-6-7) evenredig is met de lengte van de kwelweg, ongeacht of deze een horizontaal, een vertikaal of een schuin verloop heeft. In formulevorm:

$$h = \frac{1}{C_B \times L}$$

waarin: h = verval over de constructie
 C_B = een constante, afhankelijk van de grondsoort
 L = totale kwelweg.

Fig. 224. Kwelweg volgens Bligh

Bligh neemt een **veiligheidscoëfficiënt van 1,5** in acht, zodat moet gelden:

$$L \geq 1,5 \times C_B \times h.$$

In zijn boek: The practical design of irrigation works,
Constable & Company Limited, London 1925,
pp. 165, 166,

worden voor verschillende grondsoorten de bijbehorende C_B - waarden
gegeven, bijvoorbeeld voor:

zeer fijn slib: $C_B = 18$
fijn zand 15
grof zand 12
grind met zand 5 à 9

Zoals gezegd is de methode erg grof en hij geeft juist bij niet- afgeronde
hoeken onjuiste snelheden. (De stroomlijnen lopen daar zeer dicht bij
elkaar.) Eén en ander wordt geïllustreerd aan de hand van een voorbeeld.

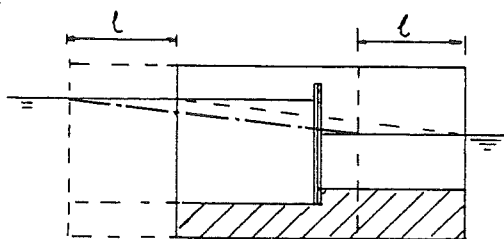


Fig. 225. Stijghoogte van
het grondwater

In fig. 225. is het verloop van de druk-
hoogte ter plaatse van de fundering aange-
geven met een - - - - lijn. Hieruit
blijkt, dat de vloer moet worden gedimen-
sioneerd op een opwaartse kracht.

Wordt aan de laagwaterzijde de vloer over
een lengte l ingekort en wordt deze lengte
aan de hoogwaterzijde aangebracht, dan
verschuift de drukhoogtelijn ook over deze
lengte l naar links. Dit is in fig. 225.
aangegeven met een - • - • - • - lijn.

De druk onder de vloer aan de laagwaterzijde wordt dus verminderd als de
vloer t.o.v. het afsluitmiddel naar de hoogwaterzijde verschoven wordt.
Weliswaar ondervindt de aangebrachte bovenstroomse vloer een grotere op-
waartse druk, doch hier is ook een grote neerwaartse belasting door het
water aanwezig.

De bovenstrooms aangebrachte vloer kan vervallen als onder de constructie
een damwand wordt geslagen met een lengte gelijk aan de halvelengte van de
vloer. De plaats van deze damwand is bepalend voor de grootte van de druk
onder de vloer: hoe verder naar de rand aan de hoogwaterzijde, des te la-
ger de opwaartse waterdruk op de vloer aan de laagwaterzijde. In het
algemeen geldt, dat plaatsing zoveel mogelijk aan de hoogwaterzijde
gunstig is in verband met de stabiliteit van het constructieonderdeel
(bijvoorbeeld een sluishoofd). Dit laat echter onverlet, dat het achter-
loopsheidsscherm in één vlak met het onderloopsheidsscherm moet liggen.

Het achterloopsheid moet aansluiten tegen de zijwanden
van het kunstwerk (zie ook Fig. 109).

De methode van Lane.

Lane heeft de theorie van Bligh aangevuld op basis van een onderzoek aan ruim 200 dammen van metselwerk. Hij stelt, dat vertikaal geplaatste constructiedelen meer weerstand bieden tegen stroming dan horizontale. Hellingen groter dan 45° worden geacht vertikaal te zijn, hellingen kleiner dan 45° horizontaal.

Zijn voorstel is, de horizontale vlakken slechts voor $\frac{1}{3}$ deel mee te rekenen.

Volgens Bligh was:

$$C_B = \frac{\sum L_{\text{vert.}} + \sum L_{\text{hor.}}}{h}$$

terwijl Lane stelt:

$$C_L = \frac{\sum L_{\text{vert.}} + \sum \frac{1}{3} L_{\text{hor.}}}{h}$$

Op grond van deze veronderstelling ondergaan ook de grondconstanten wijzigingen. In zijn artikel: "Security from seepage", gepubliceerd in "Transactions of the American Society of Civil Engineers", vol. 100, pg. 1257 geeft hij de volgende waarden:

zeer fijn zand of silt:	$C_L = 8,5$
fijn zand	7,0
middelfijn zand	6,0
grof zand	5,0
fijn grind	4,0
etc.	

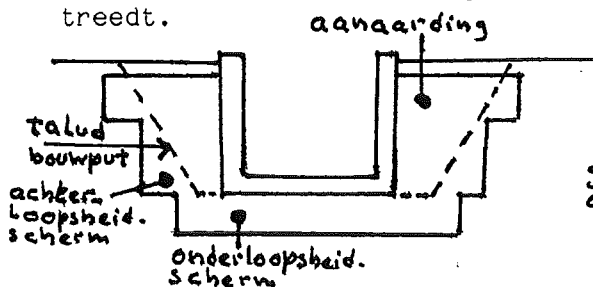
De vertikale en horizontale vlakken mogen echter alleen volledig resp. voor $\frac{1}{3}$ deel in rekening worden gebracht als aan de volgende voorwaarden is voldaan:

1. Het bouw materiaal moet direct aansluiten tegen de ongeroerde omtrek van de sleuf. Zo moet in breedterichting het scherm de volledige aanvulling van de bouwput doorsnijden (zie fig. onderaan deze bladzijde).
2. De wanden moeten dicht zijn en waterdicht aansluiten op de vloerplaat.

Indien op een echte spleet onder de constructie moet worden gerekend, dus bij een fundering op palen mag de kwelweg langs de bodemplaat in het geheel niet worden meegerekend, tenzij maatregelen worden genomen ter afsluiting van deze spleet. (Dit kunnen bijvoorbeeld enige korte damwandschermen met lengten van bijvoorbeeld 1 m onder de vloer zijn.)

De tweede voorwaarde legt een grote verantwoordelijkheid bij het uitvoerend en toezichthoudend personeel.

In het algemeen leidt de methode van Bligh tot een langere benodigde kwelweg en daarmee tot langere damwandschermen dan de methode van Lane. In Nederland wordt meestal de methode van Lane gehanteerd, omdat de ervaring heeft geleerd dat ondermijning door onderloopsheid dan meestal niet optreedt.



De schermen worden doorgezet tot in de ongeroerde grond (dus tot buiten het talud van de bouwput, omdat de aanvulling (de geroerde grond) als regel een grotere doorlatendheid (k) heeft dan de ongeroerde grond.

Voor het bepalen van de opwaartse waterdruk wordt voor een globaal ontwerp en bij een stationair verval uitgegaan van de veronderstelling, dat de stijghoogte langs de kwelweg lineair afneemt tussen de hoogwater- en de laagwaterzijde. De kwelweg is daarbij gedefiniëerd als de lengte van het contactvlak van de constructie met de ondergrond. (Voor een constructie met één onderloopsheidsscherm is de totale lengte van de kwelweg: $2 \times \text{vloerdikte} + 2 \times \text{inheidiepte van het damwandscherm} + 1 \times \text{vloerlengte}$.) Voor meer gedetailleerde berekeningen wordt gebruik gemaakt van grondwaterstromingsberekeningen.

4.6.2.3. Aansluiting van de damwand op de vloer

Bij de aansluiting van de damwand op de vloer moet onderscheid gemaakt worden tussen de oplossing bij een fundering op staal en bij een fundering op **palen**.

Bij een fundering op staal zal de vloer mogelijk meer willen zakken dan de damwand. Daardoor ontstaat het gevaar, dat de vloer op de damwand gaat dragen, hetgeen ongewenste momenten in de vloer zal veroorzaken. Om te voorkomen dat de vloer op de damwand gaat dragen, wordt meestal een samendrukbaar materiaal, bijvoorbeeld **schuimplastic** op de kop van de damwand geplaatst. (Zie fig. 226.)

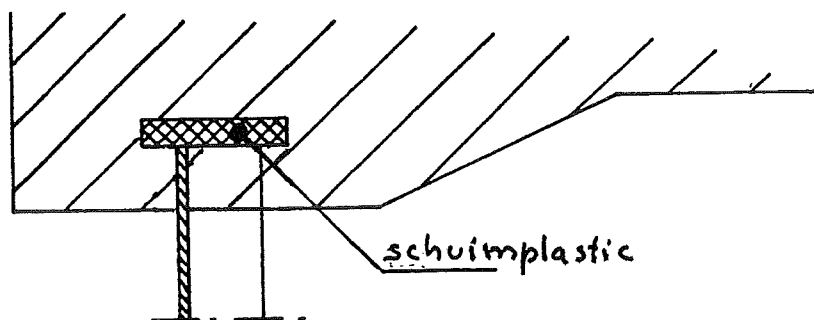


Fig. 226. Aansluiting onderloopsheidsscherm aan vloer bij fundering op staal

Bij een fundering op **palen** is het denkbaar, dat de grond onder het kunstwerk iets zakt. De vloer van het kunstwerk volgt deze zakking niet, omdat hij is opgelegd op de harde elementen. Door de negatieve kleef op de damwand zou het onderloopsheidsscherm naar beneden kunnen worden getrokken, waardoor een opening tussen de bovenkant van de damwand en de onderkant van de vloer zou kunnen ontstaan. In dat geval moet men ervoor zorgen, dat de damwand goed in de vloer verankerd wordt.

De aansluiting van het achterloopsheidsscherm aan de zijkant van de constructie wordt meestal verkregen door een gedeelte van een damwandplank in te betonneren. Het slot steekt dan buiten de constructie uit en vormt de aansluiting met de eerste plank van het te heien achterloopsheidsscherm.

4.6.2.4. Plaats van de damwandschermen

Voor de stabiliteit van bijvoorbeeld een sluishoofd is het o. a. noodzakelijk dat er geen afschuiving optreedt. Hierbij wordt **Vaak een** veiligheidscoëfficiënt van **1,2 à 1,5** gehanteerd.

$$1,2 \text{ à } 1,5 \times H \leq V \tan \phi$$

waarin: H = resulterende horizontale belasting
V = resulterende vertikale belasting
 ϕ = hoek van inwendige wrijving van de ondergrond

Als tweede eis wordt vaak gesteld, dat de resultante van horizontale en vertikale belasting binnen de kern (het middelste **1/3** deel bij een rechthoek) van de basis valt en dat de vertikale korreldrukken beneden de toelaatbare waarde blijven.

Hoe kleiner de waterdruk onder het kunstwerk is, des te beter wordt voldaan aan bovenstaande eisen. Dit geldt overigens niet alleen voor een fundering op staal maar ook voor een fundering op harde elementen. Het damwandscherm kan daarom het best geplaatst worden aan de hoogwaterzijde van het bovenhoofd.

Zijn er grotere vervallen aanwezig, dan zal men de kwelweg nog verder willen verlengen. Dit kan meestal door de plaatsing van een tweede scherm, nu aan de bovenstroomse zijde van het benedenhoofd (mits de kolkbodem en -wanden waterdicht aan de hoofden verbonden zijn). Juist het benedenhoofd is gebaat bij een verdere verlaging van de opwaartse druk, omdat dit sluishoofd niet wordt gesteund door de aangrenzende schutkolk (zie paragraaf 4.5.4.).

Ten overvloede wordt opgemerkt, dat bij aanwezigheid van een ondoorlatende laag op betrekkelijk geringe diepte onder de vloer, het onderloopsheidscherm tot in die laag zal reiken, los van de eerder gegeven berekeningswijze.

4.6.3. Vleugelmuren

Een veel voorkomende overgang tussen kunstwerk en grondwerk is een vleugelmuur, die bijvoorbeeld als stalen damwand wordt uitgevoerd. Het grondwerk zal nog **inlinken** na de aanvulling en de damwand wordt hierin meegenomen door de **negatieve kleeft**. Als het kunstwerk onderheid is, moet de aansluiting van de **damwand op** de constructie zo gedetailleerd worden, dat de damwand kan zetten **zonder** dat de grond- en eventueel waterdichte aansluiting met het **kunstwerk verloren** gaan.

4.6.4. Fundering op palen

De aansluiting tussen **vloer en palen verschilt** voor palen die uitsluitend op druk worden belast **en palen die** ook op trek worden belast.

Bij drukpalen neemt men **na het "smellen"** van de paalkoppen de vrijkomende wapening of het **voorspanstaal van** de betonpaal op in de vloer. Voor een goede bescherming van de **wapening tegen** corrosie is het gewenst ook de paalkop zelf over ca. 30 **à 35 mm** in de vloer op te nemen.

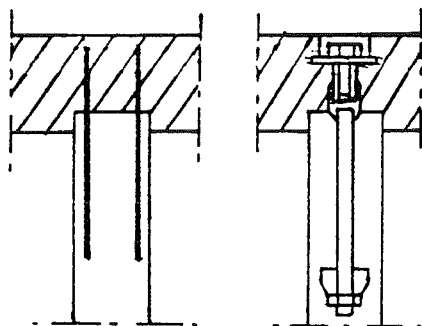


Fig. 227. Verbindingen met de vloer bij trekpalen

Bij betonnen trekpalen is bovenin de paal extra wapening aanwezig die de trekkracht overbrengt naar de vloer. Soms is de paal voorzien van één zware voorspanstaaf die met een in de vloer op te nemen voorspananker de onderzijde van de vloer tegen de paal spant. De gedachte is, corrosie van de wapening via een eventueel optredende spleet tussen vloer en paal te verhinderen.

Het bovenstaande heeft betrekking op geprefabriceerde betonnen palen. Voor in de grond gevormde palen worden andere verbindingen toegepast (zie ook colleges Funderingstechniek), waarbij overigens dezelfde eisen gelden, n. l. het overbrengen van krachten en bescherming van de wapening.

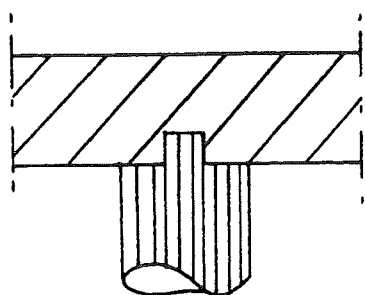


Fig. 228. Verbinding houten drukpaal en vloer

Bij houten palen moet de bovenkant van het hout onder de laagst voorkomende grondwaterstand liggen, anders rot het weg. Tenzij men betonnen opzetters toepast, wordt de hoogte van de onderkant van de vloer in dit geval door het laagste grondwaterpeil bepaald.

Bij houten drukpalen wordt de bovenkant van de paal afgezaagd op de hoogte van de toekomstige vloer, met handhaving van een korte pen die in de vloer steekt. (Zie fig. 228.)

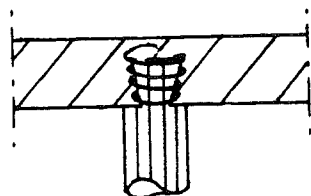


Fig. 229. Verbinding houten trekpaal en vloer

Bij houten trekpalen wordt aan de paalkop een bloempot als zwaluwstaart gehakt. Hierom wordt een spiraalwapening gelegd voor een betere verbinding tussen de betonvloer en de trekkop.

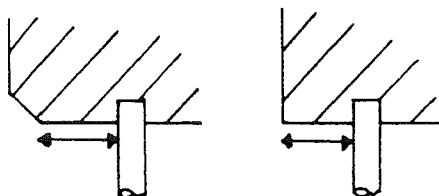


Fig. 230. Afstand tussen paal en zijkant van de constructie

Met het oog op misheien moet er voldoende ruimte zijn tussen de zijkant van de constructie en de paal of de damwand.

Soms wordt een **fundering op staal** aan de ondergrond verankerd met trekankers om opdrijven tegen te gaan.

F grote trekspanningen optreden, dat in de wanden doorgaande scheuren ontstaan. Bij tunnels is de daardoor veroorzaakte lekkage onacceptabel en moeten voorzieningen worden getroffen, die overigens in dit college niet worden behandeld.

4.6.5. Dilatatievoegen

Kunstwerken worden in moten van 18 à 25 m lengte verdeeld door dilatatievoegen. Deze verhinderen, dat door **krimp**, temperatuurswisselingen en ongelijke zettingen optredende trekspanningen, scheuren ontstaan. Bedoelde scheuren lopen, in tegenstelling tot buigingsscheuren, door de volle dikte van de constructiedelen (vloeren, wanden, etc.). Ze kunnen aanleiding geven tot ernstige aantasting van de wapening en (bijvoorbeeld bij tunnels) tot lekkage. Ook dilatatievoegen verhinderen niet dat er als gevolg van hydratiewarmte in de later dan de vloer gestorte wanden dusdanig F Aan dilatatievoegen worden velerlei eisen gesteld.

Zo moeten de moten ter weerszijden van de voeg **vrijheid** bezitten tot:

1. verkorting (t. g. v. krimp, wintertemperaturen, etc.)
2. verlenging (t. g. v. bijvoorbeeld zomertemperaturen)
3. rotatie (als gevolg van ongelijke zettingen)

In de voeg moet **verhinderd** worden dat:

4. horizontale en verticale verplaatsingen van de moten loodrecht op de lengteas van de constructie optreden. (Merk op, dat de verplaatsingen, bedoeld onder 1. en 2. betrekking hebben op de richting **in** de lengteas van de constructie). Zo zijn bijvoorbeeld bij een tunnel verticale "sprongen" in het wegdek ontoelaatbaar. Bij een sluis zijn verschillende verplaatsingen van de wanden van de moten niet te tolereren, omdat dan uit- en inspringende hoeken zouden ontstaan. Deze zouden dan kunnen worden aangevaren en beschadigd.)
5. lekkages en grondverplaatsingen optreden. Deze worden tegengegaan door in de voegen rubber- metalen profielen op te nemen die water en grond-dichtheid waarborgen en vervormingen niet verhinderen. (Zie fig. 219 en de daarbij behorende toelichting op bladzijde 65).

Ontwerp en uitvoering vragen veel zorg: als het beton in de hoeken niet goed verdicht is, ontstaan bij het rubberprofiel grindnesten die later een lekweg vormen.

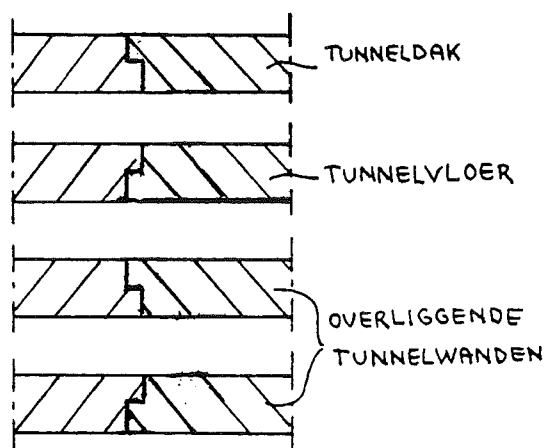


Fig. 231. Dilatatievoeg bij tunnels

(N.B. de rubbermetaal voeg-stroken zijn niet getekend)

De combinatie van de onder 1. t/m 4. genoemde eisen leidt bij tunnels voor de wanden, het dak en de vloer tot het toepassen van enkelvoudige tanden. (Dat zijn tanden, waarbij dwarsverplaatsing in één richting loodrecht op de lengteas mogelijk en in de andere richting loodrecht op de **lengteas** onmogelijk is.) Door deze tanden spiegelsymmetrisch te oriënteren in tegenover liggende constructiedelen ontstaat een vaar- en moerverbinding, die ongelijke verplaatsingen in dwarsrichting van de tunnelmoten voorkomt.

In de wanden van sluiskolken die als monolietconstructie zijn uitgevoerd wordt vaak een dubbele tand (dwarsverplaatsingen in beide richtingen onmogelijk) aangebracht. De doorbuigingen van een aan de voet ingeklemde wand zijn groter dan bij een aan onder- en bovenzijde ingeklemde wand. Daardoor is de kans op ongelijke doorbuigingen groter. Een enkele tand kan deze ongelijke doorbuigingen niet altijd verhinderen, een dubbele tand wel. (Zie fig. 232. boven.)

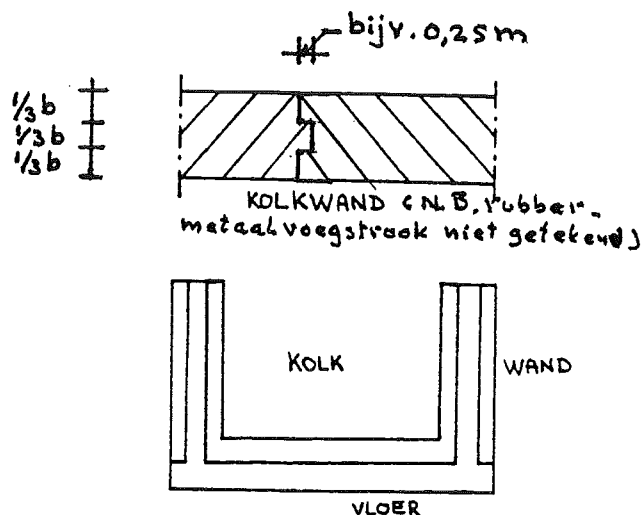


Fig. 232. Dilatatievoeg bij een sluiskolk (aanzicht voegvlak en doorzichte kolkwand)

In de vloer van sluiskolken die als monoliet zijn uitgevoerd wordt meestal een enkelvoudige tand aangebracht. Ongelijke verplaatsingen in verticale zin zijn toelaatbaar, omdat schepen niet de bodem raken. De enkele tand (zie fig. 232. onder) wordt hier toegepast, omdat daarmee het gevaar van grindnesten in de vloer wordt vermeden. (Onder een horizontaal vlak is het moeilijk, beton van goede kwaliteit aan te brengen.)

In het bovenstaande zijn enige oplossingen aangedragen waarmee aan de eisen, genoemd onder 1. t/m 4. kan worden voldaan. Voor eis 5. zullen de genoemde voegconstructies moeten worden voorzien van rubber- metalen voegprofielen.

(en de wapening ter waarszijden)

De tanden maken de voegen bewerkelijk en duur. Men zal dus vlakke voegen zonder tand toepassen als de situatie er zich voor leent, zoals bij een fundering op palen of op goed verdicht zand waar geen ongelijke zettingen worden verwacht. Daarbij moet echter aandacht worden besteed aan de voeg tussen die delen van de constructie, waarbij wel ongelijke verplaatsingen zijn te verwachten, zoals bijvoorbeeld tussen een kolkwand en een veel zwaarder geconstrueerd sluishoofd. In deze voeg zal wel een tand moeten worden aangebracht. (Zie fig. 233.)

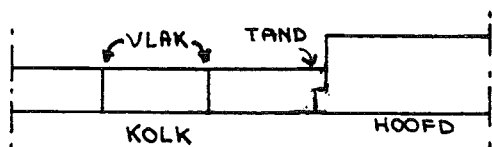


Fig. 233. Tand bij overgang kolk - sluishoofd

4.6.6. Aansluiting tussen beton- en staalconstructie

De maatnauwkeurigheid van betonconstructies die ter plaatse in een bekisting worden gestort, moet in tientallen millimeters worden uitgedrukt. Voor de aan te brengen staalconstructies als aanslaglijsten, draaipunten voor deuren, etc., is echter een nauwkeurigheid van enkele millimeters vereist.

De aansluiting wordt wel verkregen door in het betonwerk sparingen op te nemen, waarin later na verharding en ontkisting van het beton, de staalconstructies nauwkeurig kunnen worden gesteld. De sparingen worden vervolgens met beton gevuld en afgewerkt.

De staalleverancier levert voor in te storten bouten wel stalen mallen die nauwkeurig overeenstemmen met de gaten voor de later te stellen staalconstructie.

4.7. ~~uitvoering en~~ onderhoud

~~De uitvoering van waterbouwkundige kunstwerken kenmerkt zich doordat men rekening moet houden met de aanwezigheid van water (ook grondwater) en soms door grote afmetingen.~~

~~De tijdelijke verlaging van de grondwaterstand, al of niet in combinatie met retourbemaling, stuit vaak op bezwaren van andere belanghebbenden. Er kan schade worden toegebracht aan gebouwen (zettingen kunnen scheuren veroorzaken in gebouwen) en/of aan de landbouw (verlaging van het freatisch vlak vermindert de vochtvoorziening voor gewassen). Daarom werkt men wel in de natte, waarbij of ter plaatse wordt gebouwd, of waarbij men gebruik maakt van geprefabriceerde elementen.~~

~~In het eerste geval maakt men in een bouwkuip de fundering onder water. De werkzaamheden zijn dan: ontgraven, eventueel heien van palen en aanbrengen van de wapening en storten van onderwaterbeton. Na verharding van de vloer wordt de bouwkuip leeggepompt en bouwt men in de droge verder.~~

~~Bij een prefab-bouwwijze wordt de constructie in zijn geheel of in delen elders gebouwd, bijvoorbeeld in een bouwdom, en vervolgens ter plaatse in het werk gezet. Dit wordt soms gecombineerd met de werkwijze van een pneumatisch caisson of open put. Voor het plaatsen en afzinken van de pijlers van de Stormvloedkering Oosterschelde op de te voren onder water gebedeelde fundering, zijn speciale drijvende vaartuigen ontworpen.~~

Kunstwerken in een nat milieu zijn in sterke mate blootgesteld aan aantasting. Bij beton vraagt dit om een sterke kwaliteitscontrole tijdens de uitvoering en om voldoende dekking op de wapening, vooral omdat sommige delen van de constructie nooit meer in het zicht komen. Bij staal moet de bescherm laag volkomen gaaf zijn.

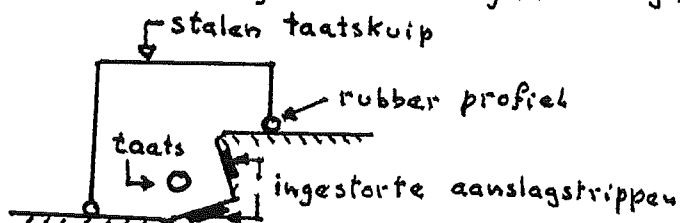
Ten behoeve van inspectie en onderhoud kan het nodig zijn, de constructie af te onderdelen daarvan, na ingebruikneming weer droog te zetten. **F**

Bij kleine sluizen kan het gehele sluishoofd worden drooggezet met behulp van schotbalken die in sponningen worden neergelaten. Soms geldt dit ook voor de kolk.

Om de functie niet volledig te stremmen, zal men bij voorkeur een meervoudige oplossing kiezen: twee of meer doorlaatopeningen in plaats van één. Bij onderhoud kan dan om en om één doorlaatopening buiten bedrijf worden gesteld.

Onderhoudsaspecten dienen dus van af het begin in het ontwerp te worden betrokken.

F Voor de taats (het in de vloer ingestorte onderdraaipunt) en de zij-aanslagen in de wand van puntdeuren gebruikt men daarvoor wel eens een zogenaamde taatskuip. Een stalen kuip die - na verwijdering van de deuren - tegen de wand en op de vloer wordt geplaatst. Na leegpompen kunnen taats en aanslagen worden onderhouden. De waterdruk drukt de kuip daarbij tegen de wanden, waardoor met behulp van rubberprofielen een waterdichte aansluiting ontstaat. Langs de bodem zijn andere afdichtingsvoorzieningen nodig.



F. damwand moet dan anders dan in deze berekening, naast het buigend moment ook een normaal kracht opnemen en waarschijnlijk dieper wordt ingeheid voor een grotere draagkracht.

BIJLAGE 1. Voorbeeld van een berekening van een damwand onder een ontlastvloer

Deze bijlage heeft tot doel:

- De werking van een ontlastvloer te verduidelijken.
- Een voorbeeld te geven van het "omrekenen van verticale naar horizontale gronddrukken".
- De damwandberekening volgens de methode Blum (1931) te introduceren voor het geval van een aan de kop verankerde en aan de voet volledig ingeklemde damwand.

1. Probleemstelling

Een kademuur wordt uitgevoerd als in fig. 1 - 1 is aangegeven. De grondparameters zijn naast de figuur vermeld. De L - muur is gefundeerd op palen, die tot in de draagkrachtige zandlaag zijn geslagen. De damwand wordt geacht aan de bovenzijde door de betonnen L - muur alleen horizontaal gesteund te worden. De damwand is dus NIET ingeklemd in de L - muur en draagt geen verticale belasting. **C.N.B. Het is niet ongebruikelijk de damwand als verticaal dragend element te gebruiken. De voorste palenrij komt dan te vervallen. De F** Gevraagd wordt, de lengte van de damwand te berekenen en het vereiste profiel vast te stellen.

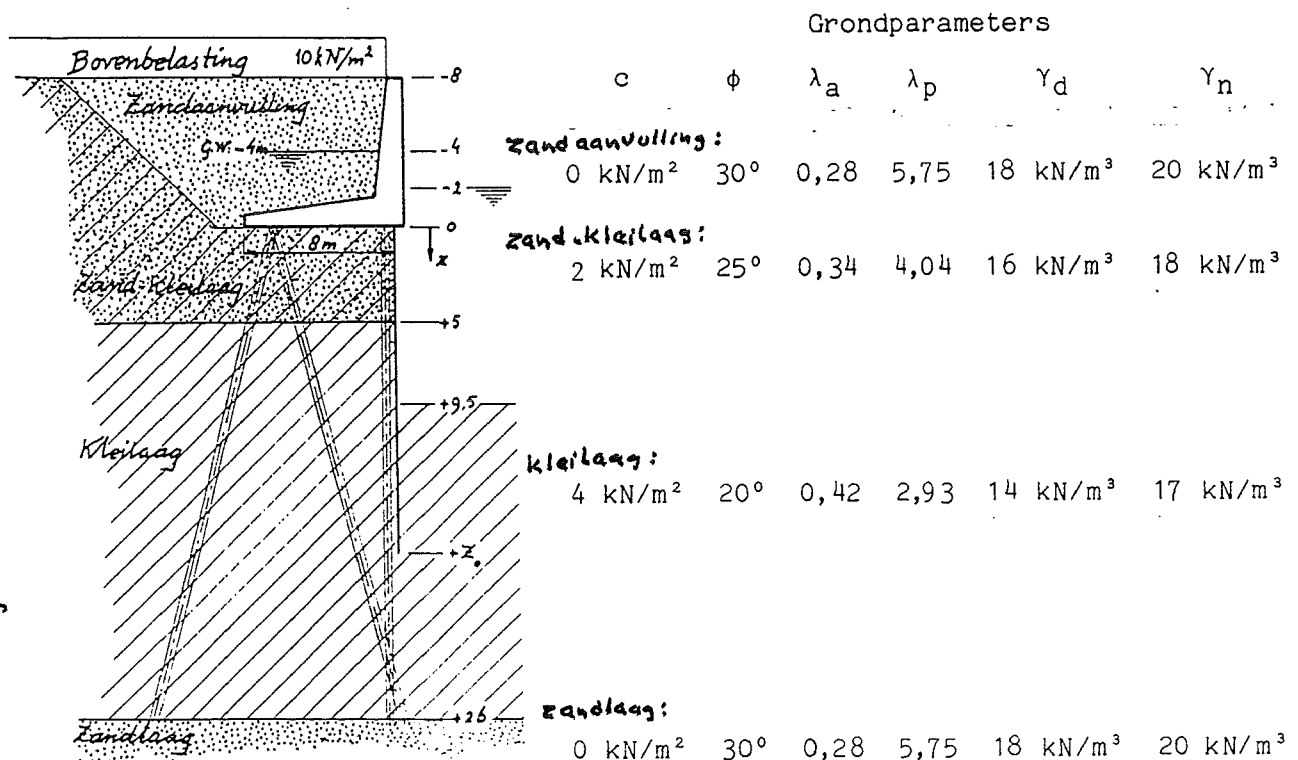


Fig. 1 - 1. Doorsnede over kademuur. Gegevens over de grondparameters voor de verschillende lagen.

De massadichtheid van water is gesteld op 10 kN/m³.

Voor de eenvoud van de berekening wordt het referentieniveau ($z = 0$) aan de onderkant van de L - muur (aan de bovenkant van de damwand) gelegd en wordt de positieve z - richting omlaag gekozen.

2. Berekening van de verticale grondspanningen

2.1. Vertikale grondspanningen links van de kadeconstructie

- $z = -8$ m. Aan de bovenzijde van de L - muur (op $z = -8$ m) rust een bovenbelasting van $q = 10$ kN/m². De grondspanning op maaiveldhoogte is dus 10 kN/m².
- $z = -4$ m. Tot $z = -4$ m wordt gerekend met droge grond met een gewicht van 18 kN/m³. (N. B. Er wordt dus gerekend met het volumegewicht van het aanvulzand en niet met dat van de zand/klei-laag.) Op het niveau van $z = -4$ m is de verticale grondspanning ten gevolge van de bovenbelasting (10 kN/m³) vermeerderd met die ten gevolge van de droge grond. De verticale grondspanning op $z = -4$ m is: $10 + 4 \times 18 = 82$ kN/m².
- $z = 0^-$ Tot de onderkant van de ontlastvloer wordt gerekend met natte grond met een gewicht van 20 kN/m³. Op het referentieniveau ($z = 0$) is de verticale grondspanning vermeerderd met $4 \times 20 = 80$ kN/m².
De verticale grondspanning op $z = 0$ m is: $82 + 80 = 162$ kN/m².

Onder de ontlastvloer is geen korrelspanning. Het gewicht van de constructie boven $z = 0$ wordt geheel gedragen door de paalfundering. Pas vanaf een zekere diepte zullen de korreldrukken ten gevolge van de belasting boven de ontlastvloer weer geleidelijk hun invloed doen gelden. De ontlast-vloer veroorzaakt een zogenaamd schaduwgebied voor de **korrelspanningen** als gevolg van de belasting boven de ontlastvloer. De bepaling van het gedeelte van de damwand dat in dit schaduwgebied ligt, is weergegeven in fig. 1 - 2.

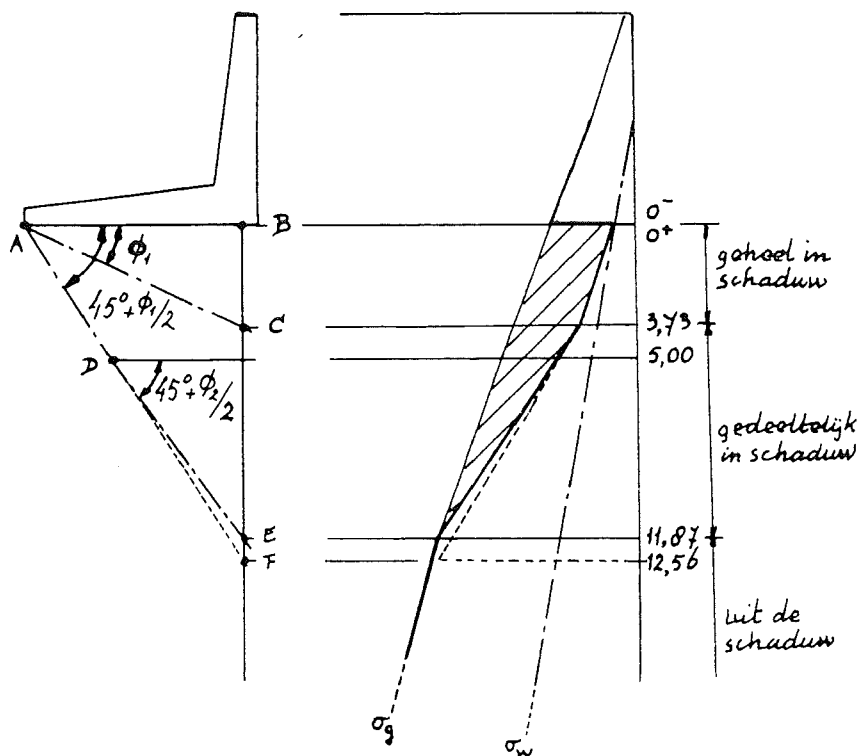


Fig. 1 - 2. Bepaling van het "spanningsschaduwgebied".

Het gebied dat geheel in de schaduw bevindt, wordt bepaald door de lijn die vanaf het punt A onder een hoek ϕ naar de damwand loopt (de lijn A - C in fig. 1 - 2). Over een lengte BC werken korreldrukken als gevolg van belasting boven de ontlastvloer niet op de damwand, over een lengte CE gedeeltelijk en onder punt E geheel. De waterspanningen worden door de ontlastvloer NIET gereduceerd.

Het gebied, dat buiten de spanningsschaduw valt, wordt afgebakend door de lijn A - D - E.

N. B. Merk op, wat het effect is van de laagscheiding op $z = + 5$ m.
 $z = 0^+$ Onder de ontlastvloer heerst dus alleen de waterspanning, groot $4 \times \rho_w = 4 \times 10 = 40 \text{ kN/m}^2$.

$z = 3,73$ m. Tot een diepte van $z = 0 - L_{\text{ontlastvloer}} \times \tan \phi$ is de invloed van de verticale korrelspanning boven de ontlastvloer niet merkbaar. De bedoelde diepte is: $8 \times \tan 25^\circ = 3,73$ m.
 Op deze diepte is de verticale grondspanning door het gewicht van de natte grond: $3,73 \times 18 = 67,14 \text{ kN/m}^2$.

Hier moet nog de "bovenbelasting" ten gevolge van de waterdruk op $z = 0$ worden opgeteld. De verticale grondspanning op $z = + 3,73$ m wordt: $40 + 67,14 = 107,14 \text{ kN/m}^2$.

$z = + 5$ m. Op een diepte van $z = 0 - L_{\text{ontlastvloer}} \times \tan (45^\circ + \phi/2)$ is de invloed van de verticale korrelspanning boven de ontlastvloer weer volledig merkbaar.

Als de zand/kleilaag zich tot een diepte $z = L_{\text{ontlastvloer}} \times \tan (45^\circ + \phi/2) \text{ m} = 12,56 \text{ m}$ zou uitstrekken, dan zou de grondspanning daar $162,00 \text{ kN/m}^2$ (de grondspanning op $z = 0^+$, juist boven de ontlastvloer), vermeerderd met het gewicht van de natte zand/kleilaag: $12,56 \times 18 = 226,08 \text{ kN/m}^2$, dus $162,00 + 226,08 = 388,08 \text{ kN/m}^2$ zijn.

Lineair geïnterpoleerd tussen $107,14 \text{ kN/m}^2$ (de grondspanning op $z = +3,73 \text{ m}$) en $388,08 \text{ kN/m}^2$ (de "theoretische" grondspanning op $z = +12,56 \text{ m}$) wordt de grondspanning op $z = +5,00 \text{ m}$:
 $107,14 + \frac{(388,08 - 107,04) \times (5 - 3,73)}{12,56 - 3,73} = 147,56 \text{ kN/m}^2$.

Op een diepte $z = +5,00 \text{ m}$ gaat de zand/kleilaag over in een kleilaag. Op genoemd niveau "verandert de ϕ ". De lijn die het niveau bepaalt, waarop de verticale korrelspanning weer volledig in rekening moet worden gebracht, is "geknikt".

De "knik" ligt op $8 - 5 \times \cotan (45^\circ + \phi/2) = 4,81 \text{ m}$ vóór de damwand.

$z = + 11,87$ m. De diepte, waarop de invloed van de korrelspanning weer volledig in rekening moet worden gebracht is:
 $5 + 4,81 \times \tan (45^\circ + \frac{2^\circ}{2}) \approx 11,87$ m.

Op deze diepte is de verticale grondspanning door het gewicht van de natte klei: $(11,87 - 5,00) \times 17 \approx 116,79$ kN/m².

De vermeerdering van de grondspanning door het gewicht van de natte zand/kleilaag moet hierbij worden opgeteld:
 $5 \times 18 = 90,00$ kN/m².

Hier moet de "bovenbelasting" op $z = 0$ worden opgeteld:
 $162,00$ kN/m².

De verticale grondspanning op $z = 11,87$ m is:
 $116,79 + 90,00 + 162,00 = 368,79$ kN/m².

$z = + 9,50$ m. Tussen $z = 5,00$ m en $z = 11,87$ m verloopt de grondspanning lineair. Op een diepte van $z = 9,5$ m is de verticale grondspanning:

$$147,56 + \frac{9,50 - 5,00}{11,87 - 5,00} \times (368,79 - 147,56) = 292,47 \text{ kN/m}^2$$

$z = + 16,00$ m. Op een diepte van $z = 16$ m (een willekeurige, "voldoende groot gekozen" diepte) wordt de verticale grondspanning:
 $162 + 5 \times 18 + 11 \times 17 = 439,00$ kN/m².

2.2. Waterspanningen links van de kadeconstructie

De waterspanningen verlopen vanaf het freatisch vlak dat op $z = - 4$ m ligt, lineair met de diepte.

2.3. Vertikale korrelspanningen links van de kadeconstructie

De verticale grondspanning is gelijk aan de som van de verticale korrelspanning en de waterspanning. Hieruit volgt:

$$\sigma_{kv} = \sigma_{gv} - \sigma_w$$

waarin: σ_{kv} = verticale korrelspanning, σ_{gv} = verticale grondspanning en σ_w = waterspanning.

De verticale korrelspanning wordt op

$z = - 8$	m:	10	kN/m ²
$z = - 4$	m:	82	kN/m ²
$z = 0^-$	m: $162 - 4 \times 10$	= 122	kN/m ²
$z = 0^+$	m: $40 - 40$	= 0	kN/m ²
$z = + 3,73$	m: $107,14 - (3,73 + 4) \times 10$	= 29,84	kN/m ²
$z = + 5,00$	m: $147,56 - (5 + 4) \times 10$	= 57,56	kN/m ²
$z = + 9,50$	m: $292,47 - (9,5 + 4) \times 10$	= 157,47	kN/m ²
$z = + 11,87$	m: $368,79 - (11,87 + 4) \times 10$	= 210,09	kN/m ²
$z = + 16$	m: $439 - (16 + 4) \times 10$	= 239	kN/m ²

2.4. Horizontale korrelspanningen links van de damwand

Uit de verticale korreldruk wordt de actieve horizontale korreldruk (de damwand "geeft mee" onder de belastingen links van de kadeconstructie) berekend volgens:

$$\sigma_{ka} = \lambda_a \times \sigma_{kv} - 2c\sqrt{\lambda_a}$$

De waarden van c en λ_a zijn voor elke grondlaag gegeven. De bovenkant van de damwand ligt in de zand/ kleilaag, waarvoor geldt: $c = 2 \text{ kN/m}^2$ en $\lambda_a = 0,34$. Hieruit volgt een waarde voor $2c\sqrt{\lambda_a} = 4 \times \sqrt{0,34} = 2,33$. De voet van de damwand steekt in de kleilaag, waarvoor geldt:

$$c = 4 \text{ kN/m}^2/\text{m}^1 \text{ en } \lambda_a = 0,42.$$

Hieruit volgt een waarde voor

$$2c\sqrt{\lambda_a} = 8 \times \sqrt{0,42} = 5,18 \text{ kN/m}^2/\text{m}^1$$

De horizontale korrelspanningen links van de damwand, voor zover deze "met de korreldruk mee" verplaatst, worden op:

$z = + 0$	$m: 0,34 \times 0$	$- 2,33 = - 2,33 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0 \text{ kN/m}^2$
$z = + 3,73$	$m: 0,34 \times 29,84$	$- 2,33 = 7,82 \text{ kN/m}^2$
$z = + 5,00^-$	$m: 0,34 \times 57,56$	$- 2,33 = 17,24 \text{ kN/m}^2$
$z = + 5,00^+$	$m: 0,42 \times 57,56$	$- 5,18 = 19,00 \text{ kN/m}^2$
$z = + 9,5$	$m: 0,42 \times 157,47$	$- 5,18 = 60,96 \text{ kN/m}^2$
$z = + 11,87$	$m: 0,42 \times 210,09$	$- 5,18 = 83,06 \text{ kN/m}^2$
$z = + 16,00$	$m: 0,42 \times 239,00$	$- 5,18 = 95,20 \text{ kN/m}^2$

De horizontale korreldruk kan niet negatief zijn. Over het bovenste deel van de damwand wordt over dat deel, waarover de korreldruk volgens de formule negatief zou zijn, gelijk aan 0 (nul) gesteld. De korreldruk begint pas toe te nemen vanaf een diepte van:

$$z = \frac{3,73}{1 + \frac{7,82}{2,33}} \approx 0,86 \text{ m}$$

De resultaten van de paragrafen 2.1 t/m 2.4 zijn in tabel 1 - 1 samengevat.

Niveau (z)	vert. grond- spanning	water- spanning	vert. korrel- spanning	hor. korrel- spanning op damwand
m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
- 8,00	10,00	0,00	10,00	
- 4,00	82,00	0,00	82,00	
0 ⁻	162,00	40,00	122,00	
0 ⁺	40,00	40,00	0,00	0,00
≈ + 0.86	55,48	48,60	6,88	0,00
+ 3,73	107,14	77,30	29,10	7,82
+ 5,00 ⁻	147,56	90	57,56	17,24
+ 5,00 ⁺	147,56	90	57,56	19,00
+ 9,50	292,47	135	157,47	60,96
+11,87	368,79	158,70	210,09	83,06
+16,00	439,00	200	239	95,20

Tabel 1 - 1.

2.5. Vertikale grondspanningen rechts van de kadeconstructie

$z = + 9,50$ m. Grond komt rechts van de kadeconstructie voor vanaf een diepte van $z = + 9,5$ m. Op deze diepte heerst een waterdruk van $(9,5 + 2) \times 10 = 115 \text{ kN/m}^2$.

$z = + 11,87$ m. Op een diepte van $z = + 11,87$ m is de grondspanning:
 $115 + (11,87 - 9,5) \times 18 = 157,66 \text{ kN/m}^2$.

$z = + 16,00$ m. Op een diepte van $z = + 16$ m is de grondspanning:
 $115 + (16 - 9,5) \times 18 = 232 \text{ kN/m}^2$.

2.6. Waterspanningen rechts van de kadeconstructie

Vanaf $z = - 2$ m verloopt de waterdruk hydrostatisch met de diepte.

2.7. Vertikale korrelspanningen rechts van de damwand

De verticale korrelspanning wordt op

$$\begin{aligned} z = + 9,50 \quad m: & 115 - (9,5 + 2) \times 10 & = 0,00 \text{ kN/m}^2 \\ z = + 11,87 \quad m: & 157,66 - (11,87 + 2) \times 10 & = 18,96 \text{ kN/m}^2 \\ z = + 16,00 \quad m: & 232 - (16 + 2) \times 10 & = 52,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2.8. Horizontale korreldruk van rechts op de damwand

Uit de verticale korreldruk wordt de actieve horizontale korreldruk berekend volgens:

$$\sigma_{kp} = \sigma_{kv} \times \lambda_p + 2c\sqrt{\lambda_p}$$

De waarden van c en λ_p zijn voor elke grondlaag gegeven. De damwand steekt in de kleilaag, waarvoor geldt:

$$c = 4 \text{ kN/m}^2/\text{m}^1 \text{ en } \lambda_p = 2,93.$$

Hieruit volgt een waarde voor

$$2c\sqrt{\lambda_p} = 8 \times \sqrt{2,93} = 13,69 \text{ kN/m}^2/\text{m}^1.$$

De korreldruk van rechts op de damwand (voor zover deze "tegen de grond in" verplaatst) wordt op:

$$\begin{aligned} z = + 9,5 \quad m: & 2,93 \times 0 + 13,69 = 13,69 \text{ kN/m}^2 \\ z = + 11,87 \quad m: & 2,93 \times 18,96 + 13,69 = 69,24 \text{ kN/m}^2 \\ z = + 16 \quad m: & 2,93 \times 52 + 13,69 = 166,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Merk op, dat de horizontale korrelspanning rechts van de damwand op een diepte van $z = + 9,5$ m uitsluitend veroorzaakt wordt door de cohesie.

De resultaten van de paragrafen 2.5 t/m 2.8 zijn in tabel 1 - 2 samengevat.

Niveau (z) m	vert. grond- spanning kN/m ²	water- spanning kN/m ²	vert. korrel- spanning kN/m ²	hor. korrel- spanning kN/m ²
+ 9,50	115,00	115,00	0,00	13,69
+11,87	157,66	138,70	18,96	69,24
+16,00	232,00	180,00	52,00	166,05

Tabel 1 - 2.

De verticale grondspanningen en de waterspanningen zijn in fig. 1 - 3.a. getekend, de horizontale korrelspanningen in fig. 1 - 3.b.

3. Horizontale belasting op de damwand

Bij de horizontale korreldrukken moeten nu de waterdrukken, die in de paragrafen 2.3 en 2.7 van de grondspanningen zijn afgetrokken, weer worden opgeteld. De resulterende horizontale belasting op de damwand wordt:

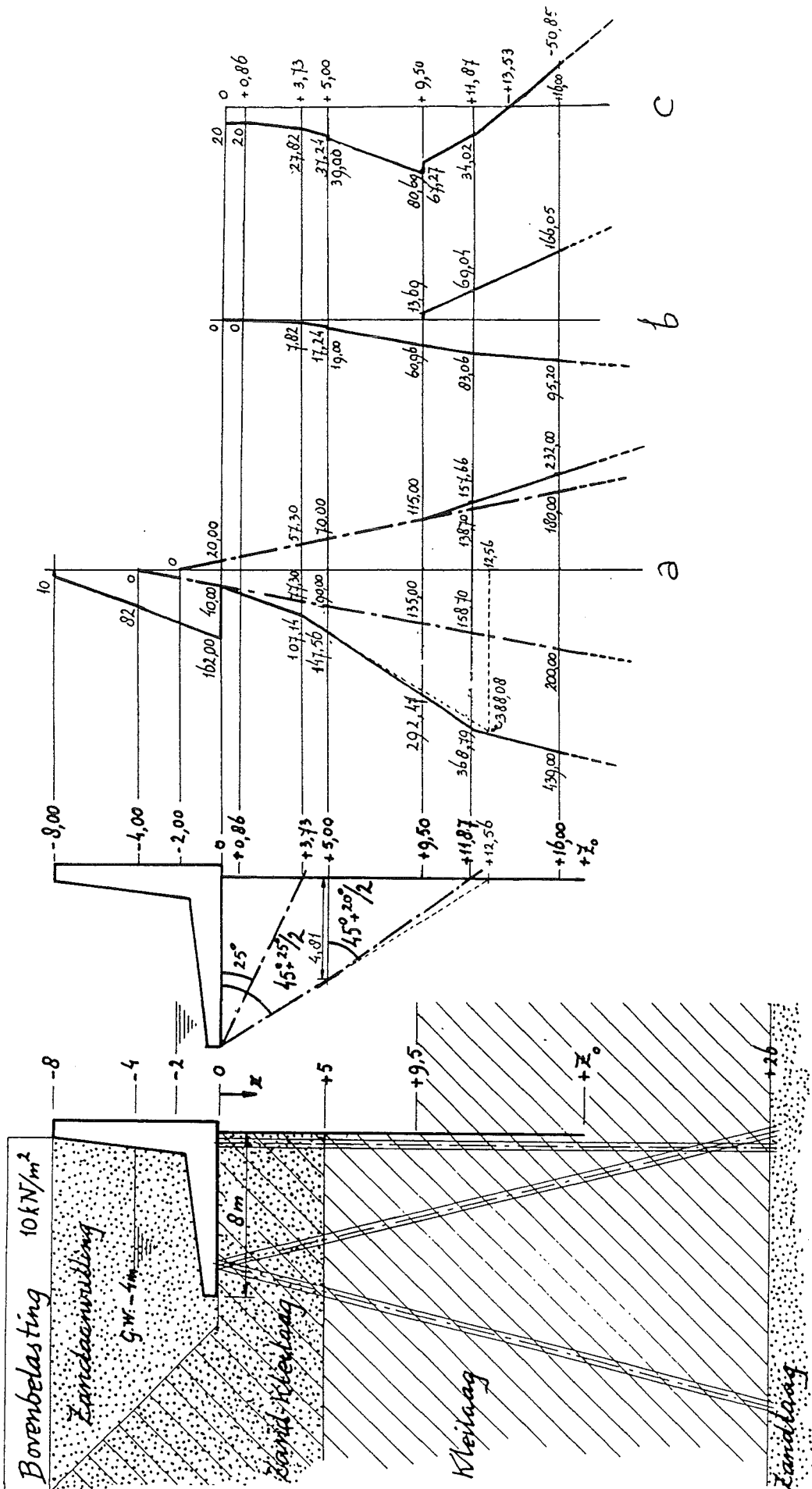
Niveau (z) m	korreldruk van		korreldruk van		waterdruk van		waterdruk van		totaal
	links kN/m ²		rechts kN/m ²		links kN/m ²		rechts kN/m ²		
0 ⁺	0	-	0	+	4	x 10	- 2	x 10 =	20,00 kN/m ²
+0,86	0	-	0	+	4,86	x 10	- 2,86	x 10 =	20,00 kN/m ²
+3,73	7,82	-	0	+	7,73	x 10	- 5,73	x 10 =	27,82 kN/m ²
+5,00 ⁻	17,24	-	0	+	9,00	x 10	- 7,00	x 10 =	37,24 kN/m ²
+5,00 ⁺	19,00	-	0	+	9,00	x 10	- 7,00	x 10 =	39,00 kN/m ²
+7,62	(lineair geïnterpoleerd)								= 63,26 kN/m ²
+9,5 ⁻	60,69	-	0	+	13,5	x 10	- 11,5	x 10 =	80,69 kN/m ²
+9,5 ⁺	60,69	-	13,69	+	13,5	x 10	- 11,5	x 10 =	67,27 kN/m ²
+11,87	83,06	-	69,04	+	15,87	x 10	- 13,87	x 10 =	34,02 kN/m ²
+16	95,20	-	116,05	+	16	x 10	- 14	x 10 =	-50,85 kN/m ²

Tabel 1 - 3.

Het belastingnulpunt (d. i. het punt waar de totale belasting gelijk aan nul wordt) ligt op een diepte $z = l$, met:

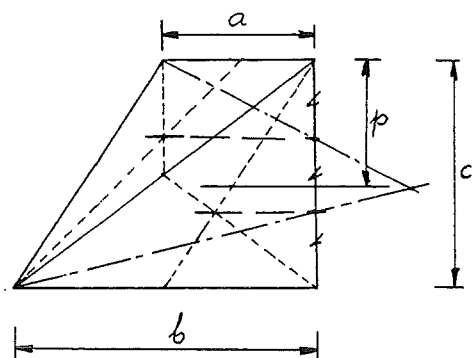
$$l = 11,87 + \frac{(16 - 11,87) \times 34,02}{34,02 + 50,85} = 13,53 \text{ m.}$$

Het verloop van de belasting over de hoogte van de damwand is weergegeven in fig. 1 - 3.c.



4. Schematisering van de belasting

De verdeelde belasting over de hoogte van de damwand als weergegeven in fig. 1 - 3.c. (overgenomen in fig. 1 - 5.a.) wordt vervangen door een stel puntlasten ter grootte van het oppervlak van de rechthoeken, trapezia en driehoeken met aangrijpingspunten in de zwaartepunten daarvan.



Het zwaartepunt van een trapezium ligt op een afstand:

$$p = \frac{(a + 2 \times b) \times c}{3 \times (a + b)}$$

van de evenwijdige zijde a van het trapezium. (Zie fig. 1 - 4.)

Fig. 1 - 4. Zwaartepunt van een trapezium

De belasting, geschematiseerd tot puntlasten is gegeven in fig. 1 - 5.b. Gebruikelijk is, de afstanden tussen de F_i tussen $1/2$ en 1 m te kiezen. Voor korte damwanden worden de afstanden kleiner gekozen.

De berekening wordt hier wat grover gemaakt.

$F_1 = 0,86 \times 20,00$	$= 17,20 \text{ kN/m}^1$	op $z = + 0,43 \text{ m.}$
$F_2 = 1/2 \times (20,00 + 27,82) \times (3,73 - 0,86)$	$= 68,62 \text{ kN/m}^1$	$z = + 2,37 \text{ m.}$
$F_3 = 1/2 \times (27,82 + 37,24) \times (5,00 - 3,73)$	$= 41,31 \text{ kN/m}^1$	$z = + 4,40 \text{ m.}$
$F_4 = 1/2 \times (39,00 + 63,26) \times (7,62 - 5,00)$	$= 133,96 \text{ kN/m}^1$	$z = + 6,41 \text{ m.}$
$F_5 = 1/2 \times (63,26 + 80,69) \times (9,50 - 7,62)$	$= 135,31 \text{ kN/m}^1$	$z = + 8,60 \text{ m.}$
$F_6 = 1/2 \times (67,27 + 34,02) \times (11,87 - 9,50)$	$= 120,03 \text{ kN/m}^1$	$z = + 10,56 \text{ m.}$
$F_7 = 1/2 \times 34,02 \times (13,53 - 11,87)$	$= 28,24 \text{ kN/m}^1$	$z = + 12,70 \text{ m.}$
	+ 	
	$544,67 \text{ kN/m}^1$	

De theoretische inheidiepte $\ell + x$ (zie fig. 1 - 5.b.) wordt berekend volgens Blum. Hierbij gelden de volgende uitgangspunten:

1. $\Sigma H = 0$. (Horizontaal krachterevenwicht.)
2. $\Sigma M = 0$. (Momentenevenwicht.)
3. Het anker (hier: de bovenkant van de damwand) verplaatst niet.
4. Het punt op een diepte van $z = \ell + x$ verplaatst niet.
5. De raaklijn aan de elastische lijn op een diepte $z = \ell + x$ gaat door het ankerpunt.
- (Uit 4. en 5. volgt, dat de damwand volledig is ingeklemd op $z = \ell + x$.)
6. Beneden het niveau $z = \ell$ is de grond homogeen.

Met de hiervoor berekende geschematiseerde belastingen kan tabel 1 - 4. worden gemaakt:

i	F_i [kN/m ¹]	z_i [m]	$F_i z_i$ [kN]	$F_i z_i^3$ [kNm ²]
1	17,20	0,43	7,40	1,37
2	68,62	2,37	162,63	913,47
3	41,31	4,40	181,76	3518,95
4	133,96	6,41	858,68	35261,68
5	135,31	8,60	1163,67	86064,74
6	120,03	10,56	1267,52	141345,36
7	28,24	12,70	358,65	57846,34
	<u>544,67</u>		<u>4000,31</u>	<u>324951,91</u>

Tabel 1 - 4.

De inklemmingsparameter λ_R wordt gedefiniëerd als de tangens van de helling van de drukken beneden $z = 13,53$ m:

$$\lambda_R = \frac{34,02 + 50,85}{16,00 - 11,87} = 20,55 \text{ kN/m}^2$$

Uit de veronderstellingen 1. t/m 6. en de eindwaarden uit tabel 1 - 4. kunnen de volgende formules en waarden worden afgeleid:

$$m = \frac{6}{\lambda_R \ell^3} \times \Sigma F_i z_i = \frac{6}{20,55 \times 13,53^3} \times 4000,31 \approx 0,47$$

$$n = \frac{6}{\lambda_R \ell^5} \times \Sigma F_i z_i^3 = \frac{6}{20,55 \times 13,53^5} \times 324951,91 \approx 0,21$$

$$\xi^3 \times [0,8\xi^2 + 2,5\xi + 2] = m \times [1 + \xi]^2 - n.$$

$$0,8\xi^5 + 2,5\xi^4 + 2\xi^3 - 0,47\xi^2 - 0,94\xi - 0,26 = 0.$$

ξ hieruit opgelost levert: $\xi \approx 0,65$.

Volgens Blum geldt: $x = \xi \times \ell$, zodat $x = 0,65 \times 13,53 \approx 8,79$ m.

De oplegkracht aan de voet van de damwand moet op een diepte $z = \ell + x$ geleverd kunnen worden. Blum stelt, dat hiervoor een extra lengte van de damwand van $\Delta x = 0,2 \times x$ (zie fig. 1 - 5.b.) nodig is. De totale inheidiepte van de damwand wordt dan:

$$z = \ell + x + \Delta x = 13,53 + 8,79 + 0,2 \times 8,79 = 24,08 \text{ m} \approx 24,00 \text{ m}.$$

De oplegkracht H aan de kop van de damwand wordt:

$$H = \sum F_i - \frac{1}{l + x} \times \sum F_i z_i - \frac{\lambda_R x^3}{6 \times (l + x)}$$

of:

$$H = 544,67 - \frac{1}{13,53 + 8,79} \times 4000,31 - \frac{20,55 \times 8,79^3}{6 \times (13,53 + 8,79)} = 261,23 \text{ kN/m}^1$$

De oplegkracht C op de diepte $z = l + x$ wordt:

$$C = \frac{1}{2} \times \lambda_R \times x^2 + H - \sum F_i$$

of:

$$C = \frac{1}{2} \times 20,55 \times 8,79^2 + 261,23 - 544,67 = 510,45 \text{ kN/m}^1$$

Het maximum veldmoment in de damwand treedt op waar de dwarskracht 0 (nul) wordt. Dit is op een diepte $z = 7,62 \text{ m}$.

Het maximum veldmoment in de damwand wordt:

$$M_{\text{veld}} = H \times 7,69 - \sum_1^4 F_i \times (7,62 - z_i) = 1211,54 \text{ kNm/m}^1$$

Met een maximum toelaatbare staalspanning van 241 N/mm^2 volgt met $\sigma = \frac{M}{W}$ een toe te passen weerstandsmoment W van:

$$W = \frac{1211,54 \times 10^6}{241} = 5027 \times 10^3 \text{ mm}^3/\text{m}^1$$

Hieraan kan een profiel Larssen 430 voldoen (zie tabel 1 - 5).

Opmerkingen:

1. Het wordt aan de lezer overgelaten, te controleren, dat het maximale negatieve veldmoment bij de voet van de damwand inderdaad kleiner is dan het hierboven berekende maximale positieve veldmoment.
2. Er is bij de bepaling van het benodigde weerstandsmoment geen rekening gehouden met een reductie van de maximum momenten ten gevolge van boogwerking in de grond, zoals in sommige gevallen toegestaan volgens de EAU. ¹⁾ (Duitse richtlijnen die ook in Nederland toegepast worden. De EAU worden elke vijf jaar herzien, laatste druk 1985).

¹⁾ — (1985) Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn

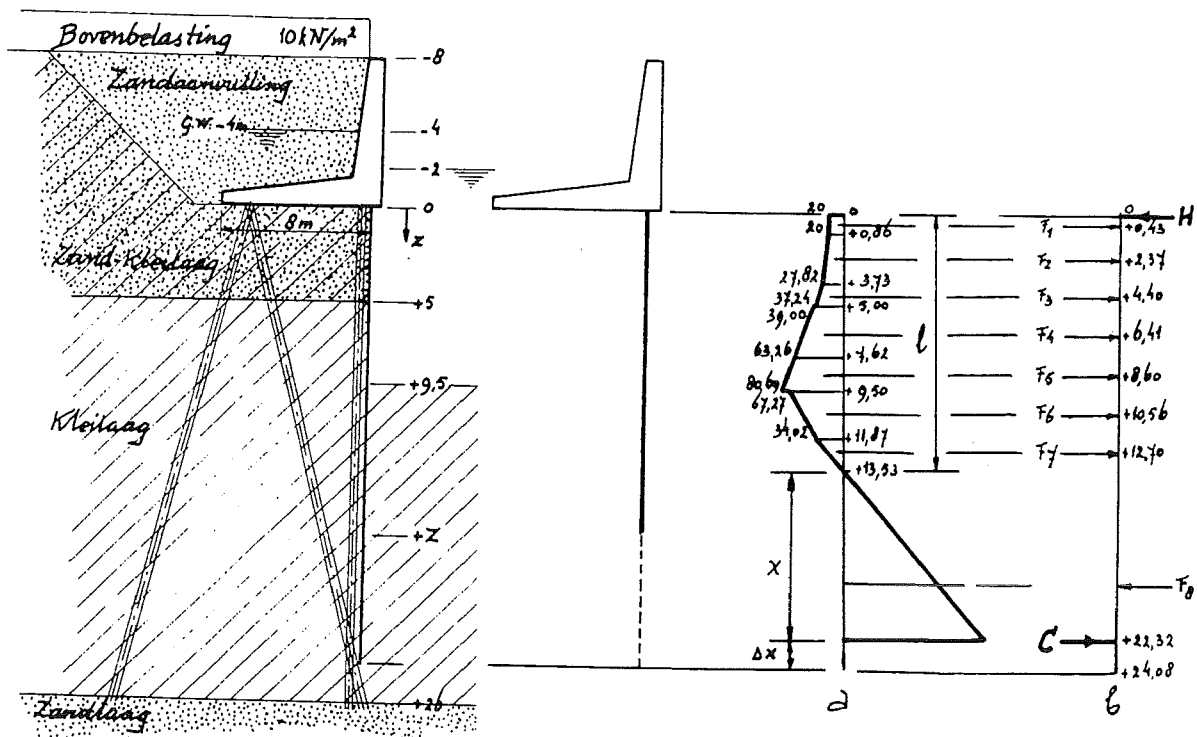


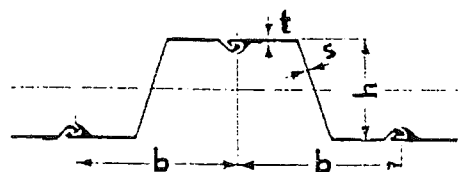
Fig. 1 - 5. Schematisering van de belasting.

STALEN DAMWANDPROFIELEN

Bijzondere kenmerken	Profiel systeem		Afmetingen				Gewicht		Omtrek	traagheidsmoment	Weerstandsmoment
			b mm	h mm	t mm	s mm	N/m plank	N/m ² wand		mm/m wand	I 10 ⁴ mm ⁴ /m Wand
	Hoesch	Larssen									
Hoog weerstandsvermogen	95	20	500	220	7	6	395	790	2500	6600	600
		21	500	220	8,2	8	475	950	2500	7700	700
			525	190	8	8	499	950	2380	7130	750
		115	525	250	9,3	9	609	1160	2580	15000	1200
		22	500	340	10	9	610	1220	2800	21250	1250
		134	525	300	10	9,5	704	1340	2750	25500	1700
		155	525	300	12,8	9,8	814	1550	2810	30000	2000
		23	500	420	11,5	10	775	1550	3150	42000	2600
		24	500	420	15,8	10	875	1750	3150	52500	2500
		175	525	340	14	10	919	1750	2950	44200	2600
215	525	340	18,8	12	1130	2150	2980	53550	3150		
Grote wanddikte	122	31	450	150	9,5	9,5	450	1000	2300	3450	460
		32	450	250	10,5	10,5	549	1220	2500	10600	850
			525	190	11	10,7	641	1220	2380	8930	940
		III	400	247	14,2	9,2	620	1550	2850	16570	1350
Asymmetrische sloten		42	500	210	10	10	610	1220	2450	8930	850
		43	500	410	12	12	775	1550	2750	31780	1550
		420	708	750	10	10	610	1730	3450	148300	3900
		430	708	750	12	12	775	2200	3900	225000	6000
		450	708	770	14	14	995	2810	4050	287700	7500

Staalqualiteiten, mechanische eigenschappen, toelaatbare spanningen

staal soort	min. trekvastheid N/mm ²	min. vloeigrens N/mm ²	min. rek %	maximaal toelaatbare spanning N/mm ²
St Sp 37	370-450	240	25	161
St Sp 45	450-540	270	22	184
St Sp S	500-600	360	22	241



Tabel 1 - 5.

Bijlage 2. Deel van een handberekening van een bakconstructie, gefundeerd op staal.

1. Probleemstelling

Als voorbeeld wordt een schutsluiskolk beschouwd, uitgevoerd als monoliet.

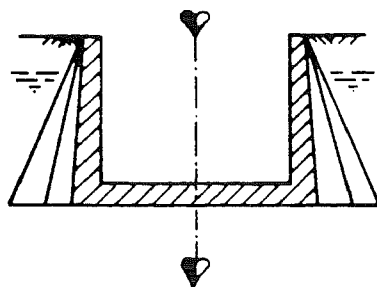


Fig. 2 - 1. Dwarsdoorsnede over schutsluiskolk

Voor de berekening dienen de belastingen en belastingcombinaties in de verschillende levensstadia van de constructie te worden beschouwd.

2. Levensstadia

Er worden drie fasen onderscheiden:

- bouwfase. Wordt de sluis ter plaatse gebouwd in een bouwput of bijvoorbeeld geheel of in delen geprefabriceerd en ingevaren?
- gebruiksfase. Komen na ingebruikneming nog bijzondere situaties voor: bijvoorbeeld drooggezette kolk, zeer lage grondwaterstand, eenzijdige ontgraving etc.
- onderhoudsfase. Zijn de te inspecteren delen met behulp van een stalen (taats)kuip bereikbaar of moet de hele sluis worden drooggezet, etc.

3. Belastingen

Op de wand werken belastingen door:

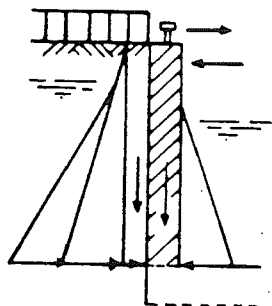
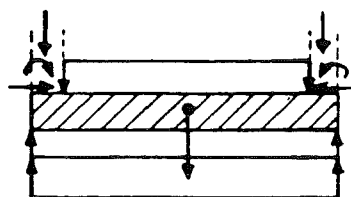


Fig. 2 - 2. Krachten op de kolkwand

- eigen gewicht
- horizontale korreldruk uit grond en (mobiele) bovenbelasting (N.B. De mobiele bovenbelasting mag slechts dáár in rekening worden gebracht waar deze een ongunstige invloed op de krachtswerking heeft!)
- horizontale waterdruk uit grondwater en kolkvulling
- neerwaartse wrijving uit grond (negatieve kleeft)
- troskrachten, uitgeoefend op de bolders
- scheepsstoten

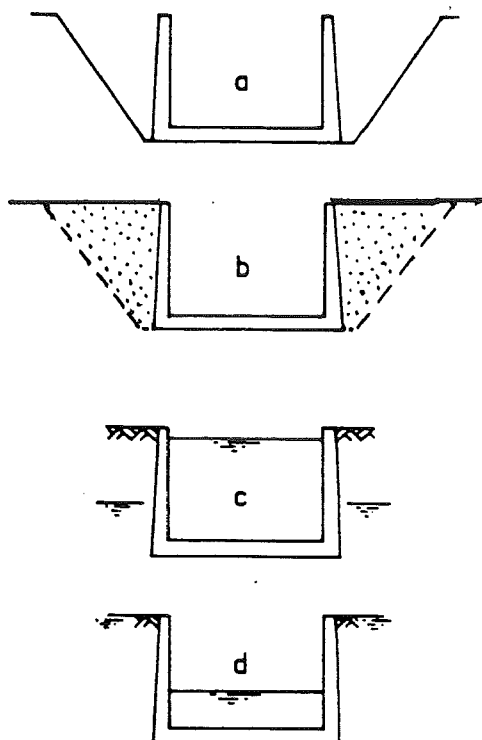
Op de vloer werken belastingen door:



- a. eigen gewicht vloer
- b. belastingen uit de wand (krachten en momenten)
- c. verticale korreldruk
- d. verticale waterdruk uit grondwater en kolkvulling

Fig. 2 - 3. Krachten op de kolkvloer

4. Belastinggevallen



Voor de **bouwfase** gelden in dit voorbeeld (ter plaatse bouwen in een bouwput) twee belastinggevallen:

- a. kolk niet aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk.
- b. kolk wel aangeaard, geen grondwater, geen water in de kolk.

In de **gebruiksfase** zijn de twee belastinggevallen:

- c. kolk aangeaard, laagste grondwaterstand, hoogste waterstand in de kolk.
- d. kolk aangeaard, hoogste grondwaterstand, laagste waterstand in de kolk.

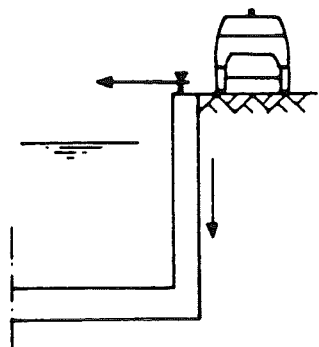
De onderhoudsfase wordt hier niet geanalyseerd.

Fig. 2 - 4. Beschouwde belastinggevallen.

Bij c en d gaat het om het gelijktijdig optreden van lage (resp. hoge) grondwaterstanden en hoge (resp. lage) waterstanden in de kolk. Er verloopt meestal enige tijd voordat de grondwaterstand onder en naast de sluis aangepast is aan de wisselende waterstand op het beneden en/of bovenkanaal-pand. Verloopt de waterstand snel (zoals bij sluizen aan zee, waar stormvloed binnen enkele uren een hoge waterstand veroorzaken die slechts kort aanhoudt, bijvoorbeeld anderhalve dag), dan zal de grondwaterstand slechts weinig veranderen. De waterstand in een rivier verandert vaak langzaam en blijft vaak gedurende langere tijd laag of hoog. (Een hoogwatergolf op de Rijn kan dagen of weken duren. De grondwaterstand zal geleidelijk met de hoogwatergolf stijgen en met het vallend water weer dalen. N. B. We zien hier af van verschijnselen als bandjirs e. d.)

5. In rekening te brengen belastingen

Niet alle belastingen die op de constructie kunnen werken, moeten in rekening worden gebracht. De in de tijd veranderende belastingen dienen slechts in de berekening te worden betrokken voor zover ze het eindresultaat naar de veilige kant beïnvloeden.



De verticale wandwrijving uit negatieve kleef zal zich zeker ontwikkelen, omdat de aanvulling van de bouwput naast de kolkwanden zal klinken. Op den duur kan de negatieve kleef echter afnemen in grootte. Daarom wordt zij in de berekening alleen in die gevallen ingevoerd waarin ze de optredende buigende momenten vergroot. Dit geldt ook voor de mobiele bovenbelasting (bijvoorbeeld door een brandweerauto of door lading voor schepen die al dan niet naast de kolkwanden opgeslagen kan zijn).

Fig. 2 - 5. In de tijd veranderende belastingen

6. Rekenvoorbeeld

6.1. Uitgangspunten

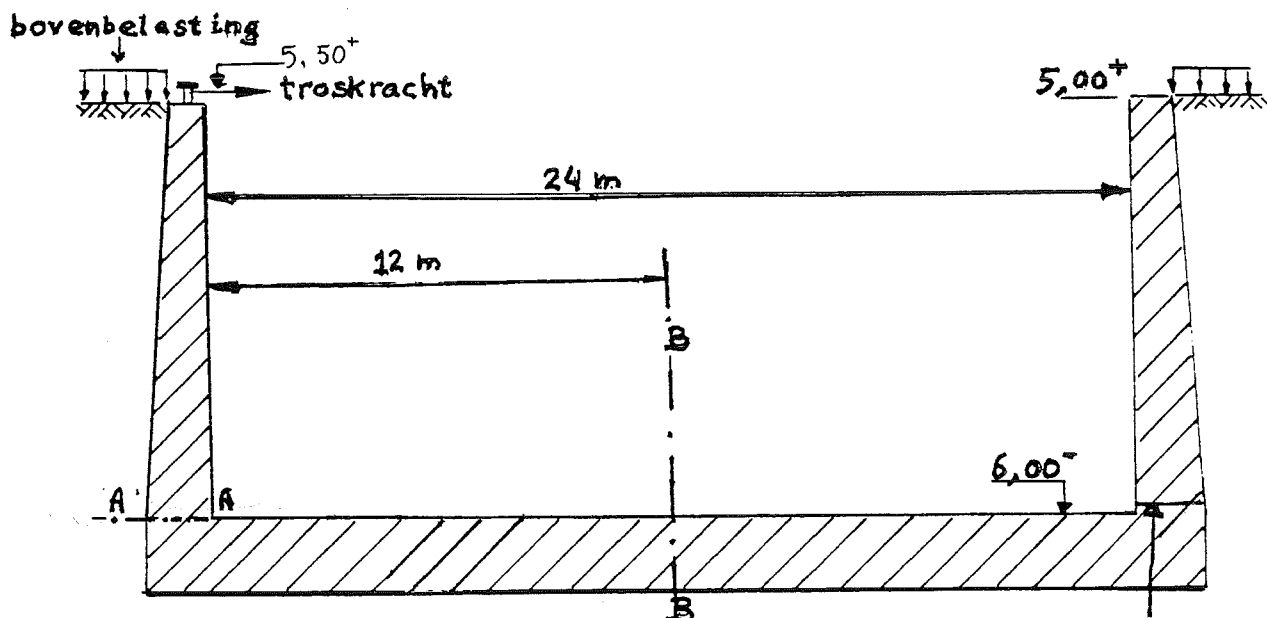
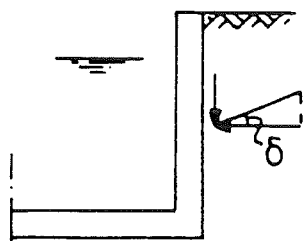


Fig. 2 - 6. Dwarsdoorsnede over sluisolk.

(N.B. de stortnaad ligt even boven de bovenzijde van de vloer. Tegen deze opstand kan de bekisting van de wand worden geklemd)

Voor het bovenstaande bakprofiel worden de volgende veronderstellingen gemaakt:

- volumegewicht gewapend beton 24 kN/m^3
- volumegewicht grond boven water 18 kN/m^3
- volumegewicht grond onder water 10 kN/m^3
- mobiele bovenbelasting 10 kN/m^2 (Meestal wordt voor de mobiele bovenbelasting $5 \text{ à } 10 \text{ kN/m}^2$ in rekening gebracht.)
- $\lambda_{\text{neutraal}}$ $0,5$ (Voor aanvulzand varieert $\lambda_{\text{neutraal}}$ tussen $0,45$ en $0,55$. Bij het bepalen van de horizontale korreldruk op de wanden $\sigma_{kh} = \lambda \times \sigma_{kv}$ moet bij stijve betonwanden worden uitgegaan van de neutrale en niet van de actieve korreldruk.)
- voor belastinggeval c staat het grondwater op 1 m beneden het referentievlak en het water in de kolk op 3 m boven het referentievlak.
- voor belastinggeval d zijn deze waarden resp. 1 m boven en 2 m beneden het referentievlak.



- voor de negatieve kleef langs de wand wordt uitgegaan van $\tan \delta \times \sigma_{kh}$, waarin δ de hoek is voor de wandwrijving en σ_{kh} de horizontale korreldruk (geen waterdruk). In het hier behandelde voorbeeld wordt verondersteld: $\tan \delta = 1/2$.

Fig. 2 - 7. Definitieschets δ

- De troskracht wordt gesteld op 120 kN haaks op de wand. Bij een indeling van de schutkolk in mootlengten van 18 m en een plaatsing van de bolder in het midden van de moot komt dit neer op een horizontale gelijkmatig verdeelde belasting van $6^2/3 \text{ kN/m}^1$, afgerond: 7 kN/m^1 kolklenkte.
- De naar buiten gerichte scheepsstoten worden niet in de berekening betrokken, omdat zij grotendeels door korrel- en waterdrukken die op de wand werken, worden opgenomen en dus slechts geringe dwarskrachten en momenten in de constructie zelve zullen veroorzaken.

6.2. De wanden

Van de trapeziumvormige wand wordt de breedte aan de bovenzijde bepaald door praktische overwegingen:

- Voldoende breed voor het doorvoeren van stortkokers etc. tijdens het maken van de wand.
- Voldoende breed voor het **aanbrengen van** bolders, haalkommen, ladders in de kolk, etc..



Meestal komt dit neer op $0,6 \text{ à } 1,0 \text{ m}$ breedte. Hier houden we de laatste waarde aan.

Fig. 2 - 8. Stortkoker in wand

De wandbreedte aan de onderzijde, juist boven de vloer, wordt bepaald door momenten en dwarskrachten. Als regel is de dwarskracht bij dit soort constructies maatgevend, tenzij dwarskrachtwapening wordt toegepast. Dit laatste is meestal weinig aantrekkelijk, mede door de juist boven de vloer – om uitvoeringstechnische redenen – noodzakelijke stortnaad.

7. Gekozen voorbeeld

De grootste momenten en dwarskrachten zullen optreden in gebruiksfase d (hoge grondwaterstand, lage waterstand in de kolk: resp. +1 m en -2 m). Dit belastingsgeval is hieronder nader uitgewerkt voor de bepaling van de breedte van de onderzijde van de wand en voor de vloer. P_f is de bijdrage van de mobiele belasting.

7.1. Berekening van de wanden

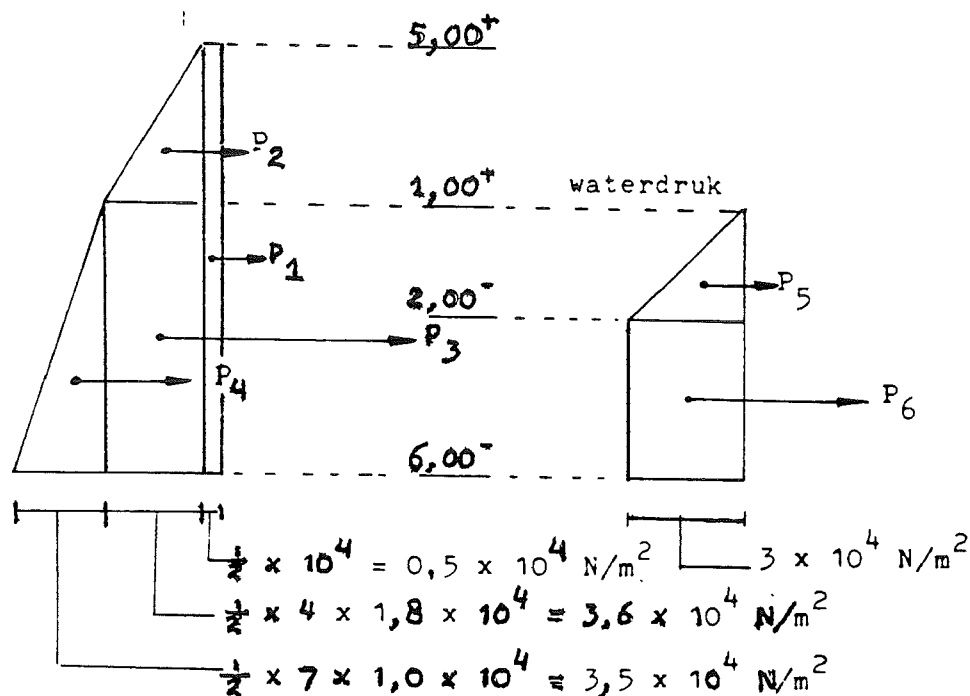


Fig. 2 - 9. Belastingdiagrammen

Dwarskracht in N/m ¹		arm	Moment in Nm/m ¹
$P_1 = 0,5 \times 10^4 \times 11$	$= 5,5 \times 10^4$	$\times 5,5 =$	$30,3 \times 10^4$
$P_2 = 0,5 \times 3,6 \times 10^4 \times 4$	$= 7,2 \times 10^4$	$\times 8,33 =$	$60,0 \times 10^4$
$P_3 = 3,6 \times 10^4 \times 7$	$= 25,2 \times 10^4$	$\times 3,5 =$	$88,2 \times 10^4$
$P_4 = 0,5 \times 3,5 \times 10^4 \times 7$	$= 12,3 \times 10^4$	$\times 7,3 =$	$28,7 \times 10^4$
$P_5 = 0,5 \times 3 \times 10^4 \times 3$	$= 4,5 \times 10^4$	$\times 5,0 =$	$22,5 \times 10^4$
$P_6 = 3 \times 10^4 \times 4$	$= 12,0 \times 10^4$	$\times 2,0 =$	$24,0 \times 10^4$
Troskracht	$= 0,7 \times 10^4$	$\times 11,5 =$	$8,0 \times 10^4$
Totaal	$T = 67,4 \times 10^4 \text{ N/m}^1$		$M = 261,7 \times 10^4 \text{ Nm/m}^1$

Tabel 2.1.

De rekenwaarde voor de dwarskracht in de grenstoestand bezwijken (T_d) bedraagt: $1,7 \times 67,4 \times 10^4 = 114,6 \times 10^4 \text{ N/m}^1$.

Gaan we uit van een betonkwaliteit B 22,5, dan behoeft volgens de VB 74 bij een wanddikte (h_t) van 1,80 m nog juist geen dwarskrachtwapening te worden aangebracht. Immers:

$$\tau_d = \frac{T_d}{b \times h} = \frac{114,6 \times 10^4}{1000 \times 1700} \approx 0,65 \text{ N/mm}^2$$

(waarin $h = h_t$ - betondekking - halve staafdiameter)
terwijl moet gelden:

$$\tau_d \leq \tau_1, \text{ die voor betonkwaliteit B 22,5 bedraagt: } 0,65 \text{ N/mm}^2.$$

Er wordt opgemerkt, dat zich juist boven de vloer een stortnaad bevindt. Dit lijkt een verzwakking (slechte hechting tussen jonge en oude beton); ook voor de dwarskrachtoverdracht. Proeven, uitgevoerd voor het ontwerp van de Stormvloedkering Oosterschelde, hebben echter aangetoond, dat de veiligheid voor het overbrengen van dwarskrachten niet kleiner is dan bij een homogene betonconstructie. Het is dan ook gerechtvaardigd om voor de stortnaad de hier gebruike berekening toe te passen. De vroeger vaak gebruikelijke tandconstructie in de stortnaad verhoogt de veiligheid niet en is dus weinig zinvol voor de dwarskrachtoverdracht.

Het breukmoment bedraagt $1,7 \times 261,7 \times 10^4 = 444,9 \times 10^4 \text{ Nm/m}^1$.

Bij een afmeting van de dekking + halve staafdiameter van 0,1 m aan de achterzijde van de wand wordt bij de wanddikte van 1,80 m de inwendige hefboomsarm globaal: $z \approx 0,9 \times 1,70 = 1,53 \text{ m}$. De benodigde wapening Fe B 500 is dan:

$$A_a = \frac{M_d}{z \times f_a} = \frac{444,9 \times 10^4}{1,53 \times 500} = 5816 \text{ mm}^2/\text{m}^1$$

Deze berekening geeft een redelijk wapeningspercentage (0,32%) voor de hoofdwapening van dit soort constructies.

7.2. Berekening van de vloer

Uitgaande van de in de vorige paragraaf bepaalde afmetingen van de wanden, wordt nu een ontwerpberekening voor de vloer gemaakt. Deze berekening dient uitgevoerd te worden voor alle belastinggevallen (zie 4.) Van de uit deze berekeningen volgende grootste momenten (en eventueel normaal- en dwarskrachten) worden de hoogste waarden aangehouden voor het dimensioneren van de vloer en de bepaling van de wapening.

In wezen zou zowel bij de dwarskracht- als bij de momentberekening de normaalkracht, veroorzaakt door het eigen gewicht van de wand, kunnen worden meegerekend. De bijdrage hiervan is echter gering.

In dit voorbeeld wordt alléén het buigend moment in belastinggeval d beschouwd. De vloerdikte is voorlopig geschat op 2 m. Later zal gecontroleerd moeten worden, of dit juist is, gezien de optredende momenten en normaalkrachten. Eigenlijk moet de contrôle ook worden uitgevoerd voor de dwarskrachten, doch deze zijn in de regel niet bepalend voor de vloer.

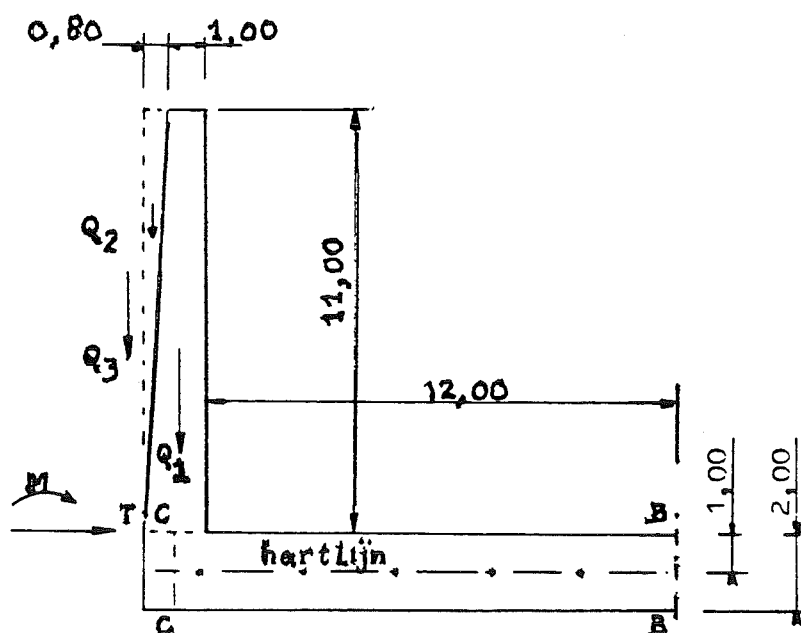


Fig. 2 - 10. Dwarsdoorsnede over de halve sluiskolk

Het moment per m^1 in de hartlijn van de vloer onder de wand ter plaatse van C - C (zie ook tabel 2.1.) wordt:

$$M_C = M + 1,0 \times T = 261,7 \times 10^4 + 1,0 \times 67,4 \times 10^4 = 329,1 \times 10^4 \text{ Nm.}$$

Voor de bepaling van het moment in de vloer ter plaatse van de sluisas (M_B) zullen we eerst alle op de vloer werkende krachten bekijken, teneinde de som van de verticale korreldrukken die op de sluisvloer werken en die samen met de opwaartse waterdruk evenwicht moet maken met de andere krachten, te kunnen bepalen. De krachten worden per m^1 sluiskolk beschouwd.

e.g. wand	$Q_1 = 0,5 \times (1 + 1,8) \times 11 \times 2,4 \times 10^4 =$	$37 \times 10^4 \text{ N}$
e.g. grond	$Q_2 = 0,5 \times 0,8 \times 11 \times 1,8 \times 10^4 =$	$7,9 \times 10^4 \text{ N}$
neg. kleef	$Q_3 = 0,5 \times (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) =$	$33,2 \times 10^4 \text{ N}$
e.g. vloer	$Q_4 = 13,8 \times 2 \times 2,4 \times 10^4 =$	$66,2 \times 10^4 \text{ N}$
water (kolk)	$Q_5 = 12 \times 4 \times 10^4 =$	$48 \times 10^4 \text{ N}$
opwaartse waterdruk	$Q_6 = 13,8 \times 9 \times 10^4 =$	$124,2 \times 10^4 \text{ N}$
vert. korreldruk	$Q_7 = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 - Q_6 =$	$68,1 \times 10^4 \text{ N}$

Tabel 2.2.

Hierbij wordt opgemerkt, dat Q_2 het gewicht is van het driehoekig grondgedeelte achter de wand, dat zijn druk aan de vloer afgeeft. P_5 is de neutrale korreldruk die werkt op het kopvlak van de vloer ($16,1 \times 10^4$ N) en in tegenstelling tot P_1 t/m P_4 niet is vermeld in de vorige paragraaf. Van alle krachten kennen we het aangrijpingspunt, behalve van Q_7 . Voor de onderstaande bepaling van het moment M_B zullen we voorlopig van de veronderstelling uitgaan, dat de korreldrukken gelijkmatig onder de vloer verdeeld zijn.

We berekenen het maximum moment in as sluis (B - B), waarbij "met de kolk draaiënt" positief is gerekend:

M_C :			$329,1 \times 10^4$ Nm
Q_1 :	-	$37 \times 10^4 \times 12,7$	= - $469,9 \times 10^4$ Nm
Q_2 :	-	$7,9 \times 10^4 \times 13,25$	= - $104,7 \times 10^4$ Nm
Q_3 :	-	$33,2 \times 10^4 \times 13,8$	= - $458,2 \times 10^4$ Nm
Q_4 :	-	$66,2 \times 10^4 \times 6,9$	= - $456,8 \times 10^4$ Nm
Q_5 :	-	$48 \times 10^4 \times 6$	= - 228×10^4 Nm
Q_6 :		$124,2 \times 10^4 \times 6,9$	= 857×10^4 Nm
Q_7 :		$68,1 \times 10^4 \times 6,9$	= $469,9 \times 10^4$ Nm
Totaal moment M_B			= $121,6 \times 10^4$ Nm

Tabel 2.3.

De momentenlijn voor de vloer voor belastinggeval d wordt:

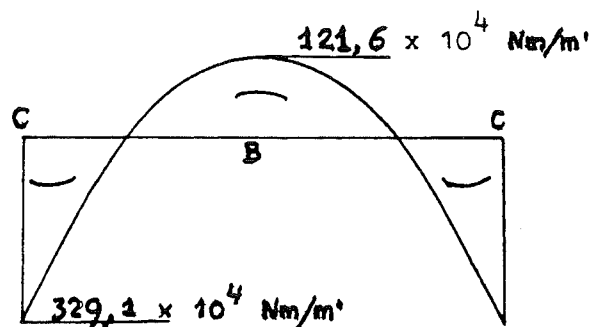


Fig. 2 - 11. Momentenlijn

In de ontwerppraktijk zullen we nog met twee aspecten rekening moeten houden:

- In paragraaf 4. is vermeld, dat de mobiele belasting, de troskracht en de negatieve kleeft alleen in rekening moeten worden gebracht als zij de momenten vergroten. De eerste twee vergroten M_C en verkleinen M_B , de derde doet het tegenovergestelde. Daar bij de bepaling van M_C echter geen der krachten Q_1 t/m Q_3 in rekening is gebracht (deze verwaarlozing is gerechtvaardigd gezien de kleine hefboomsarm der krachten) behoeft geen correctie voor de negatieve kleeft te worden aangebracht. Voor M_B zal echter een herberekening moeten plaatsvinden, waarbij de troskracht en de bovenbelasting worden weggelaten. Hierbij zal moeten worden nagegaan, of dit voor de bovenbelasting inderdaad betekent, dat M_B toeneemt, want zowel de horizontale korreldrukken op de wand als de negatieve kleeft nemen hierdoor af, terwijl de hieruit resulterende effecten voor M_B tegengesteld van teken zijn.

- b. De veronderstelling van de gelijkmatig verdeelde verticale korreldruk leidt tot te hoge momenten. In de volgende paragraaf wordt hierop nader ingegaan.

8. De verdeling van de verticale korreldrukken onder de vloer

Voor de verdeling zijn verschillende uitgangspunten mogelijk:

- a. Een gelijkmatig verdeelde reactie voor de – voor het geval van de sluisvloer symmetrisch ten opzichte van de as aangrijpende – belastingen op de vloer (Q_1 t/m Q_2) en geen reacties voor de momenten die vanuit de wanden op de vloer worden overgebracht (M_C). Met andere woorden, een

oneindig stijve vloer op een zeer slappe ondergrond (waarin geen schuifkrachten worden overgebracht). Deze veronderstelling leidt tot te hoge momenten in de vloer.

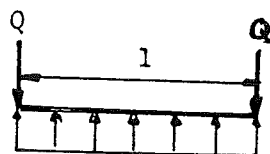
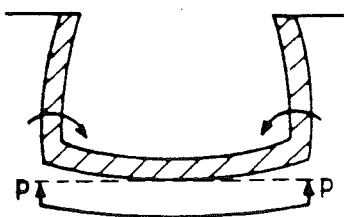
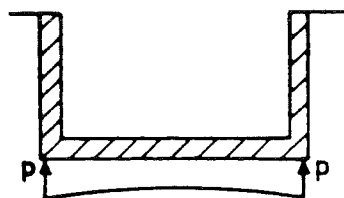
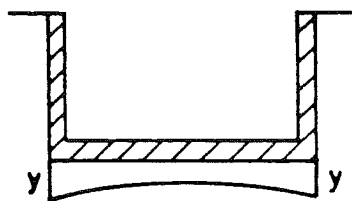


Fig. 2 – 12. $M_{\max} = 1/4 Ql$



- b. De reactie is afhankelijk van de stijfheid van de vloer (EI) en de samendrukbare (k) van de ondergrond. De vloer wordt als elastisch ondersteunde ligger beschouwd.

Bij deze berekening wordt aangenomen, dat de reactie p overal onder de vloer evenredig is met de aldaar optredende verticale indrukking van de ondergrond y . Hierbij geldt dat $p = k \times y$, waarin k (N/m^3) de beddingsconstante is. De grootte van k is afhankelijk van de plaatselijke grondgesteldheid. In deze opzet worden ook momenten, die op de vloer vanuit de wanden aangrijpen, gedeeltelijk als belastingen op de ondergrond afgegeven. Direct onder de wand, waar het moment de vloer als het ware iets omhoog tilt, zullen de verticale korreldrukken, veroorzaakt door de andere belastingen iets afnemen; verder naar de sluisas toe drukt het moment de vloer juist tegen de grond aan en nemen de korreldrukken toe.

Fig. 2 – 13. Momentenverdeling

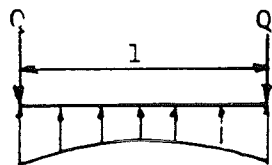


Fig. 2 - 14. $M_{\max} < 1/4 Ql$

De praktijk heeft uitgewezen, dat het een veilige methode is, zeker indien – gezien de ook lokaal aanwezige spreiding in en de nooit exacte metingen van de eigenschappen van de ondergrond – de berekening éénmaal gemaakt wordt met een hoge en éénmaal met een lage waarde van k en de grootste gevonden momenten worden aangehouden.

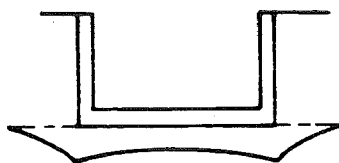


Fig. 2 - 15. Lastspreiding

De uitgangspunten bevatten nog enkele verwaarlozingen. De relatie tussen p en y is niet lineair doch logaritmisch (Terzaghi), nog afgezien van het verloop in de tijd. Bovendien is de beddingsconstante niet gelijk over de gehele breedte van de vloer: nabij de uiteinden van de ligger wordt de belasting in de ondergrond gespreid tot buiten het door de vloer bedekte oppervlak. Door deze schuifkrachtenoverbrenging en het activeren van de naastliggende grond wordt de grond hier stijver en k groter.

- c. Een beschouwing waarbij rekening gehouden wordt met de relatie van Terzaghi en een lastspreiding in de ondergrond volgens Boussinesq. De werkelijkheid wordt hier dichter benaderd dan bij methode b, doch gezien de minder gunstige ervaringen en de onbekendheid van bepaalde factoren wordt de methode niet of nauwelijks toegepast.

Teneinde een kwalitatieve indruk te krijgen omtrent de verschillen in de uitkomsten tussen de methoden a en b, zullen we het bakprofiel uit dit rekenvoorbeeld doorrekenen voor het meest simpele belastinggeval, namelijk het bouwstadium met alleen wanden en vloeren en geen aanaarding of grondwater.

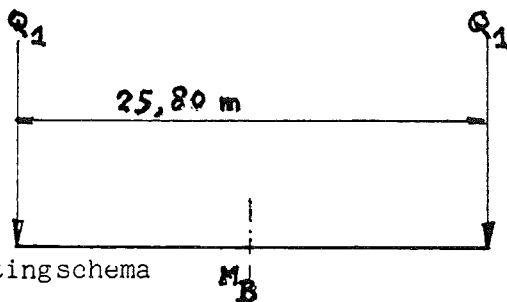


Fig. 2 - 16. Belastingsschema

$Q_1 = 37 \times 10^4$ N (we beschouwen een meter kolk lengte)

De vloer is 2 m dik en is geschematiseerd tot de afstand tussen de hartlijnen van de wanden.

Methode a. (gelijkmatig verdeelde reactie)

De gelijkmatig opgelegde vloer geeft geen momenten.

$$M_B = 0,25 \times 37 \times 10^4 \times 25,8 = 238,7 \times 10^4 \text{ Nm}$$

Methode b. (elastisch ondersteunde ligger)

Ook hier geeft de vloer geen momenten. Volgens Hetényi:

$$M_B = \frac{2 \times Q_1}{\lambda} \times \frac{\sinh(\lambda l/2) \times \sin(\lambda l/2)}{\sinh(\lambda l) + \sin(\lambda l)}$$

waarin: l = lengte van de ligger (25,8 m)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4 EI}}$$

λ is de factor, waarin de samendrukbaarheid van de ondergrond en de stijfheid van de vloer verdisconteerd zijn. Doordat de samendrukbaarheid k onder de vierdemachtswortel voorkomt, heeft een iets verkeerde keuze van k een relatief klein effect op de uitkomst.

De buigstijfheid van de vloer bedraagt:

$$EI = 25 \times 10^9 \times 1/12 \times 1 \times 2^3 = 16,67 \times 10^9 \text{ Nm}^2$$

Nemen we voor k een voor verschillende Nederlandse zandgronden vaak reële waarde, namelijk 10^7 N/m^3 , dan wordt $\lambda = 1,1 \times 10^{-1}$

Als we de verschillende waarden invullen in de bovenstaande formule (de tabellen in het boek van Hetényi beperken het rekenwerk), dan vinden we:

$$M_B = 148 \times 10^4 \text{ Nm}$$

Dit is ca. 62% van het moment dat met methode a bepaald werd.

Voor beddingsconstanten van $0,5 \times 10^7 \text{ N/m}^3$ en $1,5 \times 10^7 \text{ N/m}^3$ wordt M_B resp. $182,8 \times 10^4$ en $122,2 \times 10^4 \text{ Nm}$, dus resp. 77% en 51% van het moment dat volgens methode a berekend werd.

Uit dit voorbeeld blijkt, dat naarmate de ondergrond meer samendrukbaar is (kleinere waarde van k), het berekende moment meer nadert tot dat, berekend met methode a. Het zelfde effect wordt bereikt door bij gelijkblijvende beddingsconstante de vloer dikker (en de EI daardoor groter) te maken.

9. Slotopmerkingen

In dit rekenvoorbeeld is voor de wanden het meest ongunstige belastinggeval (d) beschouwd. De daaruit volgende dimensionering moet dus worden aangehouden.

Voor de vloer is in 7.2. eveneens belastinggeval d doorgerekend, en wel met een gelijkmatig verdeelde korreldrukreactie. Voor een dimensioneringsberekening van de vloer zal belastinggeval d moeten worden herberekend waarbij de vloer als een elastisch ondersteunde ligger wordt beschouwd. Hierbij moeten ook de andere belastinggevallen worden beschouwd. De grootste momenten die uit de belastinggevallen volgen, moeten voor de dimensionering worden aangehouden.

Vanuit de wanden wordt een niet onaanzienlijke normaalkracht in de vloer geïntroduceerd, die gunstig is voor het opnemen van de momenten en die mede in de berekening zal worden betrokken.

