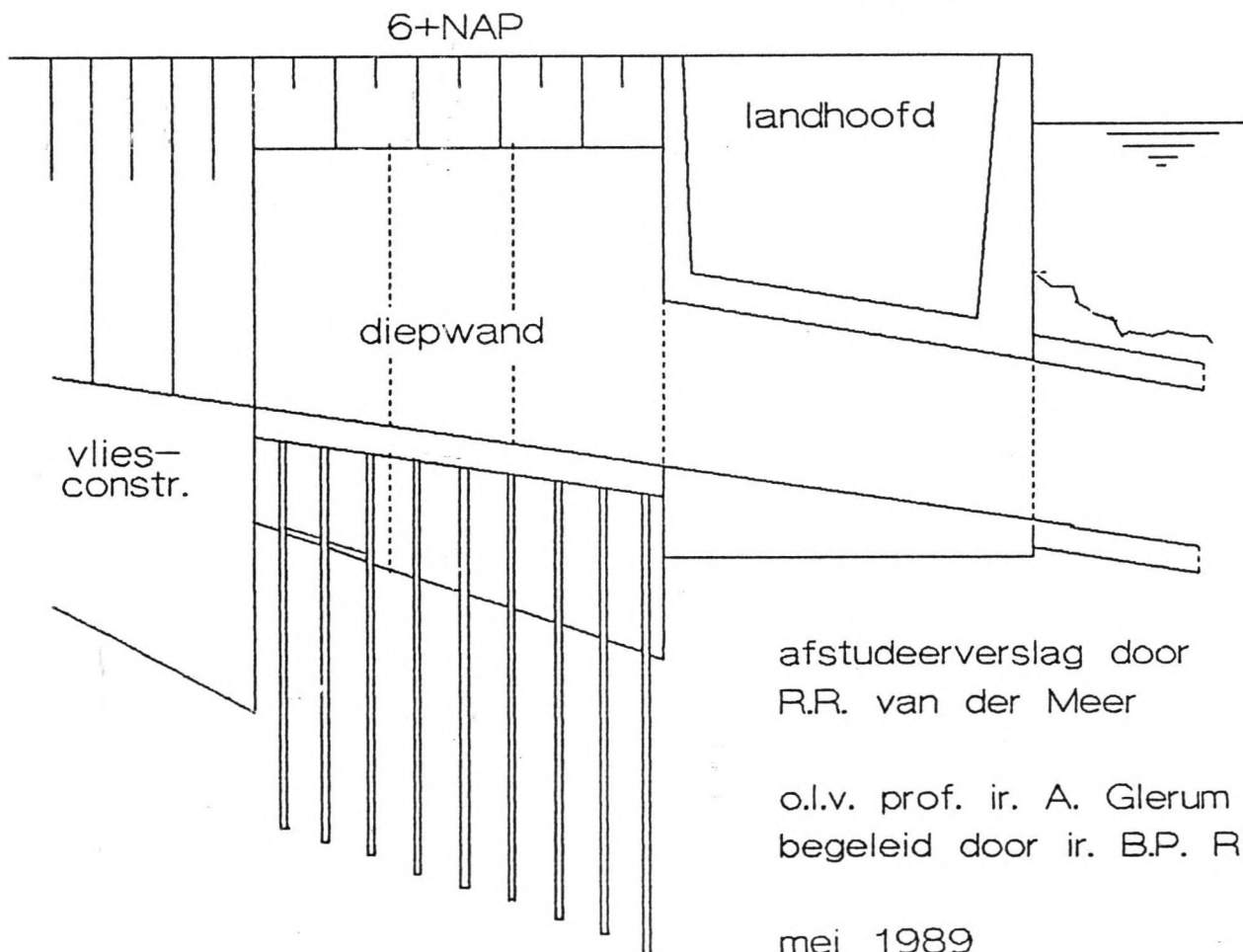


Blankenburgtunnel

Het landhoofd



afstudeerverslag door
R.R. van der Meer

o.l.v. prof. ir. A. Glerum
begeleid door ir. B.P. Rigter

mei 1989

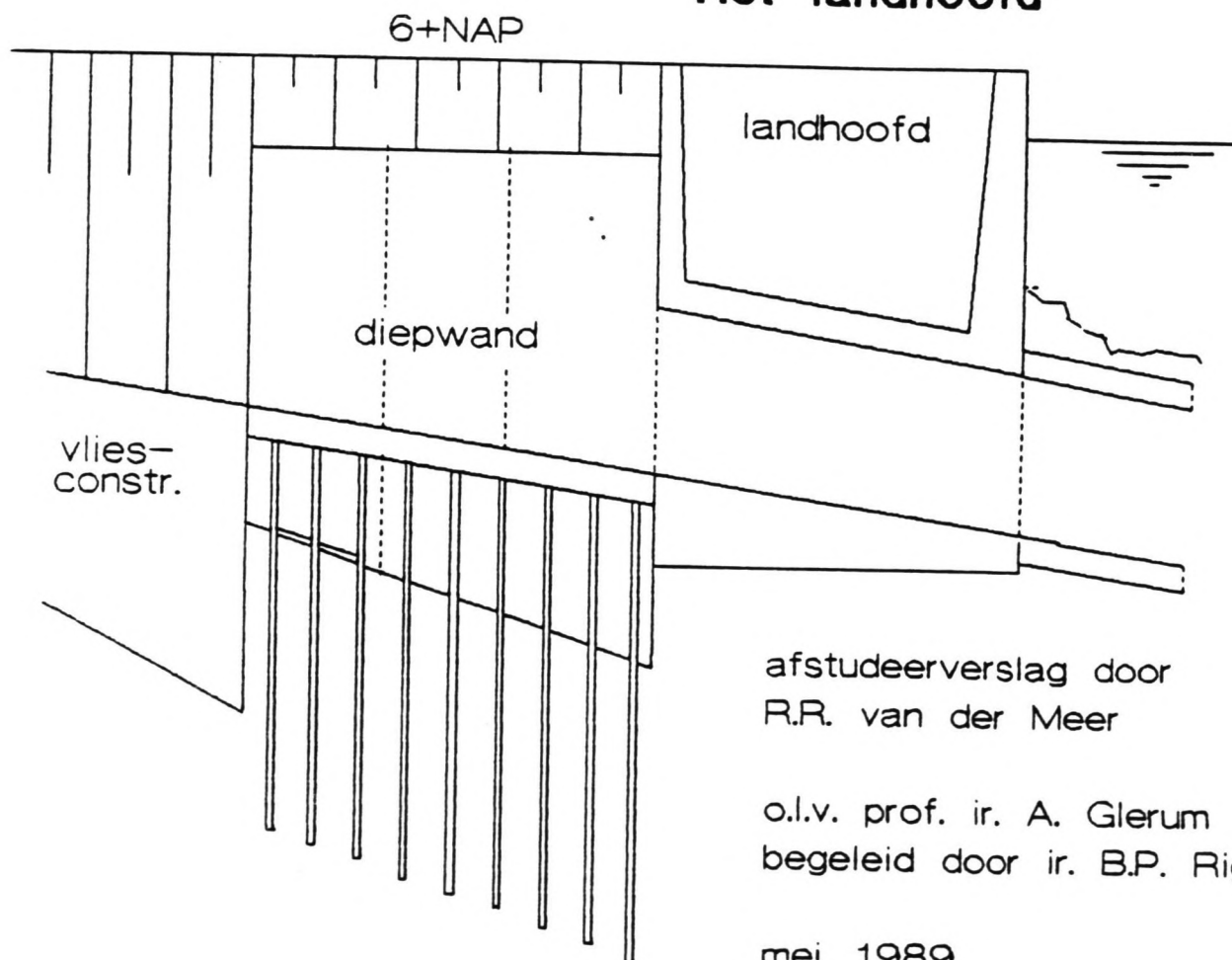




**VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE**
Afd. Civiele Techniek
JH Delft

Blankenburgtunnel

Het landhoofd



afstudeerverslag door
R.R. van der Meer

o.l.v. prof. ir. A. Glerum
begeleid door ir. B.P. Rigter

mei 1989

BLANKENBURGTUNNEL

Het landhoofd

afstudeerverslag door
R.R. van der Meer

o.l.v. prof. ir. A. Glerum
begeleid door ir. B.P. Rigter

mei 1989

VOORWOORD

Voor U ligt mijn afstudeerverlag, handelend over de Blankenburgtunnel. In dit verslag is de aandacht vooral uitgegaan naar het noordelijke landhoofd van deze tunnel. De Blankenburg zal onder de Nieuwe Waterweg komen te liggen, nabij Maassluis (noordelijke oever) en Rozenburg (zuidelijke oever).

Momenteel is het nog niet zeker of er een nieuwe ondergrondse oeververbinding onder de Nieuwe Waterweg gerealiseerd zal worden. Als deze er zal komen, dan is de keuze tussen deze tunnel en een tweede Beneluxtunnel.

Het afstudeerwerk gaat enkel over het noordelijke gedeelte van de tunnel. Het zuidelijke gedeelte van deze tunnel is het afstudeeronderwerp van de heer G. Schotanus. Hoewel deze twee studies gelijktijdig liepen, is er vrijwel geen onderling overleg geweest.

Het afstuderen is bij de vakgroep Constructieve Waterbouwkunde gedaan, onder leiding van professor A. Glerum. De begeleiding was in handen van ir. B.P. Rigter. Hierbij wil ik beiden bedanken voor hun begeleidende en sturende rol.

Dit boekwerk bevat de hoofdtekst, de bijlagen zijn onder gebracht in het tweede gedeelte.

R.R. van der Meer

INHOUDSOPGAVE

HOOFDSTUK I INLEIDING

1.1 Inleiding	1
1.2 Blankenburgtunnel of tweede Beneluxtunnel	2
1.3 Tracébeplanning Blankenburgtunnel	3
1.4 Programma van eisen en wensen	5
1.4.1 Eisen	5
1.4.1.1 Scheepvaart- en waterafvoereisen	5
1.4.1.2 Wegverkeereisen	6
1.4.1.3 Waterkeringseisen	6
1.4.1.4 Constructieve eisen	7
1.4.2 Wensen	7
1.5 Uitwerking eisen	7
1.5.1 Dwarsdoorsnede	7
1.5.2 Horizontaal lengteprofiel	9
1.6 Gezonken gedeelte	11
1.6.1 Bouw zinkelementen	11
1.6.2 Transport zinkelementen	12
1.6.3 Afzinken van de elementen	13
1.6.4 Fundering	15
1.7 Beschrijving verslag	17

HOOFDSTUK II BEMALING

2.1 Inleiding	18
2.2 Geotechnisch grondprofiel	18
2.3 Grondwaterpeilen	19
2.4 berekening verlaging stijghoogte	20
2.5 Berekening debiet	21
2.5.1 Volkomen spanningswater	21
2.5.1.1 Algemene theorie	21
2.5.1.2 Voedende grens	23
2.5.1.3. Afstand voedende grens	24
2.5.2 Onvolkomen spanningswater	25
2.5.2.1 Algemene theorie	25
2.5.2.2 Spanningsbemaling	25
2.6 Samenvatting bemaling	28
2.6.1 Volkomen spanningswater	28
2.6.2 Onvolkomen spanningswater	29
2.7 Berekening benodigde bemalingsdebiet	30
2.8 Conclusie	32

HOOFDSTUK III ZETTINGEN

3.1 Inleiding	33
3.2 Theorie	33
3.3 Berekening waterspanning (c.q.korrelspanning)	34
3.3.1 Uitgangspunten	34
3.3.2 Rand- en overgangsvoorwaarden	35
3.4 Spanningsverloop over de diepte	36
3.4.1 Oorspronkelijke situatie	36
3.4.2 Nieuwe Situatie	37
3.4.2.1 Isohypsens	37
3.4.2.2 Spanningsverloop over de diepte bij punt A.	39
3.4.2.2.1 Bouwputdiepte 14 m + NAP	39
3.4.2.2.2 Bouwputdiepte 18 m + NAP	40
3.4.3 Zettingen	41
3.4.5 Gevolgtrekking	42
3.4.6 Retourbemaling	42
3.5 Conclusie	44

HOOFDSTUK IV DE AFRIT

4.1 Inleiding	45
4.2 Overzicht bouwmethoden afrit	45
4.3 Randvoorwaarden en wensen	45
4.3.1 Grondopbouw	45
4.3.2 Ruimtebeslag/gebrek	46
4.3.3 Horizontale en verticale doorsnede	46
4.4 Ontwerpboom	47
4.5 Eerste schifting	49
4.6 Beschrijving bouwvarianten aan de hand van de ontwerpboom	50
4.6.1 Bouwput - Afsluitende kleilaag - Diep/Dam/Schermwand	50
4.6.2 Bouwput - Afsluitende kleilaag - Wand - Open Bak/Permanente bemaling	51
4.6.3 Bouwput - Geen afsluitende kleilaag - vlies	52
4.6.4 Bouwput - geen afsluitende kleilaag - bemaling	52
4.6.5 Bouwkuip - Damwand/Diepwand -	53
4.6.6 Bouwkuip - - Ankers/Stempels -	54
4.6.7 Bouwkuip - - (Chemische) Injectielaag	54
4.6.8 Bouwkuip - - Gewichtsvloer/onderw.vloer op palen	56
4.7 Uitwerking diverse afritvarianten	59
4.7.1 Uitwerking vloervarianten	60
4.7.1.1 Gewichtsvloer	60
4.7.1.2 Onderwaterbetonvloer met trekelementen	61
4.7.1.2.1 Berekening paallengte met behulp van het kluitcriterium	62
4.7.1.2.2 Berekening paallengte aan de hand van het slipcriterium	63
4.7.1.2.3 Ponsberekening	66

4.7.1.3 Chemische injectielaag	67
4.7.2 Uitwerking wandvarianten	69
4.7.2.1 Hoogte kerende wand	69
4.7.2.2 Bepaling lengte wanden bij de diverse varianten	71
4.7.2.3 Bepaling wanddikte	74
4.7.2.3.1 Dikte wand i.g.v. afsluitende kleilaag	74
4.7.2.3.2 Dikte wand bij variant chemische injectielaag	75
4.7.2.3.3 Dikte wand bij onderwaterbeton met trekpalen	76
4.7.2.3.4 Berekening dikte wand bij gewichtsvloer	78
4.7.3 Vliesconstructie	79
4.7.3.1 Niet gecompartmenteerd	80
4.7.3.2 Gecompartmenteerd	81
4.7.3.2.1 Wandoppervlak tussenwanden	82
4.7.4 Open bak constructie	83
4.8 Keuze afritconstructie	83
4.8.1 Ruimtebeslag	83
4.8.2 Kosten	83
4.8.3 keuze	85

HOOFDSTUK V HET LANDHOOFD

5.1 Definitie	87
5.2 Omschrijving van het landhoofd	88
5.3 Uitgangspunten en aannamen	88
5.4 Voorlopig ontwerp Rijkswaterstaat	89
5.5 Varianten	90
5.5.1 Beschrijving door R.W.S. gebruikte methode	90
5.5.2 Bouwvariant I	92
5.5.3 Bouwvariant II	93
5.5.4 Bouwvariant III	94
5.5.5 Effect diverse varianten	95
5.6 Overwegingen en keuze variant	96
5.7 Horizontale krachten op het landhoofd	97
5.7.1 Horizontale kracht kwalitatief bekeken	97
5.7.2 Soorten overdracht van de horizontale kracht	98
5.7.2.1 Overdracht via contactdruk in de dilatatievoegen naar de open afrit.	99
5.7.2.2 Overdracht via groutankers in de vloer of wanden.	102
5.7.2.3 Overdracht door ruimtelijke constructie via palen.	104
5.7.2.4 Overdracht door ruimtelijke constructie via fundering op staal.	105
5.7.3 Keuze overdracht horizontale kracht	106
5.8 Consequenties zinkfase	106

5.9	Nauwkeuriger plaatsbepaling landhoofd	109
5.9.1	Volgens Rijkswaterstaat	109
5.9.2	Bepaling van discrete punten voor plaatsbepaling	109
5.9.3	Op/aanmerkingen betreffende de diverse trajecten	110
5.9.4	Keuze plaats landhoofd	111
5.10	Vorm landhoofd	113
5.10.1	Diepteligging van het landhoofd	113
5.10.2	Bodemverloop van de vloer van het landhoofd	114
5.10.2.1	Krachtenverloop horizontale vloer	114
5.10.2.2	Krachtverloop verlopende vloer	119
5.10.2.3	Keuze vloervarianten	121
5.10.3	Uiterlijk landhoofd	123
5.10.3.1	Geen harde constructie	124
5.10.3.2	Kerende wand aan de vaarwegzijde	125
5.10.3.3	Kerende wand aan de afritzijde	128
5.10.3.4	Aan beide kopse zijden een kerende wand	130
5.10.3.4	Conclusie vormgeving keerwand	130
5.11	Bepaling benodigde lengte landhoofd	131
5.11.1	Krachten tijdens de zinkfase	131
5.11.2	Krachten tijdens de gebruiksfase	132
5.11.3	Ontwerpeisen	135
5.11.4	Lengteberekening	136
5.11.4.1	Gewicht in relatie tot de opdrijfeis	136
5.11.4.2	Gewicht in relatie tot de bodemwrijving	136
5.11.4.3	Wandwrijving	137
5.11.4.3	Horizontale kracht	137
5.11.4.4	Tegenwerkende horizontale waterkracht	138
5.11.4.5	Berekening lengte	138
5.11.5	Keuze overgewicht (en keuze lengte)	146
5.11.6	Consequentie keuze α voor afrit	152
5.12	Bouwwijze landhoofd	153
5.12.1	De opbarstingseis	155
5.12.2	Bouwwijze	155
5.12.3	Eerste bouwwijze	157
5.12.4	Tweede bouwwijze	159
5.12.4	Keuze bouwwijze	160
5.13	Conclusie	161

HOOFDSTUK VI CONCLUSIE

HOOFDSTUK I INLEIDING

1.1 Inleiding

In dit verslag wordt de gunstigste bouwmethode bepaald voor het landhoofd en de afrit van de Blankenburgtunnel. De Blankenburgtunnel is gepland onder de Nieuwe Waterweg tussen Maassluis op de noordelijke oever en Rozenburg op de zuidelijke oever. Het landhoofd is de overgang van het ter plaatste gebouwde gedeelte (afrit) en het gezonken gedeelte. Naar het gezonken gedeelte van deze tunnel wordt slechts summier gekeken.

Deze studie is opgezet rondom het feit dat een landhoofd grote horizontale krachten te verwerken krijgt. Deze moeten op een goede manier overgebracht worden naar de ondergrond. Bekeken is daarom welke bouwmethode hiervoor het geschiktst is. Een bijkomend punt is dat getracht is het gesloten gedeelte beperkt te houden.

Omdat ook de afrit een rol kan spelen in het krachtenpatroon en bouwwijze van het landhoofd is ook een bouwmethode bepaald voor de afrit. Aan de hand van vergelijking van de kostenramingen voor de diverse varianten is hiervoor een keuze gemaakt.

Nadat de krachten zijn berekend die op een landhoofd werken wordt de lengte bepaald van het landhoofd.

In dit verslag wordt alleen de noordelijke kant van de tunnel bekeken, de zuidelijke kant van de Blankenburgtunnel (De Rozenburg-kant) wordt behandeld door G. Schotanus. Beide studies zijn wel vrijwel gelijktijdig opgestart, maar verder zijn de studies onafhankelijk van elkaar gemaakt.

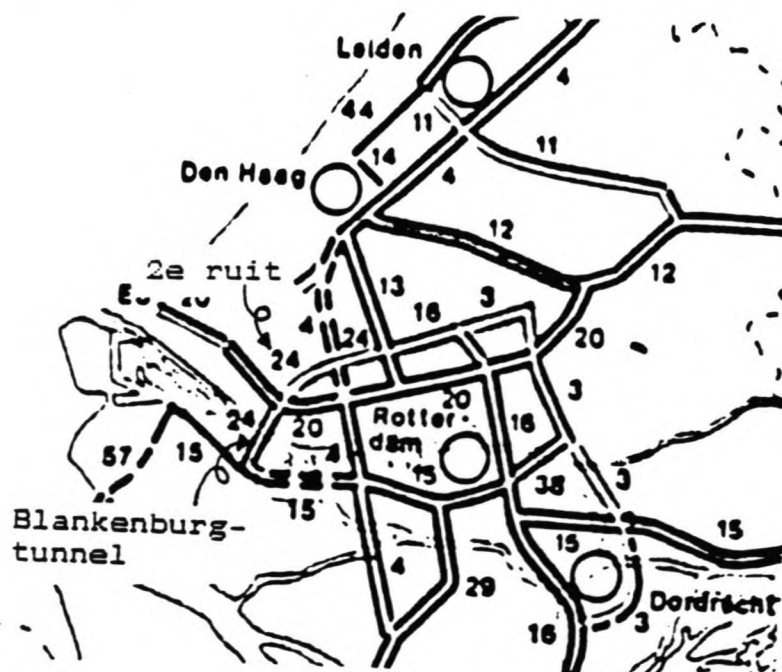
1.2 Blankenburgtunnel of tweede Beneluxtunnel

De Blankenburgtunnel is één van de oeververbindingen rondom Rotterdam die de Noord-Zuid route in de toekomst zou moeten vergemakkelijken. Verkeersprognoses wijzen erop dat capaciteitsproblemen te verwachten zijn bij de huidige oeververbindingen. Met de bouw van een tweede Van Brienenoordbrug wil men bijvoorbeeld de capaciteit van deze oeververbinding vergroten.

Ook worden capaciteitsproblemen verwacht bij de Beneluxtunnel, om de capaciteit daar te vergroten (of juist te ontlasten) heeft men de keuze uit een tweede Beneluxtunnel te bouwen, naast de al gebouwde Beneluxtunnel, of een Blankenburgtunnel aan te leggen nabij Maassluis - Rozenburg. Deze keuze zal niet alleen op technische argumenten worden afgewogen, maar ook op politieke argumenten. Nog steeds is de politieke keuze niet gevallen, maar de voorkeur gaat uit naar de Blankenburgtunnel.

De Blankenburgtunnel, op te nemen in Rijksweg 24, zou met de aansluitende verbindingen een tweede ruit vormen rondom Rotterdam. Het westelijke gedeelte van deze ruit zou de Beneluxtunnel kunnen ontlasten. Het noordelijke gedeelte zou de huidige ruit rondom Rotterdam (A4, A20, A16) kunnen ontlasten als deze het verkeer niet meer kan verwerken. Als belangrijk nadeel kan vermeld worden dat het westelijke gedeelte van de ruit door een groen gebied (dit betekent hier een niet bebouwd weidegebied) zou lopen, namelijk de Aalkeet-polders tussen Maassluis en Vlaardingen.

In de rest van het verslag wordt aangenomen dat de keuze is gevallen op de Blankenburgtunnel, hoewel nog geheel niet zeker is of deze er ooit zal komen noch dat het zeker is dat de te verwachten capaciteitsproblemen bij de Beneluxtunnel aangepakt zullen worden.



1.3 Tracébeëaling Blankenburgtunnel

Het tracé voor de Blankenburgtunnel ligt al voor het grootste gedeelte vast. Echter voor de noordelijke afrit zijn twee tracé-alternatieven bepaald. Namelijk de Blankenburg - West en een Blankenburg - Oost variant, zie de figuur op de volgende bladzijde.

Er zijn voor de Blankenburgtunnel twee varianten bepaald omdat de noordelijke afrit door een groen gebied tussen Maassluis en Vlaardingen zal lopen.

De Blankenburg - West variant ontziet dit groene gebied nog het meest door langs de stedelijke bebouwing van Maassluis te lopen. Een nadeel van deze variant is dat het geluidsoverlast bij de bewoners aan de oostelijke rand van Maassluis groter wordt en dat aansluiting van de afrit op het huidige (en toekomstige) wegennet moeilijk is.

De Blankenburg - Oost variant loopt door het groene gebied tussen Maassluis en Vlaardingen. De geluidsoverlast is in dit geval minder dan bij de voorgaande variant, ook zijn de aansluitingen met het huidige (en toekomstige) wegennet beter te realiseren. Het grote nadeel is natuurlijk de doorsnijding van het eerder genoemde gebied.

Ook hier geldt dat de keuze van een tracévariant een politieke keuze is. Hier gelden dus niet enkel de technische argumenten. Duidelijk moet hier de twee tegenstrijdige wensen geluidsoverlast en ruimtebeslag (en aansluiting op het wegennet) afgewogen worden. Voor de afrit en het landhoofd zelf maakt het niet zoveel uit welke tracévariant gekozen wordt, wat de bouw wijze (constructie) betreft. Het probleem ligt meer in het verlengde van de afrit bij de aansluitingen waar verschil in bouw wijze (constructie) op kunnen treden.

Voor het verslag is gekozen voor het tracé Blankenburg - Oost. Nogmaals wordt hier vermeld dat nog niet zeker is of dit tracé gekozen zal worden, noch dat dit tracé technisch en politiek gezien de beste keuze is. Er is slechts een keuze gemaakt om tot een bouw methode voor de afrit en het landhoofd te komen.

1.4 Programma van eisen en wensen

In deze paragraaf zullen de eisen en wensen vermeld worden, die van belang zijn voor het ontwerp van de tunnel. Dit is in dit stadium nog op kwalitatieve wijze gebeurd. In de volgende hoofdstukken zijn eisen op een kwantitatieve manier ingevuld.

1.4.1 Eisen

De eisen zijn van verschillende aard, namelijk:

- a. eisen met betrekking tot de scheepvaart en de waterafvoer
- b. eisen met betrekking tot het wegverkeer
- c. eisen met betrekking tot de waterkering
- d. eisen met betrekking tot de constructie

1.4.1.1 Scheepvaart- en waterafvoereisen

1. De tunnel zal onder de Nieuwe Waterweg komen te liggen, dit is een druk bevaren vaarroute. Beperking van het scheepvaartverkeer zal daarom niet (te) lang mogen duren tijdens de bouwphase. Dit geldt ook voor de periode waarin de scheepvaart overlast (bijvoorbeeld langzamer varen) ondervindt tijdens de bouw van de tunnel.

In het kort komt het er op neer dat hinder van de scheepvaart beperkt moet blijven tijdens de bouwphase.

2. Een andere eis is dat het tunnelprofiel nergens boven het bodemprofiel van de Nieuwe Waterweg mag uitsteken, thans niet maar ook niet in de toekomst.

Dit heeft de volgende redenen:

- a. Vernauwing van het doorstroomprofiel kan behalve problemen opleveren voor de waterafvoer, ook problemen geven met betrekking tot erosie.
- b. Uitstekende tunnelelementen kunnen beschadigingen opleveren van baggerwerktuigen.
- c. Uitstekende tunnelelementen kunnen beschadigd worden door vallende of schrapende ankers.
- d. Gazonken boten kunnen tot extreme belastingssituaties leiden op tunnelelementen als deze uitsteken.

Geëist wordt daarom dat de bovenkant van de tunnel minimaal 50 cm onder het (eventueel toekomstige) bodemprofiel ligt. Dit levert twee dwangpunten op, namelijk de punten op de beide oevers waar het dijktaalud overgaat in de vaarwegbodem.

Tevens moet om beschadiging door ankers te vermijden de bovenhoeken afgeschuind worden om eventueel vallende ankers minder grip te laten krijgen op een tunnelelement.

3. De Nieuwe Waterweg wordt niet alleen gebruikt als scheepvaartroute, maar ook voor de waterafvoer. Dit betekent dat ten alle tijden een minimaal doorlaatprofiel gegarandeerd moet zijn.

1.4.1.2 Wegverkeereisen

1. Een eerste eis is dat de capaciteit van de tunnel niet kleiner mag zijn dan die van de haar omliggende wegen. Ook het verkeersafwikkelingsniveau mag niet verschillen van de weg (bij hetzelfde verkeersaanbod).
2. Een tweede eis is dat de veiligheid in de tunnel van hetzelfde niveau is als daarbuiten.
3. Verder zullen eisen gesteld worden aan de dwarsdoorsnede van de tunnel en de afrit, zoals het profiel van vrije ruimte. Ook aan het langsprofiel zijn eisen gesteld. Deze eisen zijn nauw verweven met de eisen 1 en 2.
4. Aansluitingen met de overige wegen moeten logisch en overzichtelijk zijn.
5. Ongelijkvloerse kruising met de spoorlijn Rotterdam - Hoek van Holland geeft een dwangpunt.

1.4.1.3 Waterkeringseisen

Een tunnel is in feite een doorbreking van de waterkering, omdat in het algemeen het gesloten gedeelte onder de (hoogste) waterstand van de kruisende vaarweg overgaat in het open gedeelte. Beschadiging (cq. lekkage) van de tunnel zou zonder speciale maatregelen tot overstroming van het omringende achterland kunnen leiden. De faalkans van de tunnel moet dus minimaal gelijk zijn (liefst minder) aan die van de waterkering.

Een oplossing van bovenstaand probleem is om van kanteldijken gebruik te maken. Dit zijn landinwaarts gelegen dijken, waarover de afrit heen moet gaan. Op deze wijze is er een kleinen polder gecreëerd waarin de tunnel igt.

De kanteldijk hoeft in principe niet zo hoog te zijn als de hoogwaterkering, omdat:

- a. de combinatie lekkage tunnel en hoogste waterstand erg klein is.
- b. de golfaanval op kanteldijken veel minder zal zijn.

De afrit aan de Noordzijde is gelegen in een polder met een maaiveldhoogte van $2.25\text{m} + \text{NAP}$. Aan deze kant wordt daarom een kanteldijk gebruikt. Dit in tegenstelling tot de zuidelijke afrit, die uitkomt in niet ingedijkt land met een maaiveldhoogte van $4.5 + \text{NAP}$. Een kanteldijk is op het zuidelijke gedeelte niet nodig.

1.4.1.4 Constructieve eisen

1. Eventuele betonconstructies zullen aan de voorschriften moeten voldoen, zoals vermeld in GTB 1974/84.
2. De levensduur van de tunnel wordt gesteld op 50 jaar.
3. De tunnel zal aan enkele bijzondere belastingen weerstand moeten kunnen bieden, namelijk:
 - brand
 - een inwendige explosiebelasting
 - een gezonken schip boven de tunnel op de rivierbodem gelegen.

1.4.2 Wensen

Het noordelijke traject loopt tussen Maassluis en Vlaardingen. Hierdoor zullen de zogenaamde Aalkeet polders doorsneden worden. Deze polders vormen een landelijk gebied tussen Maassluis en Vlaardingen.

Een wens is om het ruimtebeslag voor de afrit van de tunnel zo veel mogelijk te beperken.

Een andere wens, van de bewoners van Maassluis, is om de geluidsoverlast zoveel mogelijk te beperken.

Bovenstaande twee wensen hebben geleid tot de twee tracévarianten, die in de vorige paragraaf beschreven zijn.

Een andere wens is het gesloten gedeelte niet onnodig lang te maken. In het algemeen zullen de onderhouds- en exploitatiekosten afnemen bij een kleiner gesloten gedeelte. Van de bouwkosten is dat niet direkt te zeggen.

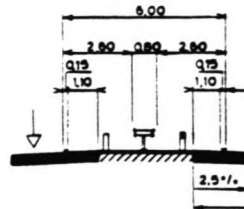
1.5 Uitwerking eisen

Bovenstaande eisen moeten omgezet worden in ontwerpwaarden, allereerst wordt naar het dwarsprofiel van zowel de tunnel zelf als van de afrit gekeken. Daarna zal het horizontaal lengteprofiel behandeld worden.

1.5.1 Dwarsdoorsnede

Uit de te verwachten verkeersprognoses heeft Rijkswaterstaat vastgesteld dat een tunnel met 2 x 2 rijstroken voldoende is om het te verwachten verkeersaanbod te kunnen verwerken. Op de volgende bladzijde is het profiel voor vrije ruimte getekend dat in Nederland gebruikt wordt voor een diepe tunnel in een tweestrooks rijbaan van een autosnelweg (bron: Richtlijnen voor het ontwerpen van autosnelwegen, 1975)

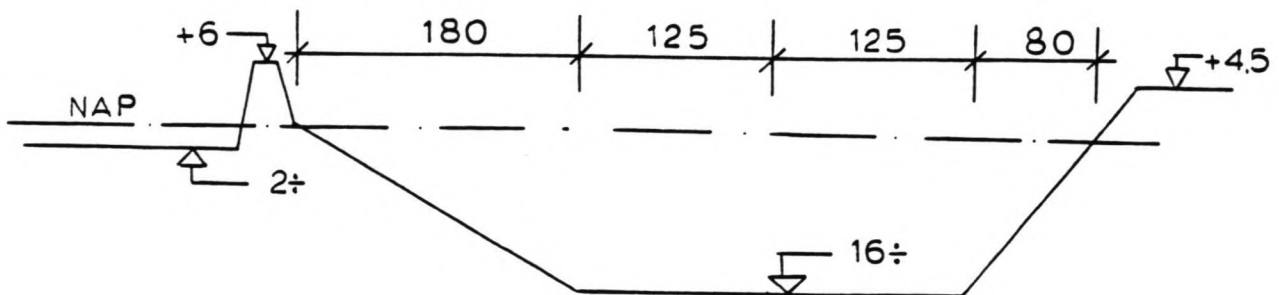
In de voorgaande figuren is aangenomen dat in de middenberm een ondersteuning aanwezig, dit is niet het geval voor de afrit. Voor de middenberm moeten onderstaande maten aangenomen worden.



De benodigde minimale breedte komt in dit geval op 35.7 meter. Bij de berekening van de diverse afritvarianten is een breedte van 40 meter aangehouden.

1.5.2 Horizontaal lengteprofiel

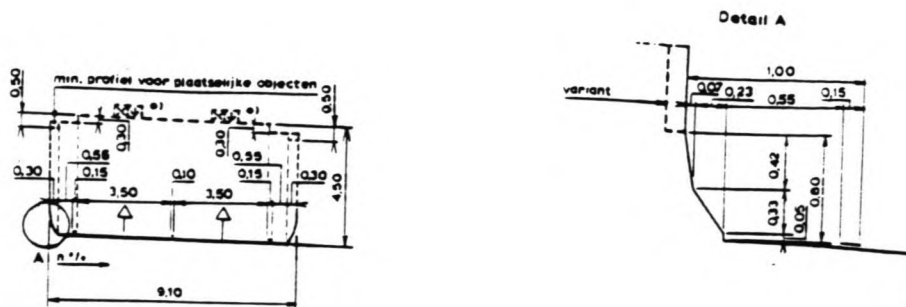
De Nieuwe Waterweg is in doorsnede als volgt geschematiseerd (zie ook afstudeerverslag van A. de Koning):



De wegverkeereisen uit paragraaf 4.1.2 komen neer op de volgende ontwerpwaarden:

- helling maximaal 1 : 22 (4.5%)
- ontwerpsnelheid 120 km/hr
- minimale boogstraal onderafronding (voetboog): 2500 meter
- minimale boogstraal bovenafronding (topboog): 10000 meter.

Bovenstaande maten gelden voor het wegdek zelf.



De belangrijkste maten zijn:

Rijstrookbreedte: 3.50 meter

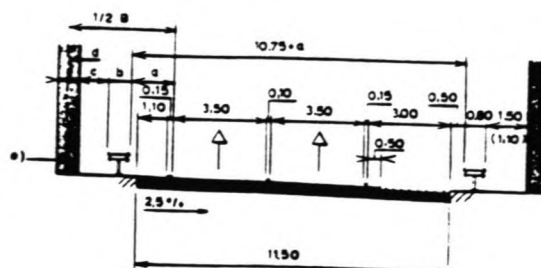
Vrije hoogte : 4.50 meter

Extra hoogte : 0.50 meter (voor rijstrooksignalering, ventilatoren, verlichting, etc)

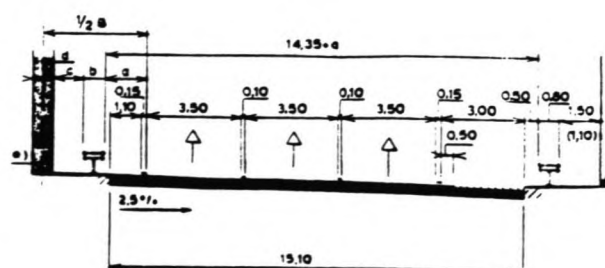
In bijlage I is het dwarsprofiel getekend dat Rijkswaterstaat ontworpen heeft voor de Blankenburgtunnel. Dit profiel wordt als uitgangspunt voor het verslag aangenomen, inclusief de wanddikten, vloerdikte, etc.

Voor het open gedeelte wordt voor de oprit een kruipspoor ontworpen. Dit is vooral gedaan om capaciteitsredenen. Zonder kruipspoor wordt de capaciteit van de tunnel bij een helling van 4.5% te klein ten opzicht van de vlakke weg. Een andere reden is de veiligheid. De oprit begint namelijk op het diepste punt van circa 25m + NAP en eindigt op zijn hoogste punt van 7 + NAP, dit is een hoogteverschil van circa 32 meter. Dit betekent met een (voor het gemak genomen gemiddelde) helling van 4.5% dat de oprit circa 700 meter lang wordt. Het snelheidsverschil tussen personenauto's en volbeladen vrachtauto's kan met deze opritlente opmerkelijk groot worden. Daarom is mede uit het oogpunt van veiligheid een kruipspoor ontworpen voor de oprit, beginnende zodra het gesloten gedeelte overgaat in het open gedeelte. Dit kruipspoor wordt beëindigd enkele honderden meters na de top, zodanig dat de vrachtauto's genoeg tijd hebben om veilig te kunnen invoegen.

Onderstaande profiel wordt gebruikt voor de op- en afrit. (bron: Richtlijnen voor het Ontwerpen van Autosnelwegen, 1975):



afrit
2 - strooks



oprit
3 - strooks

Dwangpunten voor het horizontaal lengteprofiel:

- noordelijke oever:

1^{ste} Rand vaargeul op 125 meter van de as van de vaargeul verwijderd. Dekking moet daar minimaal 0.5 meter zijn.

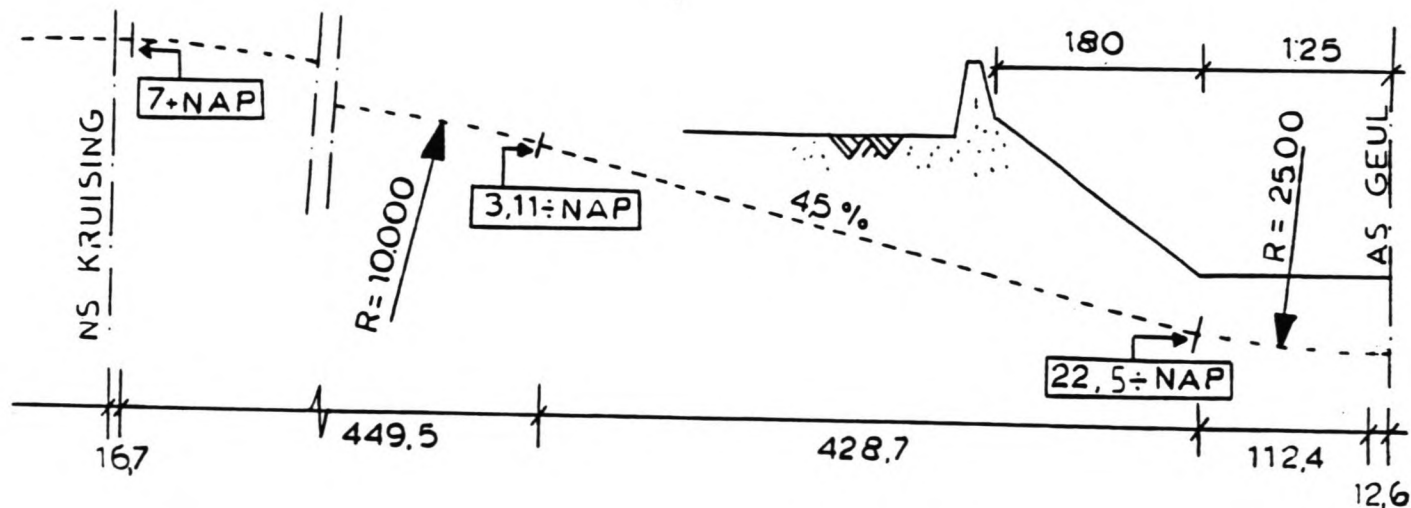
- diepte vaarwegbodem $16\text{m} \div \text{NAP}$. Dit betekent dak van zinkelement dieper dan $16.5\text{m} \div \text{NAP}$.

De hoogte van een zinkelement is volgens bijlage I 7.77 meter. Het wegdek bevindt zich 6.005 meter onder het dak van het zinkelement. Dit betekent dat het wegdek zich bij dit dwangpunt op een diepte van $22.5 \div \text{NAP}$ bevindt.

2^{de} Kruising spoorweg Rotterdam - Hoek van Holland

- afstand spoorwegovergang tot as geul: 1020 meter
hoogte wegdek bij kruising: $7 \div \text{NAP}$

Uitgaande van bovengenoemde eisen en waarden verkrijgt men onderstaande horizontaal profiel van de noordelijke afrit. Voor de berekening zie bijlage II.



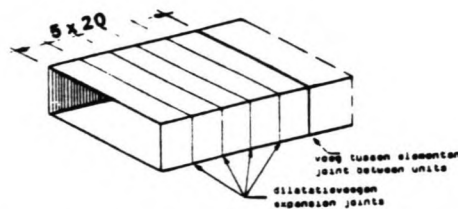
Nu de dwarsdoorsneden van de tunnel en de afrit, en het horizontaal lengteprofiel bekend zijn, is eigenlijk het voorbereidende werk gedaan en kunnen al de bouw wijze van de afrit en het landhoofd bepaald worden.

Omdat echter een tunnel niet alleen bestaat uit een afrit en een landhoofd, maar ook uit een gezonken gedeelte wordt in de komende paragraaf aandacht besteed aan het gezonken gedeelte, hoewel er verder niet aan gerekend zal worden.

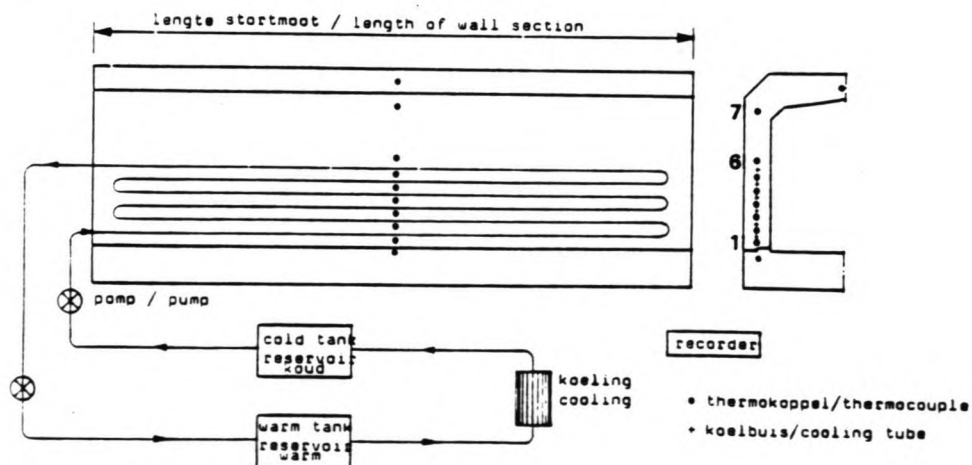
1.6 Gazonken gedeelte

1.6.1 Bouw zinkelementen

Een tunnel die gebouwd is volgens de afzinkmethode bestaat voor een groot gedeelte uit zinkelementen. Deze zinkelementen hebben een lengte van 70 - 120 meter. Deze elementen bestaan op hun beurt weer uit secties van circa 20 meter, waartussen zich dilatatievoegen bevinden, dit om scheurvorming van het beton door krimp bij de stortnaden, temperatuursveranderingen en ongelijke zettingen zoveel mogelijk te voorkomen.



Een zinkelement moet volkomen waterdicht zijn. Dilatatievoegen kunnen scheurvorming (gedeeltelijk) voorkomen van krimp en ongelijke zettingen, maar zijn niet voldoende om scheurvorming te voorkomen dat ontstaat tijdens het verharden van het beton. Oorzaak is de zgn. hydratatiwarmte dat ontstaat bij het verharden van het beton. Om scheurvorming door verharden te voorkomen bouwt men de laatste tijd koelbuizen in de wanden waardoor men tijdens het verharden van het beton koelvloeistof laat stromen. Hierdoor wordt de warmte afgegeven aan de vloeistof en zullen minder temperatuurspanningen optreden, en dus minder scheurvorming.



De zinkelementen worden in het algemeen in een aparte bouwput gemaakt. Meestal is deze op enige afstand van de locatie van de tunnel, omdat een bouwput voor zinkelementen nogal groot van omvang is, waardoor geschikt terrein beperkt is. Voor de tunnels bij Rotterdam wordt vaak de bouwput bij Barendrecht gebruikt aan de Oude Maas, 20.6 km verwijderd van de locatie gereserveerd voor de Blankenburgtunnel.

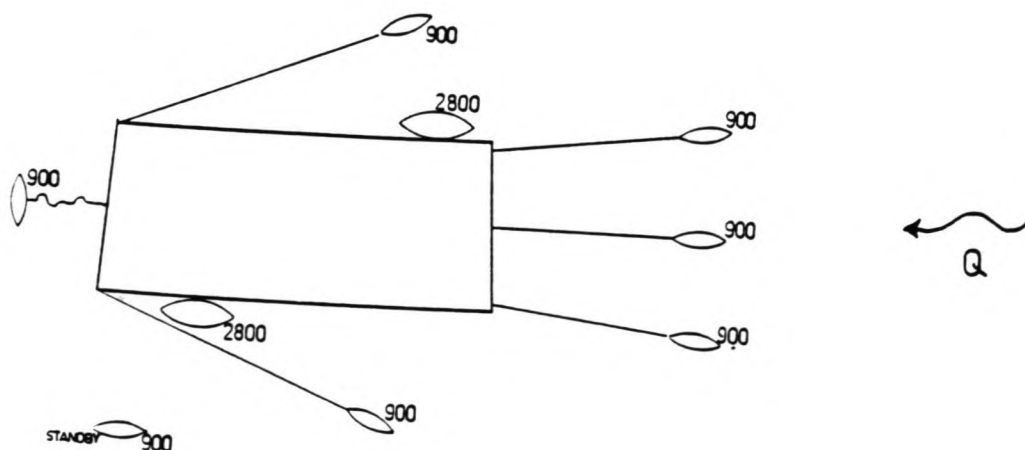
1.6.2 Transport zinkelementen

Omdat de zinkelementen elders gebouwd worden zullen ze over water getransporteerd moeten worden naar de plaats van bestemming. Dit wordt gedaan door ze drijvend te vervoeren.

De zinkelementen worden zodanig ontworpen dat ze, nadat aan beide uiteinde kopschotten zijn geplaatst die de koker geheel waterdicht afsluiten, op het water net blijven drijven. Als het element gereed is wordt (een gedeelte van) de bouwput onder water gezet en wordt het element versleept naar de afbouwsteiger alwaar deze voorzien wordt van transport en afzinkuitrusting.

Het vrijboord (gedeelte dat boven water uit-steekt) is dan net een tiental centimeters groot. Dit geeft meteen een eis voor de diepte van de waterweg waarover de elementen vervoerd zullen worden. Vaak zullen enige ondiepten weggebaggerd moeten worden (of wachten op gunstig getij). De lengte van een zinkelement wordt voor een groot gedeelte bepaald door de mogelijke manoeuvreerruimte tijdens het transport.

Door het grote aanstroomoppervlak van het zinkelement en de meestal aanzienlijke verkleining van het natte profiel worden zeer grote krachten bereikt. Voor het transport zijn daarom vaak meerdere sleepboten noodzakelijk. Hieronder is in de figuur de opstelling getekend van de sleepboten bij het transport van een zinkelement van de Drechtunnel. De getallen geven het motorvermogen aan in pk van de sleepboten. Vermeld moet worden dat de Drechtunnel een wel zeer uitzonderlijk brede tunnel was met 4 x 2 rijstroken, goed voor een elementbreedte van 49.5 meter.

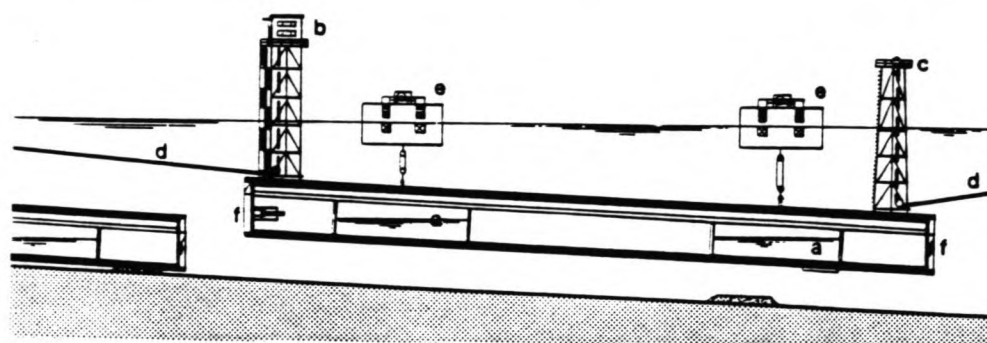


1.6.3 Afzinken van de elementen

Alvorens de elementen afgezonken kunnen worden, zal er een zinksleuf gebaggerd moeten worden alwaar de elementen in afgezonken worden. Als het element bij de zinksleuf is aangekomen, dan wordt het in positie gemanoeuvreerd. De krachten die tijdens deze operatie op kunnen treden zijn grotendeels afhankelijk van de stromingssnelheid. Deze kan in grootte en richting variëren door eb en vloed. Bij toenemende stromingen neemt de kracht kwadratisch toe! Per geval moet het optimale tijdstip om af te zinken uitgerekend worden.

Verder moet verwacht worden dat het in positie brengen van het element betekent dat deze met de grootste afmeting loodrecht op de vaarwegas komt te liggen. Door deze gedeeltelijke blokkering van de waterweg nemen de op het element werkende krachten enorm toe. Deze kracht bepaalt mede de afmetingen van het element.

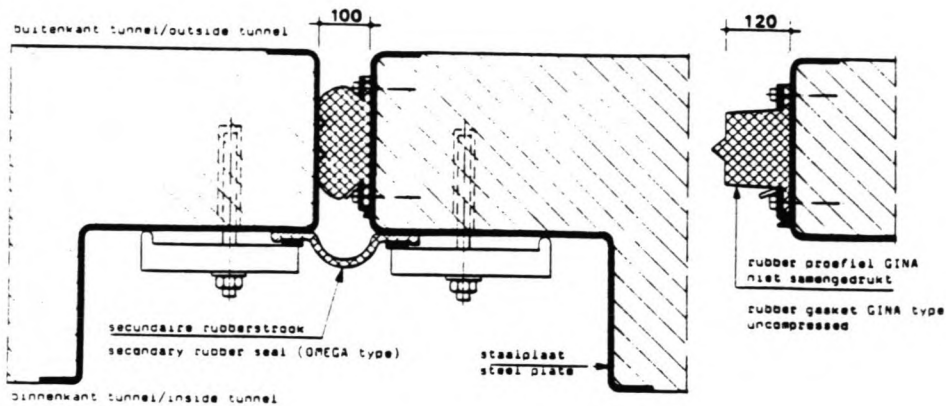
Door ballasttanks, aanwezig in de koker, vol te laten lopen met water onstaat er een overgewicht waardoor het element naar de bodem toe zinkt. Bij de Blankenburgtunnel moet men er op rekenen dat tijdens het afzinken de volumieke massa van het water toeneemt naarmate men dieper komt. Dit komt door de aanwezigheid van de zouttong. Het ballastgewicht moet voldoende zijn om het element verder te laten zinken. In onderstaande figuur is de afzinkprocedure weergegeven.



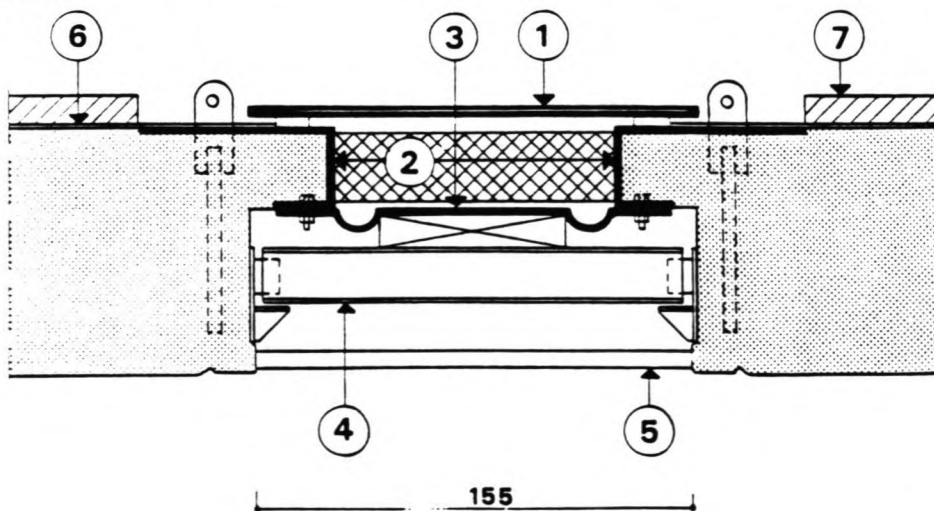
- | | |
|---------------------------------|---------------------------|
| a = ballasttanks | e = pontons |
| b = richttoren met commandopost | f = kopschot |
| c = richttoren | g = tijdelijke oplegplaat |
| d = verhaalkabels | |

Na het afzinken dat heel nauwkeurig moet gebeuren, rust het ene uiteinde op het ter plaatse gebouwde landhoofd, respectievelijk op het voorgaande element. Het andere uiteinde wordt gedragen met behulp van vijzels op oplegplaten die men van tevoren in de zinksleuf geplaatst heeft. Met verticale en horizontale vijzels wordt zondig nog gecorrigeerd. De voegen tussen de elementen wordt afgesloten met een rubberprofiel, het zogenaamde GINA - profiel, dat langs de gehele omtrek van de voeg is aangebracht.

Het nieuwe element wordt met een geringe kracht tegen het voorgaande element getrokken (met behulp van een hamerkop met vijzel), waardoor de GINA - profielen voldoende ingedrukt worden om een ruimte te kunnen creëren volkomen afgesloten van het water daarbuiten. Door nu het water in deze ruimte weg te pompen wordt het nieuwe element tegen het oude gedrukt door de hydrostatische druk op het vrije uiteinde. De voeg wordt nu verder afgesloten met het Omega - profiel.



Dit kan men blijven doen tot de laatste voeg, de sluitvoeg van circa 1 meter. Hier moet men een andere constructie toepassen, omdat men niet meer met de hydrostatische druk kan werken. In deze voeg worden wiggen aangebracht, waardoor de andere voegen samengedrukt blijven. Rondom de sluitvoeg worden stalen schotten aangebracht, die door middel van rubber profielen een waterdichte afsluiting vormen. Hierna wordt het zich in de voeg bevindende water weggepompt en wordt de voeg verder afgewerkt.



- | | |
|----------------------------------|-------------------------------|
| 1 = primaire dichting | 5 = brandwerende afdekconstr. |
| 2 = gevouwen staal | 6 = waterdichte bekleding |
| 3 = permanente dichting (rubber) | 7 = betonnen beschermings- |
| 4 = stalen steunconstructie | schil |

1.6.4 Fundering

Als laatste onderdeel van deze paragraaf wordt de fundering van de zinkelementen behandeld.

Een afgezonken tunnелеlement weegt onder water iets meer dan het verplaatste water, zelfs als het ballastbeton aangebracht is. Ook met de grondekking boven op de tunnel blijft het funderingsgewicht meestal laag. Meestal is het tunnелеlement lichter dan de afgegraven grond, dit betekent dus dat een verlichting van de gronddruk optreedt. De tunnel kan dus meestal direkt op de bodem geplaatst kunnen worden.

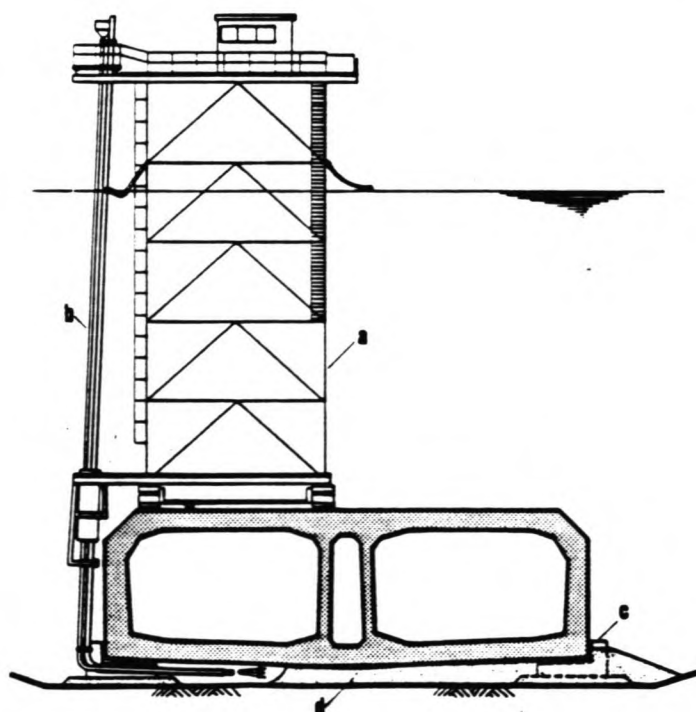
Een element kan (minieme) bodemongelijkheden volgen als een schakelketting (dilatatievoegen). Slechts bij bijvoorbeeld railverkeer moet overwogen worden of paalfundering of iets dergelijks beter is.

De bodem van een gebaggerde sleuf is echter niet geheel vlak, wat betekent dat het element niet overal aan de bodem zal aansluiten. Om dit te voorkomen is het zandspoelen noodzakelijk geworden. Doordat een element als deze afgezonken is op tijdelijke ondersteuning rust is de bodem van dit element enige decimeters (0.5 meter) van de bodem van de zinksleuf verwijderd. Met zandspoelen wordt getracht deze ruimte op te vullen (te spoelen) met zand, waarop het element tenslotte komt te rusten.

Voor dit zandspoelen zijn twee methoden ontwikkeld, namelijk:

onderspoelen:

Deze door Christiani-Nielsen ontwikkelde methode komt neer op het injecteren van een zand-water mengsel met een horizontale buis in de open ruimte tussen het element en de zinksleuf. Door gebruik te maken van twee aanzuigbuizen ter weerszijde van de aanvoerbuiss kan een vast zandpakket verkregen worden.



Underspoelinrichting
Beneluxtunnel

- a. beweegbare kraan in
langsrichting
- b. pijpsysteem voor
zandtoevoer
- c. tijdelijke fundering
- d. onderspoeld zand

gemiddelde dikte zandbed
is circa 1 meter

Voorgaande methode wordt steeds meer vervangen door de zand-injectie-methode, omdat:

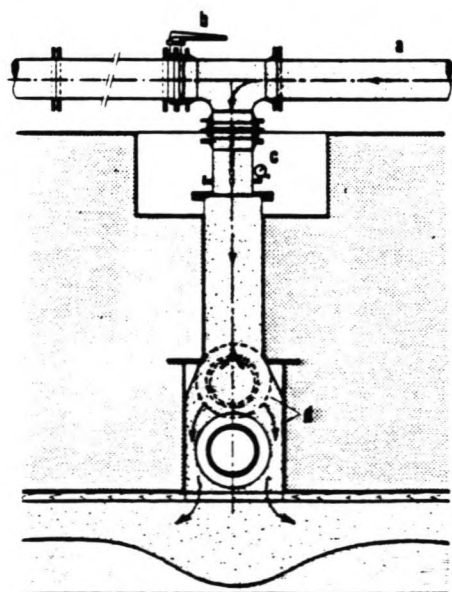
1. Nederland veel drukke waterwegen heeft, onderspoelen vereist rijdend en drijvend materieel, wat hinder oplevert voor de scheepvaart.
2. Toepassing van vrij grof (= duur) zand
3. Kraan kon zich maar heel langzaam verplaatsen, langdurig obstakel voor de scheepvaart

zandinjectie -methode (onderstromen):

Via openingen in de tunnelbodem wordt het zand-water mengsel in de ruimte daaronder geïnjecteerd. Het zand zal na injectie door de vloeropening alle richtingen horizontaal heen gestuwd worden. Na enige afstand neemt de snelheid van het zand af en zal gaan afzetten. Dit leidt tot een cirkelvormige dijk op enige afstand rondom de spoelopening.

De binnenkant van deze cirkelvormige dijk kan beschouwd worden als krater waar geen sedimentatie mogelijk is, dit vindt nu plaats langs het buitentalud van de dijk, die zich op deze manier verbreed. Op een gegeven moment bereikt de dijk de onderkant van het element.

Er ontstaat een soort riviertje tussen de onderkant van het element en de kruin van de dijk. Deze vervoert zand mee en dit slaat neer op het buitentalud, dus aan de mond van het riviertje. Deze wordt steeds langer totdat de weerstand zo groot wordt dat het riviertje een nieuwe bedding zoekt, waarna het proces zich opnieuw herhaalt. De dijk breidt zich op deze manier gestadig uit. Door nu verschillende spoelopeningen in de elementbodem te gebruiken kan effectief de ruimte opgevuld worden.



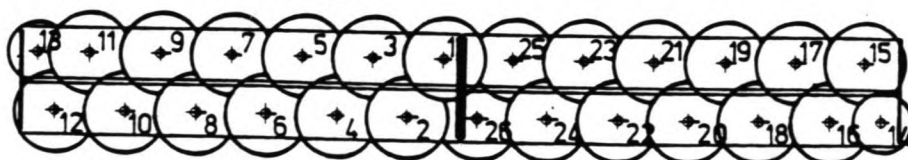
Uitstroomopening gebruikt bij de Vlaketunnel.

- a. pijpleiding voor zand-toevoer
- b. afsluiter
- c. manometer
- d. kogel

vloeipatroon bij zandinjectie Vlaketunnel.

$R = 9\text{ m}$

$R = 12\text{ m}$



1.7 Beschrijving verslag

In voorgaande paragrafen is in het kort de zinkmethode beschreven met de daarbij behorende specifieke problemen. Omdat de Blankenburgtunnel voor een groot gedeelte volgens deze methode gebouwd zal worden is deze methode beschreven.

In dit verslag zal deze methode niet verder worden uitgewerkt.

Vanaf nu wordt enkel gekeken naar de afrit en het landhoofd. Allereerst wordt de afrit bekeken. Het eerste probleem is volgens welk bouwmethode de afrit gebouwd zal moeten worden.

Omdat veel bouwmethoden gebruik maken van bemaling zal eerst bekeken worden of bemaling en de daarbij behorende zettingen aanvaardbaar zijn voor de omgeving. Pas daarna zullen de overblijvende bouwmethoden voor de afrit behandeld worden.

HOOFDSTUK II BEMALING

2.1 Inleiding

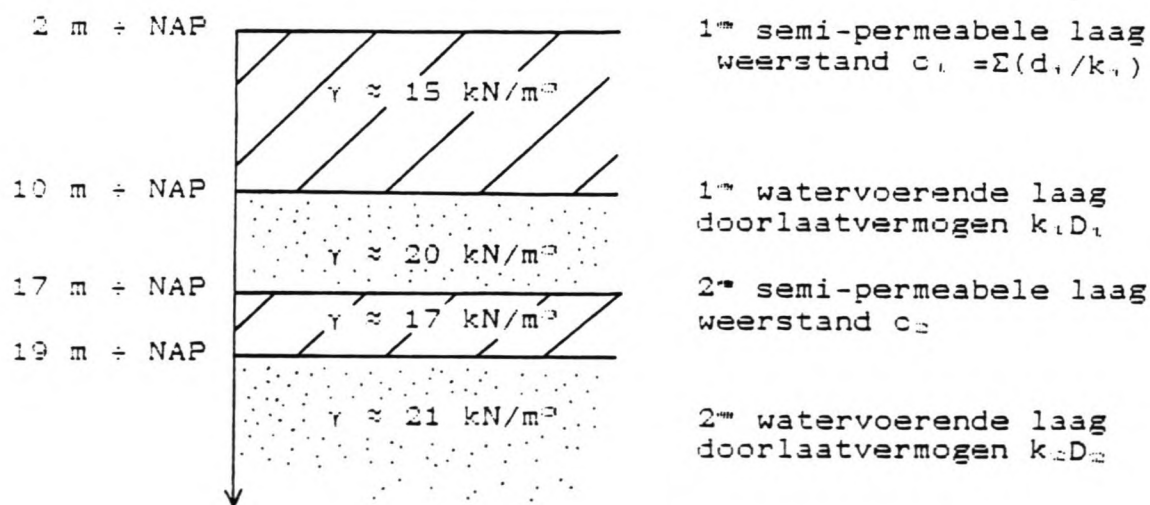
Bij enkele bouwvarianten van de afrit en het landhoofd is het essentieel om te bemalen. De bemaling kan enkel nodig zijn in de bouwfase, maar ook nodig tijdens de gebruiksfase van de tunnel. In ieder geval moet bekeken worden bekeken worden naar de bemalingsdebiëten, en de consequenties welke de bemaling heeft op de omgeving. Aan de hand van de conclusies van dit hoofdstuk wordt bekeken of de betreffende bouwvarianten voor de afrit en het landhoofd verantwoord zijn.

Omdat nog niet bekend is tot welke diepte de open afrit zich uitstrekt, zijn de bemalingsresultaten voor verschillende diepten uitgerekend.

In het eerste gedeelte wordt de voor de berekening noodzakelijke theorie uitgelegd, in het tweede gedeelte wordt gekeken naar bemalingshoeveelheden bij verschillende diepten van de bouwput.

2.2 Geotechnisch grondprofiel

De ondergrond ter plaatse van de noordelijke afrit blijkt als volgt te zijn samengesteld.



Uit vergelijkbare pompproeven (Beneluxtunnel) is bekend:

1 ^{ste} semi-permeabele laag	c_1	= 4000 etm (zeer groot)
1 ^{ste} watervoerende laag	$k_1 D_1$	= 50 m²/etm
	Γ_1	= 200 m
2 ^{de} semi-permeabele laag	c_2	= 1000 etm
2 ^{de} watervoerende laag	$k_2 D_2$	= 1000 m²/etm
	Γ_2	= 1000 m

waarin:

- C : weerstand van de grondlaag tegen waterindringing [etm]
 kD : doorlaatvermogen van de grondlaag, zijnde het produkt
 van de doorlatendheid k en de dikte D [m²/etm]
 F : lakfactor, een karakteristieke grootte van de laag,
 bepaalt in feite over welke afstand bemaling duidelijk
 merkbaar is [m]

2.3 Grondwaterpeilen

Het freatisch vlak van de bovenliggende lagen wordt voornamelijk bepaald door het Polderpeil (PP)

PP Aalkeet binnenpolder	:	zomerpeil	2.29	m	÷	NAP
		winterpeil	2.54	m	÷	NAP
PP Aalkeet buitenpolder	:	zomerpeil	2.68	m	÷	NAP
		winterpeil	2.73	m	÷	NAP

Deze pailen zijn met een nauwkeurigheid van ± 0.15 m

Voor de berekening wordt uitgegaan van een polderpeil (PP) van 2.25m + NAP

De stijghoogten in de watervoerende lagen worden bepaald door het peil op Het Scheur (Nw. Waterweg), alsmede door de omringende polderpeilen.

Karakteristieke waterpeilen ter plaatse van Maassluis:

In Scheur	gemiddeld hoogwater:	G.H.W.	1.05	m + NAP
	gemiddeld laagwater:	G.L.W.	0.56	m ÷ NAP
	laag laagwaterstand:	L.L.W.S	1.0	m ÷ NAP

De gemiddelde stijghoogte in de pleistocene watervoerende laag (diepe zandlaag) is 0 m - NAP

Door hoog waterstand met frequentie eens per tien jaar moet
met een verhoging gerekend worden van + 0.5 m
Door getijamplitude verhoging met + 0.5 m

Voor de stijghoogte (in de diepe zandlaag) wordt daarom aangenomen een hoogte van 1.0 m + NAP

De stijghoogte van het bovenste watervoerende pakket is lager dan het benedenliggende zandpakket, veiligheidshalve wordt aangenomen een stijghoogte van 1.0 m + NAP

opmerkingen:

- a] Getijbewegingen op de Nw. Waterweg planten zich in het grondwater voort, het sterkst in het tweede pakket. De stroming is in Noord-Oost richting en tot ca 1-2 km is het hogere peil van het Scheur in het tweede pakket merkbaar.

Dit betekent dat het Scheur als voedende grens optreedt. Echter de weerstand tegen intreding van het Scheurwater in het grondpakket is vrij groot, veroorzaakt door o.a. de sliblaagjes op de bodem van het Scheur. Daarom wordt de voedende grens niet op de rand (oever) van het Scheur gelegd, maar in de as van het Scheur.

- b] Ook in het eerste pakket is beïnvloeding merkbaar van het fluctuerende water op het Scheur. Dit pakket heeft echter een geringere doorlatendheid dan de vorige, en na enige honderden meters is de invloed al te verwaarlozen. De stijghoogte is dan in dit pakket gelijk aan het polderpeil.
- c] Kwel vanuit het diepe pleistocene zandpakket treedt op naar de polders, als gevolg van het verschil in stijghoogte. De weerstand tegen verticale stroming is echter groot. De kwel is daarom gering, nl 0.1-0.25 mm/dag

2.4 berekening verlaging stijghoogte

Algemeen:

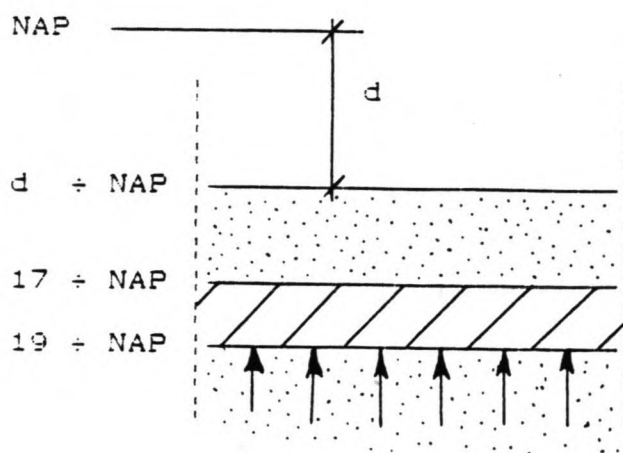
De eis die aan de verlaging van de stijghoogte wordt gesteld, is dat de ondergrond niet mag opbarsten. Dat wil zeggen dat het neerwaartse gewicht van een grondmoot altijd groter moet zijn dan de opwaartse waterdruk.

In het geval van een open bouwput wordt een extra eis gesteld, namelijk dat de stijghoogte in de watervoerende lagen die doorsneden worden, zodanig verlaagd zijn dat er geen uit het talud tredend water kan voorkomen.

Bevindt zich de putbodem in een watervoerende laag dan wordt geëist dat de stijghoogte in die laag een een halve meter onder de putbodem ligt.

Grondopbouw Noordelijke Zijde Nieuwe Waterweg:

Het kritieke punt, in geval van opbarsten, is in deze situatie de onderkant van de (semi-)ondoorlatende kleilaag, op $19\text{m} \pm \text{NAP}$ diepte, omdat onder deze laag zich een omhooggerichte waterdruk opbouwt. Op deze diepte is daarom het verschil tussen het gewicht van de bovenliggende grondmoot en de opwaartse druk van het water minimaal. Voor de duidelijkheid zie de figuur



2.5 Berekening debiet

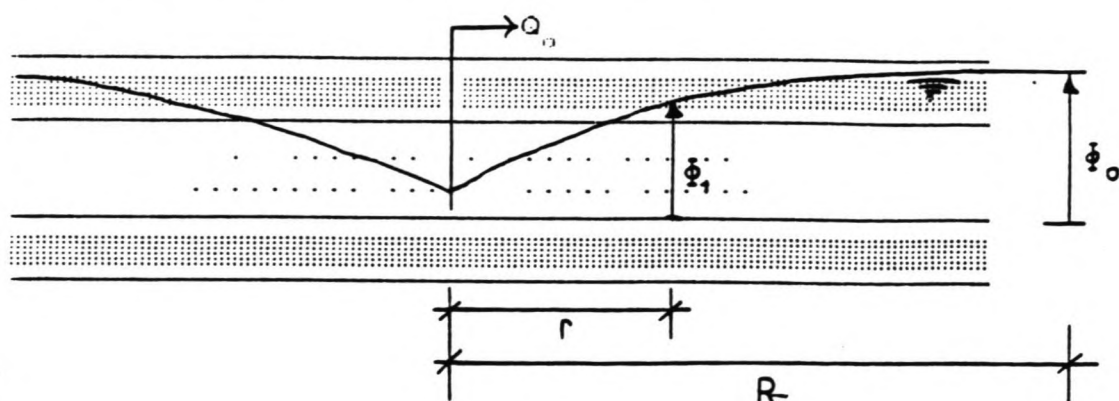
Bij een debietsberekening kan men van twee situaties uitgaan, namelijk van de situatie dat de kleilagen volledig ondoorlatend zijn of dat de kleilagen nog enigszins doorlatend zijn. De eerste situatie wordt volkomen spanningswater genoemd (confined aquifer), de tweede semispanningswater (semi-confined aquifer).

Allereerst wordt de eerste situatie bekeken.

2.5.1 Volkomen spanningswater

2.5.1.1 Algemene theorie

Uit een watervoerende laag, opgesloten tussen twee volkomen ondoorlatende lagen wordt water gepompt.



De formule wordt in dit geval:

$$\Phi_L = \Phi_0 + \frac{Q_0}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [1]$$

waarin: Φ_L stijghoogte t.p.v. r [m]
 Φ_0 stijghoogte t.p.v. R [m]
 Q_0 debietproduktie van de put [m³/hr]
 k doorlatendheidscoëfficiënt [m²/hr]
 H laagdikte watervoerend pakket [m]
 r polaire afstand meetpunt van put [m]
 R afstand waar put geen invloed meer heeft op stijghoogte [m]

De verlaging van de stijghoogte ter plaatse van r wordt dan:

$$\Phi_L - \Phi_0 = \frac{Q_0}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [2]$$

Voor meerder bemalingsputten kan met behulp van superpositie gebruikt worden gemaakt van de volgende formule:

$$\Phi_L - \Phi_0 = \frac{1}{2\pi kH} * \sum Q_j (\ln r_j - \ln R_j) \quad [3]$$

waarin: Q_j produktie van de j -de bemalingsput [m³/hr]
 $r_j = \sqrt{((x-x_j)^2 + (y-y_j)^2)}$
 afstand meetpunt tot j -de put [m]

Stel: elke put heeft dezelfde produktie Q
 en invloedsgebied R

De formule wordt dan:

$$\Phi_L - \Phi_0 = - \frac{1}{2\pi kH} * nQ * \left\{ \left(\frac{1}{n} \right) \ln(r_1 * r_2 * \dots * r_n) - \ln R \right\} \quad [4]$$

Bovenstaande formule is de exacte formule wanneer in het geval van volkomen spanningswater in een gebied meerdere putten werkzaam zijn. Omdat in dit geval alleen bekeken wordt of bemaling mogelijk is, en zo ja met wat voor gevolgen, wordt voor de bovenstaande formule de onderstaande benadering gebruikt (namelijk één grote put met een produktie $Q_0 = Q_1 + Q_2 + \dots$).

Gebruikt wordt de formule:

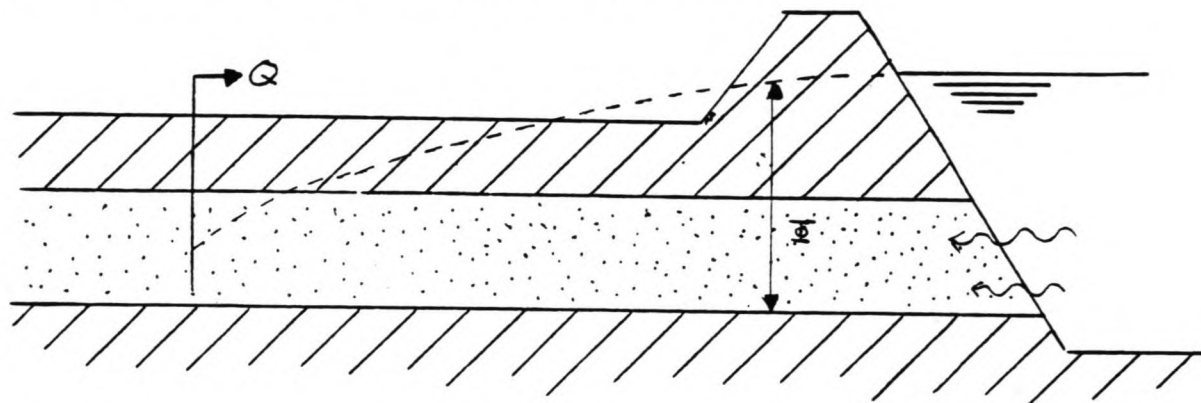
$$\Phi_L = \Phi_0 + \frac{Q_0}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [5]$$

De benadering zal wel enige afwijkingen vertonen met de werkelijkheid, vooral in de onmiddellijke omgeving van de putten zelf. Omdat dit echter zoals eerder vermeld slechts een oriënterende berekening is wordt dit geaccepteerd.

2.5.1.2 Voedende grens

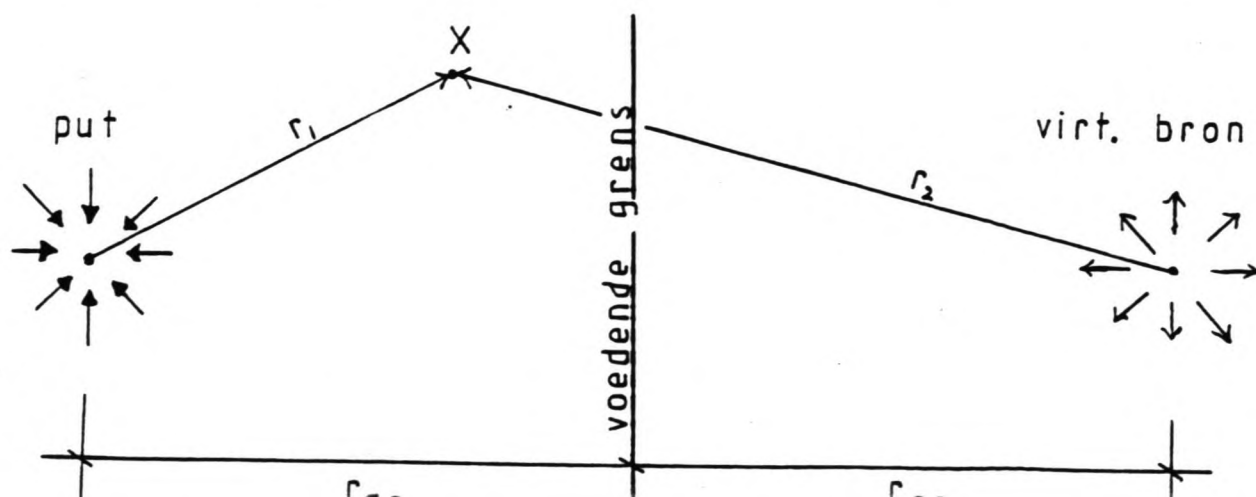
Zoals eerder is opgemerkt treedt Het Scheur als voedende grens op, dat wil zeggen dat daar de stijghoogte niet verandert maar gelijk blijft aan het oude niveau. De bemaling heeft vanaf daar geen invloed meer op de stijghoogte. Zie de figuur

Deze grens wordt voedende grens genoemd omdat deze het weggepompte water aldaar weer aanvult, zodanig dat er totaal geen verlaging bij deze grens optreedt.



Indien geen rekening gehouden zou worden met de voedende grens dan zouden de berekende stijghoogten bij een bepaalde putproductie te laag uitvallen. Of anders gezegd, om een bepaalde verlaging te verkrijgen zou men te weinig debiet Q berekenen. Dit probleem wordt opgelost door middel van spiegelbronnen.

Een spiegelbron is een bron met dezelfde loodrechte afstand tot de voedende grens als de eigenlijke put, maar dan aan de andere kant van de voedende grens. Deze bron heeft hetzelfde debiet als de put, maar dan tegengesteld van teken. Op deze wijze treedt er geen verlaging op bij de voedende grens, en is de invloed van de voedende grens op de rest van het gebied te berekenen.



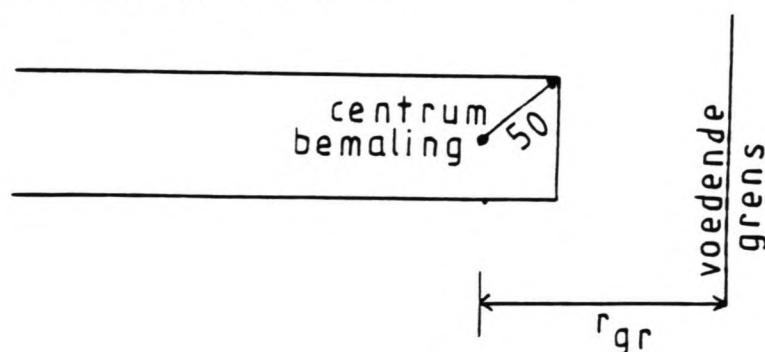
De stijghoogte in punt X wordt nu (met invloed van de voedende grens):

$$\phi_x = \phi_0 + \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ \ln\left(\frac{r_1}{R}\right) - \ln\left(\frac{r_2}{R}\right) \right\} \quad [6]$$

De verlaging van de stijghoogte in punt X:

$$h_0 = \phi_0 - \phi_x = \frac{Q_0}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right) \quad [7]$$

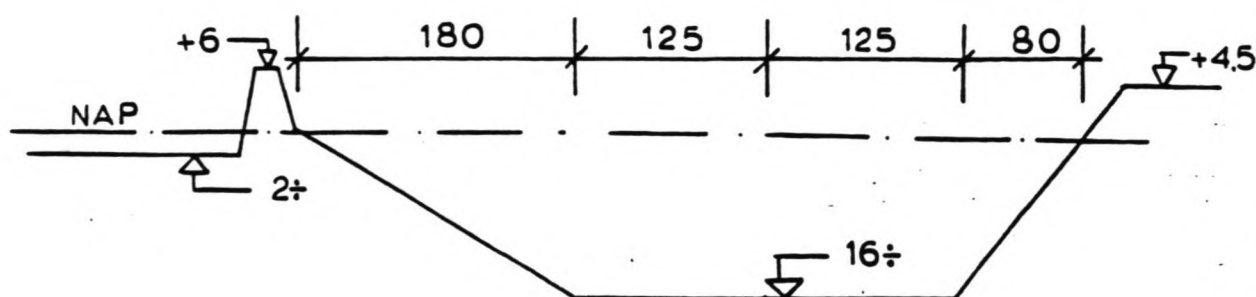
De kritieke punten in een bouwput wat betreft bemaling zijn de twee hoekpunten in het diepste stuk van de bouwput. Stel dat één van deze hoekpunten punt X is. Verder wordt gesteld dat de afstand tussen punt X en het centrum van de bemaling gelijk is aan 50 meter (= r_1). De afstand van punt X tot de spiegelbron wordt benaderd tot $2 \cdot r_{gr} - r_1$ wat gelijk is aan $2 \cdot r_{gr} - 50$ m. Deze benadering wordt aangehouden omdat de hoek α , zijnde de hoek tussen r_2 en de normaal van de voedende grens klein is.



2.5.1.3. Afstand voedende grens

Waar de voedende grens zich precies bevindt is niet direkt te zeggen. Door sliblaagjes op de bodem van de Nieuwe Waterweg zal een zekere weerstand optreden bij de indringing van het water in de zandlagen. Gesteld wordt daarom dat de Nieuwe Waterweg pas als volledig voedende grens optreedt op de as van de geul in de Nw. Waterweg (op 300 meter van de voet van de dijk).

Om de afstand van de voedende grens tot het centrum van de bemaling te bepalen is het dwarsprofiel als volgt geschematiseerd.



2.5.2 Onvolkomen spanningswater

2.5.2.1 Algemene theorie

Bij de voorgaande paragraaf is men ervan uitgegaan dat de afsluitende kleilagen geheel ondoorlatend zijn. Indien men er echter rekening mee houdt dat de kleilagen niet geheel ondoorlatend zijn, maar lekken, dan krijgt men de volgende formule. Hier is tevens al direkt uitgegaan van het bestaan van een voedende grens.

$$\phi_1 = \phi_0 + \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{r_1}{\Gamma}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{\Gamma}\right) \right\} \quad [8]$$

waarin: Γ	lekfactor	[m]
$K_0()$	Besselfunctie, indien $r/\Gamma < 0.1$, dan mag gebruikt worden gemaakt van $\ln(r/1.123)$	[-]
r_1	afstand tot centrum bemaling	[m]
r_2	afstand tot voedende grens	[m]
kH	doorlaatvermogen watervoerende laag	[m ² /hr]
Q_0	produktie van de put	[m ³ /hr]

Hier geldt dat $\Gamma = 1000\text{m}$.

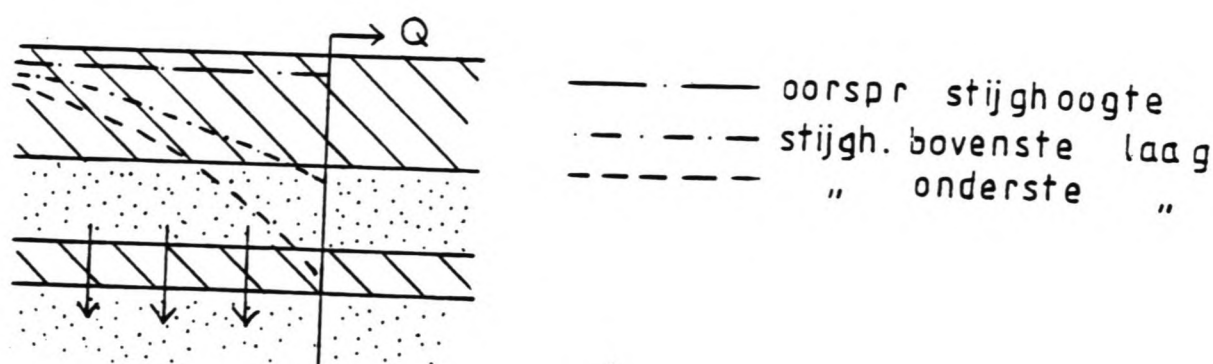
Met $r_1 = 50\text{ m}$ geldt dan de volgende formule:

$$h_1 = \phi_1 - \phi_0 = \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{50}{1123}\right) - K_0\left(\frac{50}{1000}\right) \right\} \quad [9]$$

Ook hierbij moet men in de gaten houden dat dit een benadering is van een stelsel putten, welke geschematiseerd is tot een enkele put (dus ook met één spiegelbron).

2.5.2.2 Spanningsbemaling

Een consequentie van het rekenen met de methode van onvolkomen spanningswater is dat door de bemaling van de diepe zandlaag (zgn. spanningsbemalen) de stijghoogte beïnvloed wordt van de ondiepe zandlaag. Dit wordt veroorzaakt door kwel door de afscheidende kleilaag naar het diepe zandpakket. Zie de figuur

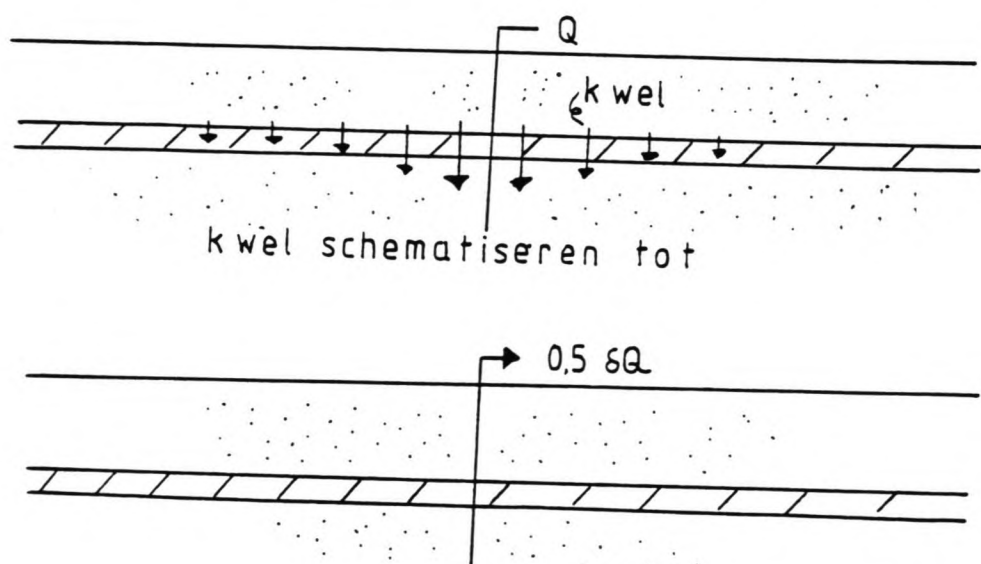


Door het verschil te nemen van het debiet bij volkomen spanningswater met het debiet bij onvolkomen spanningswater krijgt men een indicatie van het debiet dat door de kleilaag loopt.

De volgende problemen treden nu op:

- a) Kwel treedt op bij verschil in stijghoogte. Kwel is dus over het gehele oppervlakte van het invloedsgebied aanwezig, met de grootste concentratie in het centrum van de bemaling omdat daar het verschil in stijghoogten tussen de twee watervoerende lagen het grootst zal zijn.

Wil men dit schematiseren tot een put met een productie $5Q$ (= verschil debiet volkomen spanningswater met onvolkomen spanningswater) dan verkrijgt men te grote verlagingen van de stijghoogten in het bovenste zandpakket, omdat dan gerekend wordt met wateronttrekking op één plaats in plaats van over het gehele oppervlakte. Om toch tot een zekere schematisatie te komen is gekozen om de stijghoogteverlaging van het bovenste zandpakket in geval van onvolkomen spanningswater te laten veroorzaken door een put met een debiet ter grootte van $0.55Q$.



- b) Doordat de stijghoogte in het diepe zandpakket over grote afstand beïnvloed wordt door de bemaling, zal ook de kwel over een groot oppervlakte optreden. De lekfactor van het ondiepe pakket ($\Gamma_{\text{ond}} = 200 \text{ m}$) is dan duidelijk onvoldoende om het gehele gebied te bestrijken waar de kwel werkzaam zal zijn. Gekozen is voor een lekfactor $\Gamma_{\text{diep}} = 1000 \text{ m}$, gelijk aan het diepe pakket.
- c) Het doorlaatvermogen (de transmissie) kH van het ondiepe zandpakket is $50 \text{ m}^2/\text{etm}$

Opgemerkt dient te worden dat bovenstaande redenering een benadering is van de werkelijkheid. Voor deze benadering is gekozen omdat dan met dezelfde soort formules verder gewerkt kan worden, met enkele aanpassingen in de constanten.

Dus spanningsbemaling van de diepe zandlaag geeft in geval van onvolkomen spanningswater ook een stijghoogteverlaging van de bovenste zandlaag volgens onderstaande formule.

$$\begin{aligned}
 h_2 &= \frac{0.58Q}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{r_1}{\Gamma_{\text{zand}}} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{\Gamma_{\text{zand}}} \right) \right\} \\
 &= \frac{0.58Q}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{r_1}{1000} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{1000} \right) \right\} \quad [10]
 \end{aligned}$$

Zoals eerder was vermeld geldt bij een open bouwput nog een extra eis, namelijk dat zoveel mogelijk voorkomen moet worden dat er water uit het talud treedt. En verder moet gelden dat indien de putbodem zich in een watervoerende laag bevindt, de stijghoogte in deze laag zich minstens een halve meter onder de putbodem bevindt.

Het is dan zeer goed mogelijk dat de verlaging van de stijghoogte in het ondiep watervoerende zandlaag (indien deze doorsneden is door de bouwput) voldoende is.

De bovenste zandlaag zal dan nog verder bemalen moete worden volgens onderstaande formule.

$$\begin{aligned}
 h_1 &= \frac{Q_2}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{r_1}{\Gamma_{\text{zand}}} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{\Gamma_{\text{zand}}} \right) \right\} \\
 &= \frac{Q_2}{2\pi kH} * \left\{ K_0 \left(\frac{50}{200} \right) - K_0 \left(\frac{r_2}{200} \right) \right\} \quad [11]
 \end{aligned}$$

2.6 Samenvatting bemaling

Omdat door de vele formules enigszins het overzicht verloren kan gaan volgt hieronder een overzicht van de gebruikte formules in dit hoofdstuk.

2.6.1 Volkomen spanningswater

Stijghoogte ter plaatse van r:

$$\phi_r = \phi_0 + \frac{Q_n}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [1]$$

De verlaging van de stijghoogte ter plaatse van r wordt:

$$\phi_r - \phi_0 = \frac{Q_n}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [2]$$

Indien meerder putten in het gebied werkzaam zijn, kan met behulp van superpositie de volgende formule gebruikt worden:

$$\phi_r - \phi_0 = \frac{1}{2\pi kH} * \sum Q_j (\ln r_j - \ln R_j) \quad [3]$$

Indien alle putten dezelfde produktie Q en invloedsgebied R hebben:

$$\phi_r - \phi_0 = - \frac{1}{2\pi kH} * nQ * \left\{ \left(\frac{1}{n} \right) \ln(r_1 * r_2 * \dots * r_n) - \ln R \right\} \quad [4]$$

Benadering van bovenstaande formule door één put:

$$\phi_r = \phi_0 + \frac{Q_n}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r}{R}\right) \quad [5]$$

De stijghoogte in punt X (diepste punt van de bouwput), met correctie door de voedende grens:

$$\phi_x = \phi_0 + \frac{Q_n}{2\pi kH} * \left\{ \ln\left(\frac{r_1}{R}\right) - \ln\left(\frac{r_2}{R}\right) \right\} \quad [6]$$

De verlaging van de stijghoogte in punt X:

$$h_n = \phi_0 - \phi_x = \frac{Q_n}{2\pi kH} \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right) \quad [7]$$

waarin:	ϕ_r	stijghoogte t.p.v. r	[m]
	ϕ_0	stijghoogte t.p.v. R	[m]
	Q_n	debietproduktie van de put	[m ³ /hr]
	k	doorlatendheidscoëfficiënt	[m ² /hr]
	H	laagdikte watervoerend pakket	[m]
	r	polaire afstand meetpunt van put	[m]
	R	afstand waar put geen invloed meer heeft op stijghoogte	[m]
	Q_j	produktie van de j-de bemalingsput	[m ³ /hr]
	r_j	$= \sqrt{(x-x_j)^2 + (y-y_j)^2}$ afstand meetpunt tot j-de put	[m]

2.6.2 Onvolkomen spanningswater

Stijghoogte in een bepaalde laag, met inbegrip van de invloed van de voedende grens:

$$\Phi_1 = \Phi_0 + \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{r_1}{\Gamma}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{\Gamma}\right) \right\} \quad [8]$$

Stijghoogteverlaging ter plaatse van het diepste punt in de bouwput, met inbegrip van de invloed van de voedende grens:

$$h_1 = \Phi_1 - \Phi_0 = \frac{Q_0}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{50}{1123}\right) - K_0\left(\frac{50}{1000}\right) \right\} \quad [9]$$

Spanningsbemaling van de diepe zandlaag geeft in geval van onvolkomen spanningswater ook een stijghoogteverlaging van de bovenste zandlaag, welke volgens onderstaande formule was benaderd:

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{0.58Q}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{r_1}{\Gamma_{\text{dunne}}}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{\Gamma_{\text{dunne}}}\right) \right\} \\ &= \frac{0.58Q}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{r_1}{1000}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{1000}\right) \right\} \end{aligned} \quad [10]$$

Indien een open bouwput een watervoerende laag doorsnijdt zal deze laag eventueel nog meer bemalen moeten worden volgens onderstaande formule:

$$\begin{aligned} h_3 &= \frac{Q_2}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{r_1}{\Gamma_{\text{dunne}}}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{\Gamma_{\text{dunne}}}\right) \right\} \\ &= \frac{Q_2}{2\pi kH} * \left\{ K_0\left(\frac{50}{200}\right) - K_0\left(\frac{r_2}{200}\right) \right\} \end{aligned} \quad [11]$$

waarin:	Φ_1	stijghoogte t.p.v. r	[m]
	Φ_0	stijghoogte t.p.v. R	[m]
	Γ	lekfactor	[m]
	$K_0(\cdot)$	Besselfunctie, indien $r/\Gamma < 0.1$, dan mag gebruikt worden gemaakt van $\ln(r/1.123)$	[-]
	r_1	afstand tot centrum bemaling	[m]
	r_2	afstand tot voedende grens	[m]
	kH	doorlaatvermogen watervoerende laag	[m ² /hr]
	Q_0	produktie van de put	[m ³ /hr]
	δQ	verschil in debiet bij volkomen spanningswater en debiet bij onvolkomen spanningswater	[m ³ /hr]

2.7 Berekening benodigde bemalingsdebiet

In bijlage IV is voor diverse diepten van de bodem van de bouwput het benodigde bemalingsdebiet uitgerekend. Dit is gedaan met de aanname dat de kleilaag gelegen tussen 17 meter en 19 meter beneden NAP ofwel doorlatend ofwel ondoorlatend is.

In onderstaande tabel staan de resultaten van de berekeningen vermeld:

put- bodem tov NAP [m]	afst. voed. grens [m]	r1 [m]	r2 [m]	benodigde stijgh. verlaging h1 [m]	Q1 [m ³ /hr]	meer prod- uktie [%]
8.3	-	-	-	-	-	-
8.3	480	50	960	0	0	0
9	465	50	910	1.1	109	21
10	445	50	880	2.6	261	10
11	425	50	840	4.6	467	9
12	400	50	800	6.6	679	9
13	380	50	750	8.6	900	8
14	355	50	710	10.6	1127	9
15	335	50	660	12.6	1372	7
16	310	50	620	14.6	1621	7
17	290	50	570	16.6	1897	6
18	265	50	530	18.3	2147	6
19	245	50	480	20.0	2436	5
20	225	50	440	21.5	2715	5
21	200	50	400	22.5	2949	4
22	175	50	350	23.5	3364	6

- r¹ afstand centrum bemaling tot hoekpunt diepste gedeelte
 r² afstand spiegelbron tot hoekpunt diepste gedeelte
 h₁ stijghoogteverlaging diep zandpakket
 Q₁ bemalingsdebiet spanningsbemaling in geval van onvolkomen kleilaag

De laatste kolom betreft de meerproductie ten opzichte van de productie met een volkomen waterdichte kleilaag, als er van wordt uitgegaan dat de bovengenoemde kleilaag niet volkomen waterdicht is. Zoals uit de tabel blijkt, is dit in de grootte van orde van enkele procenten.

Omdat de aanname dat er toch enige lek optreedt me ook juister lijkt dan de aanname dat er totaal geen lek optreedt, wordt vanaf dit moment gerekend met de methode van onvolkomen spanningswater.

Een gevolg van bovengenoemde conclusie (verder rekenen met onvolkomen spanningswater) is dat de stijghoogte van het bovenste pakket beïnvloed wordt door de waterlek naar de onderste zandpakket toe, immers de stijghoogte is in het onderste zandpakket lager dan in het bovenste zandpakket. Zoals eerder vermeld wordt deze lek berekend als zijnde een put in het bovenste zandpakket met een produktie $.5 \cdot 80$ (80 is gelijk aan het debiet bij onvolkomen waterspanning minus het debiet bij volkomen waterspanning)

Voor een open bouwput moet daarom nog gekeken worden of de verlaging van de stijghoogte in het ondiepe zandpakket door de spanningsbemaling in het diepe zandpakket wel voldoende is om een droge bouwput te garanderen.

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de berekening in bijlage IV opgenomen.

diepte bouwput tov NAP	r2 [m]	h3 [m]	Q2 [m3/hr]
10	880	9.11	76
12	800	8.05	68
14	710	7.89	67
16	620	8.22	70
18	530	7.94	69
20	440	7.94	71
22	350	3.58	33

h₃ is de hoogte in het ondiepe zandpakket welke nog bemalen dient te worden om geen uit het talud tredend water te verkrijgen.

Q₂ is het daarvoor benodigde bemalingsdebiet, dit debiet moet in het ondiepe zandpakket bemalen worden.

2.8 Conclusie

Volgens de berekeningen zal er over een grote hoogte bemalen moeten worden. Er zullen zowel grote hoeveelheden water uit het diepere zandpakket bemalen moeten worden als uit het ondiepe zandpakket. Dit brengt enige consequenties met zich mee. De twee belangrijkste zijn de zetting in de omgeving en de verzilting. Naar de zetting in de omgeving wordt in het volgende hoofdstuk gekeken.

Over de verzilting kan het volgende geschreven worden. Doordat het gebied waarin de afrit komt te liggen een poldergebied is (ruim genomen het Westland), is er al sprake van enige verzilting van de grond, doordat zouter water vanuit de lagen die in verbinding staan met het zeewater omhoog wordt gezogen. Door bemaling voor bouwdoeleinden wordt deze zoutlast nog versterkt. Als conclusie wordt gesteld dat de verzilting door gebruik te maken van permanente bemaling van de afrit als bouwvariant er zeker niet minder op wordt.

Permanente bemaling wordt dus gezien als een niet ideale bouwvariant voor de afrit of het landhoofd.

In het volgende hoofdstuk wordt bekeken of de zetting veroorzaakt door bovengenoemde bemaling een criterium kan zijn voor de bouwvarianten.

HOOFDSTUK III ZETTINGEN

3.1 Inleiding

Bemalen van (open) bouwputten heeft diverse gevolgen. Een van die gevolgen is dat men zettingen van de grond in de omgeving mag verwachten. Hoe groot deze zettingen zijn, en hoe schadelijk ze zijn voor de omgeving wordt in dit hoofdstuk nader bekeken.

3.2 Theorie

Bij de berekening van de zetting zal gebruikt worden gemaakt van de formule van Terzaghi, namelijk:

$$z = Z \left(\frac{H}{C_{100}} \right) * \log \left(\frac{p_1 + dp_1}{p_1} \right)$$

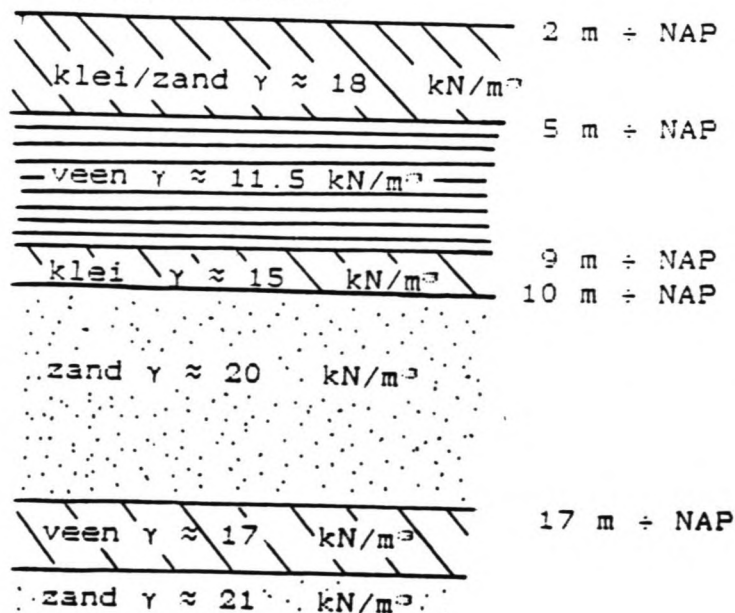
waarin: z	zetting	[m]
H	laagdikte	[m]
C_{100}	samendrukkingsconstante	[-]
p	gemiddelde korrelspanning in de laag (op $\frac{1}{2}H$ eigenlijk)	[kN/m ²]
dp	verandering in korrelspanning	[kN/m ²]

C_{100} is afhankelijk van de grondsoort:

zand.....	$C_{100} = 20 - 200$
leem.....	$C_{100} = 10 - 20$
klei.....	$C_{100} = 5 - 20$
veen.....	$C_{100} = 1 - 10$

Er is enkel gekeken naar primaire zettingen. Door seculaire effecten zullen de berekende zettingen enigszins groter worden in de loop van de tijd (indien de bemaling blijft bestaan).

Uitgangssituatie:



Gegevens:
P.P. 2.25 m + NAP

stijghoogte
1 m + NAP

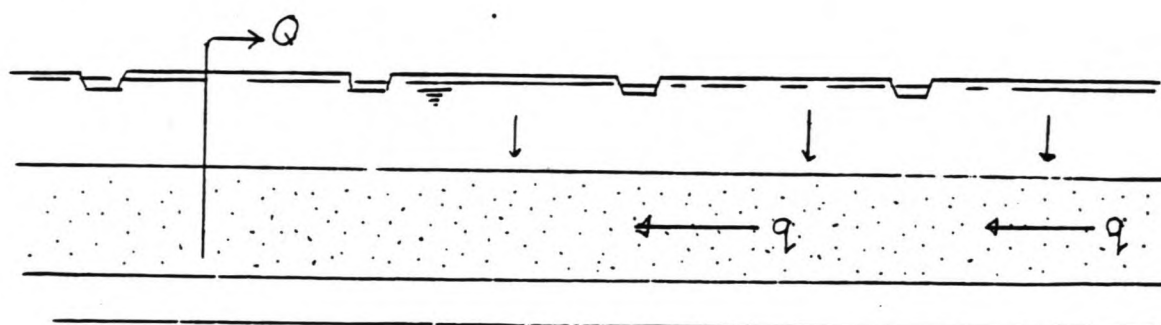
Wat dus bekend moet zijn, is behalve de laagdikte H en de samendrukkingsconstante c_{α} , ook de korrelspanning. Dit is vrij eenvoudig te berekenen voor de diepere lagen, maar ingewikkelder voor de bovenliggende cohesieve lagen.

Juist daar is het belangrijk de korrelspanning (en dus ook de waterspanning) te weten, omdat de spanningen daar nogal klein zijn. Een kleine absolute verandering in het spanningsverloop, geeft al relatief grote verschillen. Dit betekent weer dat $\ln((p + dp)/p)$ vrij groot kan worden.

3.3 Berekening waterspanning (o.g. korrelspanning)

3.3.1 Uitzangspunten

- Er wordt uitgegaan van $\sigma_{\text{tot}} = \sigma_{\text{v}} + \sigma_{\text{w}}$
- Verder wordt ervan uitgegaan dat in de bovenste minder draagkrachtige lagen (tot 10m ± NAP) de eventuele stroming van het grondwater voornamelijk vertikaal gericht is, dit in tegenstelling tot de watervoerende zandpakketten, waarbij wordt uitgegaan dat in deze pakketten de stroming voornamelijk horizontaal is.



Stroming in een bepaalde richting wordt namelijk veroorzaakt door de drukgradiënt in die richting. In de bovenste lagen wordt de verticale drukgradiënt bepaald door het verschil van het polderpeil en de stijghoogte van het ondiepe zandpakket, dat aan de onderkant aan die lagen grenst en de laagdikte van de minder draagkrachtige lagen.

Deze drukgradiënt verschilt aanmerkelijk van de hydrostatische drukgradiënt, waardoor een stroming zal ontstaan. In de minder draagkrachtige lagen is deze stroming veel groter dan de stroming in horizontale richting, omdat de horizontale drukgradiënt, die veroorzaakt wordt door de bemaling lang niet zo groot is. (de invloed van de bemaling strekt zich minimaal enkele honderden meter uit)

Dit betekent dat in de bovenste cohesieve lagen q_{v} en q_{h} verwaarloosbaar klein zijn ten opzichte van q_{v} .

In de watervoerende zandpakketten zal door de grote doorlatendheid van het zand de drukverdeling bij een afwijking in verticale richting zich vrij snel naar de hydrostatische drukverdeling bewegen. Het zand poogt dit ook te doen in horizontale richting, maar daar wordt de afwijking in stand gehouden door de bemaling. Een horizontale stroming treedt dus op die aanzienlijk groter zal zijn dan de verticale stroming in de zandpakketten.

- Het traject waarover het waterspanningsverloop bekeken wordt, zijn de minder draagkrachtige (cohesieve) lagen tussen 2m + NAP en 10m + NAP.
- Het verloop van de waterspanningen wordt berekend met de Wet van Darcy, namelijk:

$$q_z = -k * \delta\phi / \delta z \quad [2]$$

waarin:	q_z	specifiek debiet in z-richting	$[(m^3/s)/m]$
	k	doorlatendheidscoëfficiënt	$[m/s]$
	$\delta\phi$	verandering in stijghoogte	$[m]$
	δz	verandering in plaatshoogte	$[m]$

- Voor de doorlatendheidscoëfficiënten zijn de volgende getallen gebruikt.

klei/zand	$k \approx 10^{-9}$	m/s
klei	$k \approx 10^{-9}$	m/s
veen	$k \approx 10^{-10}$	m/s

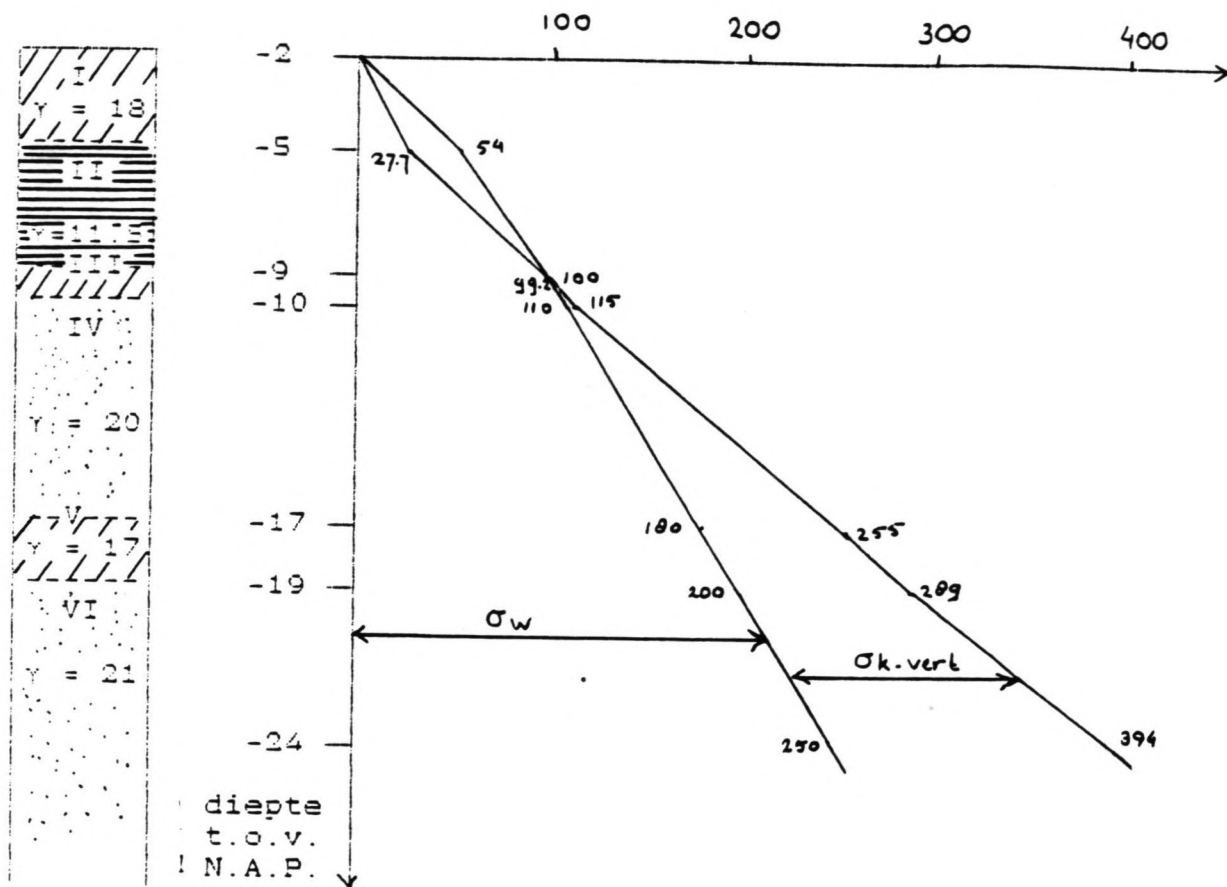
3.3.2 Rand- en overgangsvoorwaarden

- Bovenrandvoorwaarde : P.P. is 2.25 + NAP
Benedenrandvoorwaarde: stijghoogte 1 + NAP
- Overgangsvoorwaarde : doordat geldt dat $q_u = q_v = 0$, geldt als overgangsvoorwaarde dat de q_z in elke laag hetzelfde is.

Voor de berekening van de stijghoogten in de bovenste minder draagkrachtige lagen, zie bijlage V. Nu kunnen ook de spanningen in de grond berekend worden. Voor de resultaten zie volgende pagina.

3.4 Spanningsverloop over de diepte

3.4.1 Oorspronkelijke situatie



I	$p_1 = \frac{1}{2}(54 - 27.7)$	= 13.15 kN/m ²
II	$p_2 = \frac{1}{2}((54 - 27.7) + (100 - 99.2))$	= 13.55 kN/m ²
III	$p_3 = \frac{1}{2}((100 - 99.2) + (115 - 110))$	= 2.1 kN/m ²
IV	$p_4 = \frac{1}{2}((115 - 110) + (255 - 180))$	= 40 kN/m ²
V	$p_5 = \frac{1}{2}((255 - 180) + (289 - 200))$	= 82 kN/m ²
VI	$p_6 = \frac{1}{2}((289 - 200) + (394 - 250))$	= 116.5 kN/m ²

3.4.2 Nieuwe Situatie

3.4.2.1 Ischvosen

De spanningen die in de nieuwe situatie optreden, zijn niet meer hetzelfde als in de oorspronkelijke situatie. Dit komt doordat in de lagen de stijghoogten veranderd zijn. Daardoor zullen de waterspanningen, en dus ook de korrelspanningen, veranderen. Om de zettingen in de omgeving te bepalen is dus in de eerste plaats nodig om te weten hoe groot de diverse stijghoogten worden.

Een handig hulpmiddel is hierbij een kaart waarin isohypsen zijn ingetekend. Isohypsen zijn lijnen die punten met gelijke stijghoogten met elkaar verbinden. De kaarten zijn voor verschillende bouwputdiepten gemaakt. De daarbij aangegeven diepte, is de diepte van het diepste punt van de bouwput. Dus eigenlijk het punt, dat het dichtst bij de Nieuwe Waterweg ligt. Merk op dat hoe dieper de bouwput, hoe meer het centrum van de bemaling zich richting Nw. Waterweg bevindt.

Om een indicatie te verkrijgen van de grootte van de zettingen, is de zetting bekeken die optreedt bij een bouwputdiepte van 14 m + NAP en een diepte van 18 m + NAP. Aan de hand van de bijlagen VI-1.1 t/m VI-3.3 is bekeken, hoe groot de stijghoogteverlaging wordt bij de verschillende grondlagen. Bekeken is de stijghoogteverlaging aan de rand van Maassluis. In de bijlagen is het punt waar de stijghoogteverlaging bekeken is, aangemerkt met de hoofdletter A.

De stijghoogteverlagingen blijken te zijn, bij een bouwputdiepte van 14 m + NAP:

Stijghoogteverlaging diepe laag als gevolg van bemaling van de diepe laag (h_1): 0.75 meter

Stijghoogteverlaging ondiepe laag als gevolg van bemaling van de diepe laag (h_2): 0.5 meter

Stijghoogteverlaging ondiepe laag als gevolg van bemaling van de ondiepe laag (h_3): 0.0 meter

Voor de verklaringen van de symbolen h_1 t/m h_3 zie hoofdstuk III BEMALING

De stijghoogteverlagingen blijken te zijn, bij een bouwputdiepte van 18 m $\div$ NAP:

Stijghoogteverlaging diepe laag als gevolg van bemaling van de diepe laag (h_1): 1.1 meter

Stijghoogteverlaging ondiepe laag als gevolg van bemaling van de diepe laag (h_2): 0.5 meter

Stijghoogteverlaging ondiepe laag als gevolg van bemaling van de ondiepe laag (h_3): 0.0 meter

Uit bovenstaande gegevens blijkt dat bij punt A zowel bij een bouwputdiepte van 14m $\div$ NAP alswel bij een putdiepte van 18m $\div$ NAP h_1 gelijk aan nul is. h_1 is de stijghoogteverlaging in het bovenliggende zandpakket, veroorzaakt door spanningsbemaling in het onderliggende zandpakket. De stijghoogte in het bovenliggende zandpakket wordt dus geheel bepaald door de grootte van de bemaling in deze laag. Deze veroorzaakt een stijghoogteverlaging in het pakket ter grootte van h_2 . Het bovenliggende zandpakket sluit aan tegen de onderkant van het pakket minder draagkrachtige lagen. De drukgradiënt kan nu bepaald worden over deze lagen omdat nu het polderpeil en de stijghoogte aan de onderkant van de lagen bekend zijn.

Verder blijkt de stijghoogteverlaging, in het betreffende punt A, in het ondiepe zandpakket in beide gevallen gelijk te zijn, namelijk 0.5 meter. Dit betekent dat ook de stijghoogten in de minder draagkrachtige lagen in beide gevallen gelijk zijn. Met bovenstaande gegevens worden de stijghoogten berekend van de bovenliggende lagen. Zie bijlage VII

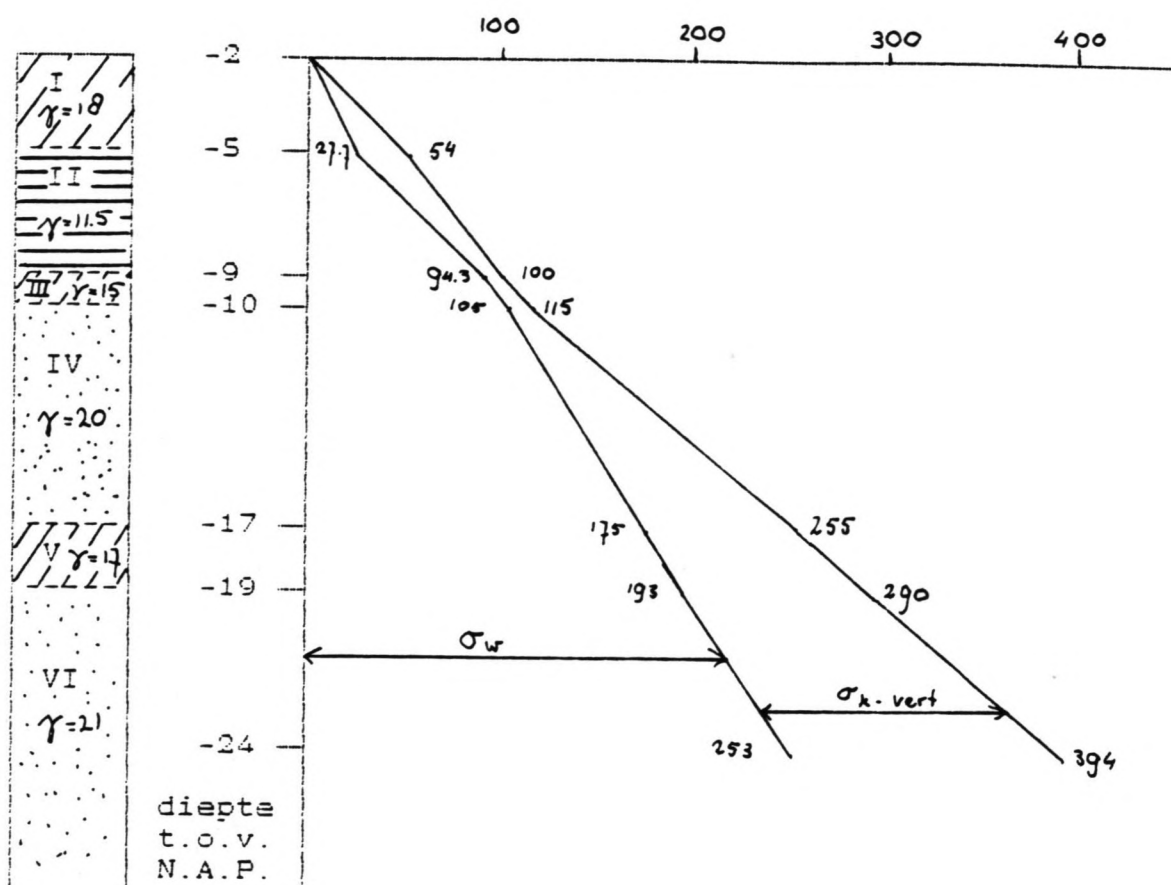
Uit deze berekening blijken de stijghoogten in de bovenste minder draagkrachtige lagen, dus zowel bij een bouwputdiepte van 14 m $\div$ NAP als bij een diepte van 18 m $\div$ NAP, de volgende waarden te bezitten (zie bijlage VII)

kleilaag	2 m $\div$ NAP tot	5 m $\div$ NAP:	2.25 m $\div$ NAP
veenlaag	5 m $\div$ NAP tot	9 m $\div$ NAP:	2.23 m $\div$ NAP
kleilaag	9 m $\div$ NAP tot	10 m $\div$ NAP:	0.43 m $\div$ NAP

Nu alle nieuwe stijghoogten bekend zijn kunnen allereerst weer de spanningen berekend worden. Voor het resultaat zie volgende bladzijde.

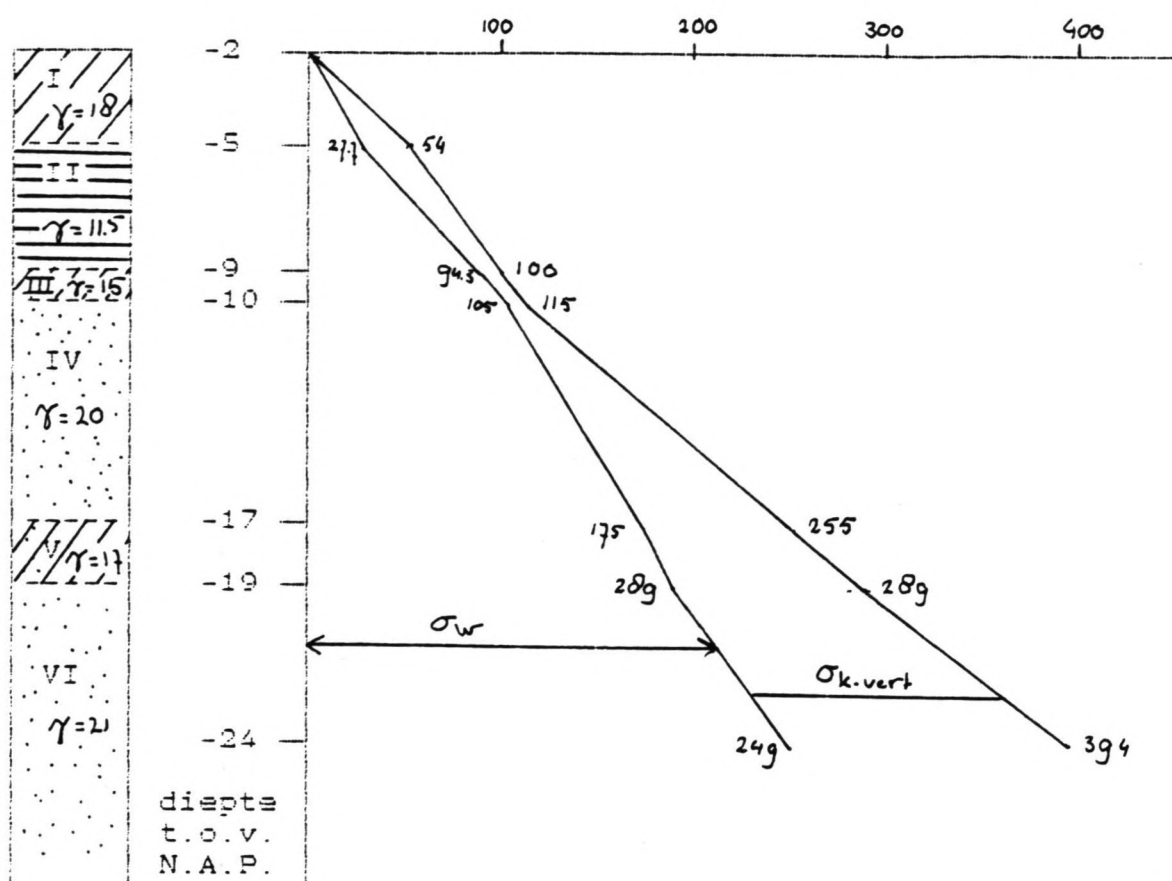
3.4.2.2 Spanningsverloop over de diepte bij punt A.

3.4.2.2.1 Bouwoutdiepte 14 m ± NAP



I	$p_1 = \frac{1}{2}(54 - 27.7)$	= 13.15 kN/m ²
II	$p_2 = \frac{1}{2}((54 - 27.7) + (100 - 94.3))$	= 16.0 kN/m ²
III	$p_3 = \frac{1}{2}((100 - 94.3) + (115 - 105))$	= 7.85 kN/m ²
IV	$p_4 = \frac{1}{2}((115 - 105) + (255 - 175))$	= 45.0 kN/m ²
V	$p_5 = \frac{1}{2}((255 - 175) + (289 - 193))$	= 88.25 kN/m ²
VI	$p_6 = \frac{1}{2}((289 - 193) + (394 - 253))$	= 119.0 kN/m ²

3.4.2.2.2 Bouwputdiepte 18 m + NAP



I	$p_1 = \frac{1}{2}(54 - 27.7)$	$= 13.15 \text{ kN/m}^2$
II	$p_2 = \frac{1}{2}((54 - 27.7) + (100 - 94.3))$	$= 16.0 \text{ kN/m}^2$
III	$p_3 = \frac{1}{2}((100 - 94.3) + (115 - 105))$	$= 7.85 \text{ kN/m}^2$
IV	$p_4 = \frac{1}{2}((115 - 105) + (255 - 175))$	$= 45.0 \text{ kN/m}^2$
V	$p_5 = \frac{1}{2}((255 - 175) + (289 - 189))$	$= 90.0 \text{ kN/m}^2$
VI	$p_6 = \frac{1}{2}((289 - 189) + (394 - 249))$	$= 122.5 \text{ kN/m}^2$

Zoals blijkt uit de twee voorgaande tabellen zijn de verschillen in zetting als gevolg van bemaling bij een bouwputdiepte van 14 m + NAP en een bouwputdiepte van 18 m + NAP zeer gering. Deze verschillen worden in dit geval uitsluitend veroorzaakt door de net iets verschillende stijghoogte in de diepe zandlaag bij 14 m + NAP en bij 18 m + NAP.

Wat wel grote verschillen kan veroorzaken is de onnauwkeurigheid in de grootte c_{10} . Deze kan per laag soms wel een factor 10 verschillen.

Uit vergelijkbare pompproeven (Benelux-tunnel) bleek er een zetting te ontstaan van minder dan een halve decimeter. Om dus een indicatie te krijgen van de zettingen, mag men aannemen dat de berekende minimale waarden (circa 5 cm) in de buurt komen van de werkelijke zetting.

3.4.5 Gevolgtrekking

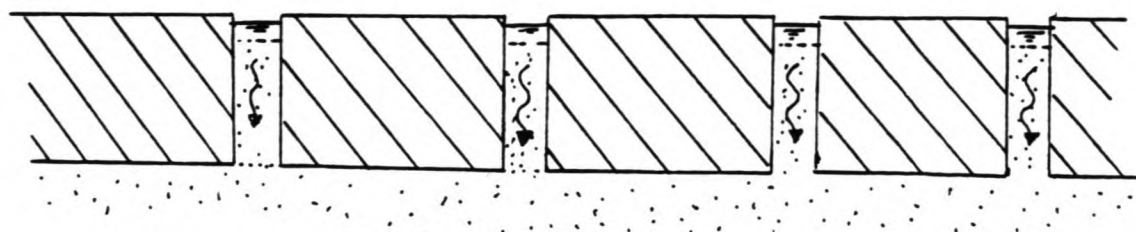
Uit bovenstaande berekening mag geconcludeerd worden dat het zondermeer bemalen van de grond waarschijnlijk geen al te grote problemen zal opleveren in de bebouwde kom van Maassluis, hoewel 5 cm een behoorlijke zetting is, maar dit kan met behulp van retourbemaling vermindert worden. Wat wel problemen op kan leveren is de nabijheid van de spoorlijn Rotterdam-Hoek van Holland. Deze ligt zodanig dicht in de buurt van de bouwput dat (enige) zakking verwacht mag worden, als er geen speciale maatregelen worden getroffen om dit te minimaliseren. Aangezien men al in Maassluis (punt A) een zakking van minimaal circa 5 cm kan verwachten, zal waarschijnlijk de zakking ter plaatse van de spoorlijn te groot zijn om dit zonder maatregelen op te vangen. De zakking nabij de spoorlijn kan echter verminderd worden door toepassing van retourbemaling.

3.4.6 Retourbemaling

Het bovengenoemde probleem kan worden opgelost door retourbemaling toe te passen. Door retourbemaling toe te passen kan men het invloedsgebied van de bemaling, met betrekking tot de stijghoogteverlagingen in de grond, verminderen. In dit geval is dat zeker gewenst omdat de gevolgen van de bemaling nog ver in de omtrek merkbaar zouden zijn.

Retourbemaling wordt op twee manieren toegepast:

- a. Zandpalen tot de watervoerende laag, vrij dicht op elkaar staand met daarboven een sloot voor een constant water-niveau.



Een bezwaar van voorgaande methode is dat de capaciteit van deze methode niet zo groot is.

- b. Retourbronnen injecteren water in de ondiepe zandlaag. De capaciteit is groter dan voorgaande methode. Wanneer geen bemaling meer noodzakelijk is kunnen de retourbronnen zonder veel moeite verwijderd worden, dit in tegenstelling tot de voorgaande methode, waar dit niet mogelijk is.

Een nadeel van retourbemaling is dat de bemaling zelf (meestal) een grotere capaciteit moet krijgen, doordat nu een grotere watervolume bemalen moet worden.

Om de invloed van een retourbemaling te onderzoeken is bij een bouwput met een diepte van 18 m + NAP gekeken naar een aantal retourbronnen, zodanig gelocaliseerd dat de spoorlijn grotendeels van zetting is gevrijwaard.

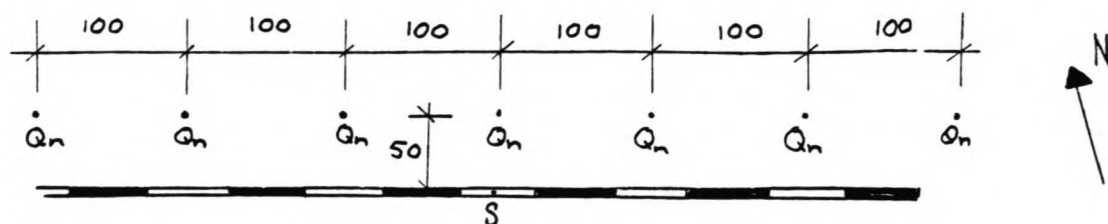
Eén enkele retourbron zal waarschijnlijk problemen opleveren, omdat door de injectie van een grote hoeveelheid water in de watervoerende lagen er een kans bestaat dat de grond gaat opbarsten. Bekeken is daarom ook naar aantal kleinere retourbronnen, ieder met een gelijke capaciteit.

Bij de berekening van de benodigde capaciteit van de retourbronnen is als volgt te werk gegaan:

Uit voorgaande berekeningen bleek dat de meeste zettingen veroorzaakt worden door de bovenliggende minder draagkrachtige lagen. Zorgt men er nu voor dat de stijghoogte in het daaronder gelegen watervoerende zandpakket gelijk blijft, dan heeft men een zeer groot deel van de eventueel optredende zettingen geneutraliseerd.

Uit de isohypsenkaart wordt de verlaging in het ondiepe zandpakket bepaald, ter plaatse van de spoorlijn. Bij deze verlaging wordt de capaciteit berekend, welke voor een serie retourbronnen nodig is om de verlaging op te heffen. Deze retourbronnen liggen op een regelmatige afstand parallel aan de spoorlijn. Door de injectie van water in de grondlagen, moet de debietsverhoging berekend worden van de eigenlijke bemaling om de bouwput droog te houden. Deze debietsverhoging geeft weer een extra verlaging bij de spoorlijn, welke wederom gecorrigeerd moet worden door de capaciteit aan te passen aan de veranderde verlaging. Deze iteratieve berekening wordt zonodig enige keren herhaald totdat de juiste waarden voldoende nauwkeurig zijn berekend.

Bij de berekening is voor de volgende opstelling van de retourbronnen gekozen.



Bij deze serie van zeven retourbronnen kan makkelijk het benodigde debiet worden uitgerekend om de grondwaterverlaging in punt S te compenseren. De grootte van de bronnen-serie is zeven, omdat met deze tussenliggende afstanden de twee buitenste retourbronnen nog net in het invloedsgebied rondom S liggen (circa 300-350 meter) om aan het compenseren van de verlaging mee te helpen, verder daarbuiten gelegen retourbronnen hebben slechts een marginale invloed.

Indien in een ander punt de verlaging van het grondwater minder is dan in S, dan wordt bovenstaande serie van 7 niet op hun volledige capaciteit gebruikt. Men kan dan een kleinere serie nemen, al gelang de behoefte, door er één of meerdere bronnen uit te nemen.

Voor de berekening zie bijlage VIII

3.5 Conclusie

Uit de berekening bleek dat zetting van meerdere centimeters te Maassluis op zou treden als er geen retourbemaling wordt gebruikt. Als er wel retourbemaling wordt gebruikt dan is de zetting in Maassluis vrijwel nihil.

Doordat de bovenste grondlagen een zeer kleine korreldruk bezitten betekent elke langdurige verandering in de stijghoogte al gauw een behoorlijke zetting. Verder is dit weide grond, wat betekent dat het polderpeil redelijk constant moet blijven, wil de polder niet verdorren.

Bovenstaande argumenten opgeteld leiden tot de conclusie dat bemaling hier schadelijk is, zelfs met gebruik van retourbemaling

HOOFDSTUK IV DE AFRIT

4.1 Inleiding

Voordat bekeken wordt naar het landhoofd moet bekend zijn hoe de afrit gebouwd kan worden. Het krachtenspel nabij het landhoofd hangt namelijk nauw samen met de bouwvolgorde. Het is dus noodzakelijk om een verantwoorde keuze te maken voor de bouwmethode van de afrit.

4.2 Overzicht bouwmethoden afrit

Om een afrit te bouwen zijn diverse bouwmethoden gebruikelijk in Nederland. Welke methode gebruikt zal worden is onder andere afhankelijk van de wensen en eisen die men aan de afrit stelt, maar ook van de natuurlijke randvoorwaarden die de omgeving aan het ontwerp oplegt. Daarom zijn eerst de randvoorwaarden beschreven, daarna volgt de beschrijving van de diverse methoden.

4.3 Randvoorwaarden en wensen

4.3.1 Grondopbouw

De grond is als volgt gelaagd (zie ook bijlage III):

Van maaiveld tot 5 m + NAP: klei
Van 5 m + NAP tot 9 m + NAP: veen
Van 9 m + NAP tot 10m + NAP: klei
Van 10m + NAP tot 17m + NAP: zand
Van 17m + NAP tot 19m + NAP: klei
Dieper dan 19 meter + NAP: zand

Opmerking bij de grondopbouw:

De bovenste grondlagen, hiermee worden de grondlagen bedoeld tot 10 m + NAP, bestaan zowel uit een dikke veenlaag als uit enkele kleilagen. Dit soort gronden zijn in het algemeen niet zo draagkrachtig. Verderop in dit hoofdstuk wordt daarom bekeken of deze laag van invloed is op de bouwmethode. Per variant wordt bekeken of deze laag verwijderd wordt, of niet.

De kleilaag, gelegen op een diepte tussen 17m en 19m + NAP wordt beschouwd als een waterdichte laag.

4.3.2 Ruimtebeslag/gebrek

Nederland is een dicht bevolkt landje, het gebruik van ruimte voor een bepaald doel moet daarom zorgvuldig afgewogen worden. De noordelijke afrit van de Blankenburg tunnel is gepland tussen de stedelijke bebouwingen van Vlaardingen en Maassluis, zie ook figuur 1

Dit gebied heeft op dit moment een agrarische functie, in de toekomst had men er volgens het bestemmingsplan ook een recreatieve functie aan willen geven. Doorsnijding van dit gebied door de afrit heeft hoe dan ook gevolgen voor dit gebied, wenselijk is om deze gevolgen klein te houden.

Een bouwput zal meer ruimte in beslag nemen dan een bouwkuip, en alleen daarom al een nadeel hebben ten opzichte van een bouwkuip. Dit is nog geen reden om de bouwput als bouwmethode direkt af te laten vallen, omdat ten eerste een bouwput soms alleen in de bouwfase zelf nodig is (in de gebruiksfase is bijvoorbeeld de grond weer teruggestort), en ten tweede omdat de waarde die aan het ruimtebeslag gehecht wordt onder meer een politieke keuze is. Er kan ten hoogste een voorkeur uitgesproken worden voor een bouwkuip, omdat het ruimtebeslag bij deze methode in de gebruiksfase minimaal is.

4.3.3 Horizontale en verticale doorsnede

De bouwvarianten moeten zodanig ontworpen zijn dat het horizontale profiel van de afrit, zoals deze is beschreven in hoofdstuk I gevolgd wordt. Onderstaande figuur geeft hiervan een visuele voorstelling. Bij de verticale doorsnede geldt als enige randvoorwaarde dat de breedte van de afrit ter hoogte van het wegdek de breedte heeft van 40 meter, zoals deze berekend is in hoofdstuk I

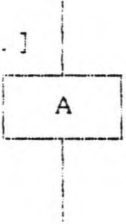
4.4 Ontwerpboom

Om een gestructureerd overzicht te krijgen van de mogelijke bouwmethoden is gebruik gemaakt van een ontwerpboom, zie de figuur op de volgende bladzijde. Een ontwerpboom laat door middel van vertakkingen zien hoe het ontwerpproces verloopt. Hierbij wordt boven in de ontwerpboom begonnen, en door bij elke vertakking een keuze te maken, krijgt men tenslotte een mogelijke bouwvariant.

De bouwmethoden zijn in het schema slechts met enkele woorden aangeduid, hierdoor kan onduidelijkheid ontstaan over wat er precies met de betreffende methode bedoeld wordt. De beschrijving van de diverse methoden is daarom opgenomen in de één van de volgende paragrafen.

Opmerkingen bij het schema:

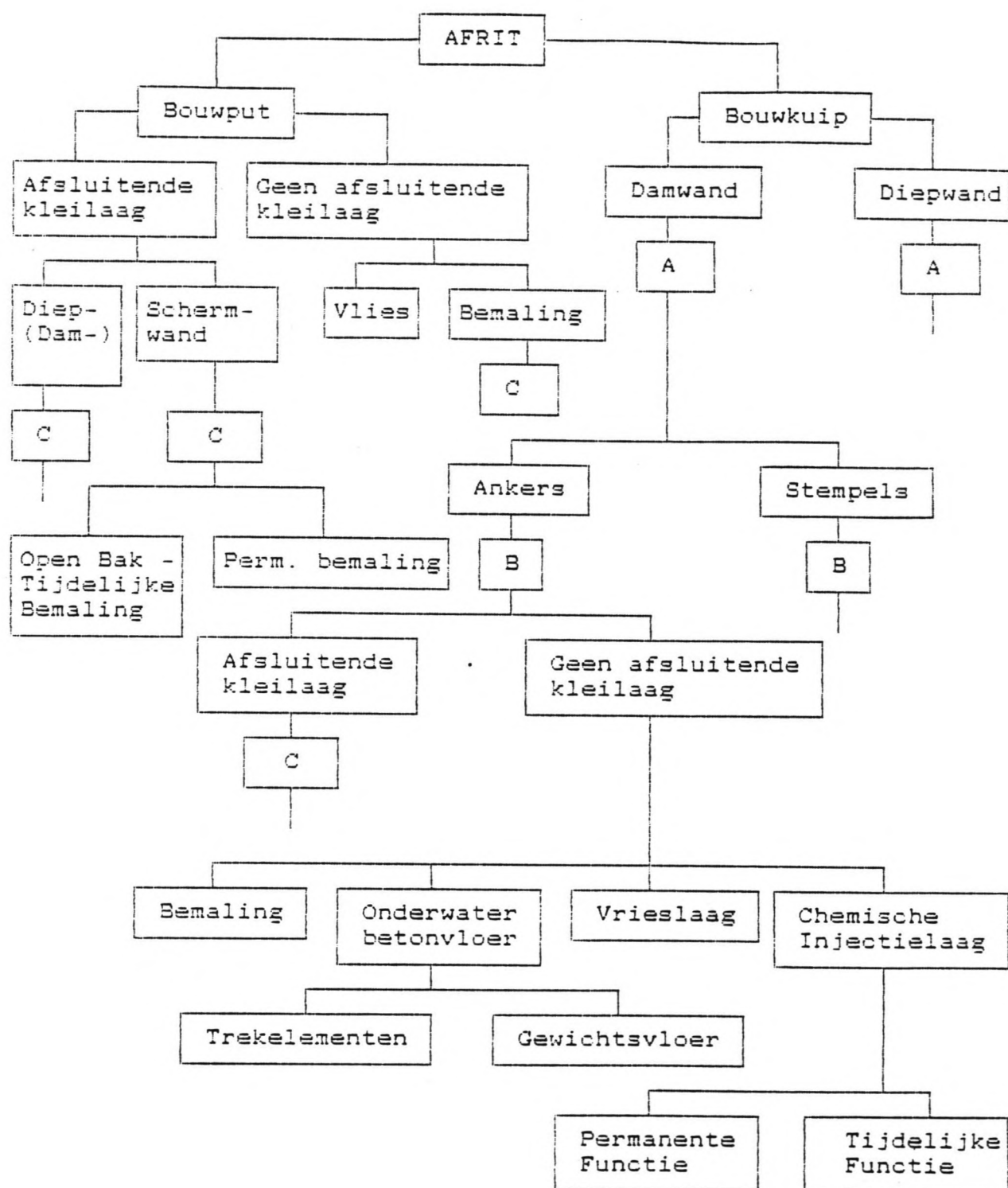
- 1.] Het verschil tussen een bouwkuip en een bouwput, zoals deze gemaakt is in het schema, is het gegeven dat een bouwkuip verticale (grondkerende) wanden heeft, en een bouwput taluds.

- 2.]  Een vakje met een letter, zoals hiernaast is aangegeven, betekent dat de daaronder vallende vertakkingen van de ontwerpboom gelijk zijn aan vertakkingen die onder een vakje met dezelfde letter wel zijn uitgewerkt.

- 3.] In het schema komt verscheidende keren de term (geen) afsluitende kleilaag voor. Deze term moet als volgt worden uitgelegd. Als de term afsluitende kleilaag voorkomt, dan betekent dit dat deze laag essentieel is voor de bouwmethode. Als de term geen afsluitende kleilaag voorkomt dan betekent dit dat geen gebruik wordt gemaakt van een afsluitende kleilaag, ook als deze zou voorkomen in de grondopbouw. De eventueel aanwezige kleilaag is dus niet van belang bij de betreffende bouwvariant. Als voorbeeld kan genoemd worden de variant Bouwput - Geen afsluitende laag - Vlies. Hier is de aanwezigheid van een kleilaag van geen belang voor de variant.

- 4.] Het schema zal verre van volledig zijn, en kan waarschijnlijk nog worden uitgebreid. Met dit schema is echter gepoogd de meest voor de hand liggende bouwmethoden in kaart te brengen. Er zullen echter altijd nog methoden te bedenken zijn.

ONTWERPBOOM



4.5 Eerste schifting

In het schema kunnen voordat er berekend gaat worden al enkele bouwvarianten geschrapt worden, omdat deze praktisch gezien (in normale bouwomstandigheden), een groot nadeel hebben ten opzichte van andere bouwvarianten.

De bouwvarianten welke gebruik maken van een vrieslaag kunnen geschrapt worden. Deze methode, die het grondwater in een grondlaag bevriest, heeft tot gevolg dat de met deze methode behandelde grond een grote sterkte krijgt en een volledige waterdichtheid.

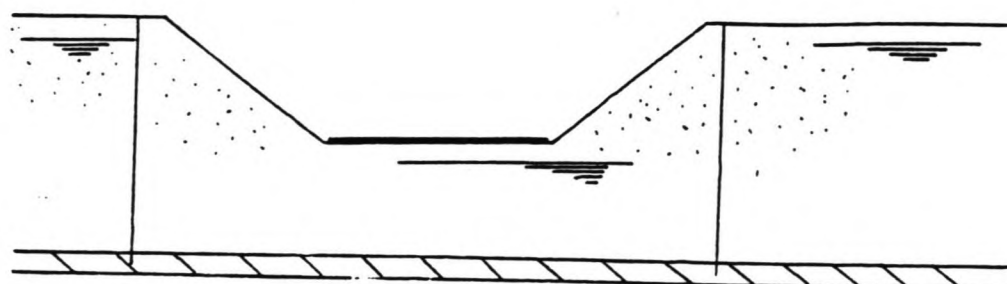
De methode is echter zeer kostbaar. De kosten, die groten-deels tijdsafhankelijk zijn kunnen namelijk zeer hoog oplopen. Om de grond permanent (tijdens de gehele periode waarin van deze methode gebruik gemaakt wordt), in bevroren toestand te houden is onder andere veel energie nodig. Gerekend moet worden, indien deze methode kort gebruikt wordt, op f300 - f500 per m³ behandelde grond. Hoe langer de methode gebruikt zal worden, hoe hoger de kosten per kubieke meter behandelde grond zal worden.

De vriesmethode is alleen bij kortdurend gebruik concurrerend, en zal daarom in het vervolg buiten beschouwing worden gelaten.

Andere methoden welke niet uitgewerkt hoeven te worden zijn de methoden die gebruik maken van permanente bemaling. Zoals in het hoofdstuk bemaling al is opgemerkt zal door dit oplos-singsprincipe de verzilting in versnelde mate toenemen, tevens zullen behoorlijke (secundaire) zettingen op gaan treden bij lang gebruik van bemaling. Dit zijn twee zodanig grote nadelen dat deze methode verder buiten beschouwing wordt gelaten.

4.6 Beschrijving bouwvarianten aan de hand van de ontwerpboom

4.6.1 Bouwput - Afsluitende kleilaag - Diep/Dam/Schermwand



Indien een afsluitende kleilaag aanwezig is, dan kan deze gebruikt worden om verticale toestroming van het grondwater vanuit de onderliggende lagen te voorkomen. De horizontale toestroming van het grondwater zal in deze variant verhinderd moeten worden door gebruik te maken van diep-, dam- of schermwanden. De bouwput is dan, wat betreft de waterhuishouding, geheel geïsoleerd van de omgeving. Op deze manier kan door middel van bemaling een blijvende grondwaterstandsverlaging worden gewaarborgd.

De bovenstaande varianten verschillen enkel in het gebruik van het materiaal voor de verticale afsluiting. De variant met een schermwand komt vrijwel geheel overeen met de variant met een diep- of damwand, alleen het materiaal waaruit het scherm is opgebouwd bestaat uit een zogenaamde klei-cement-suspensie. Deze suspensie zal door het verharden afnemen in doorlatendheid, waardoor slechts in geringe hoeveelheden water wordt door gelaten. Gedacht moet worden aan een doorlatendheid van ca 10^{-10} tot 10^{-9} m/s.

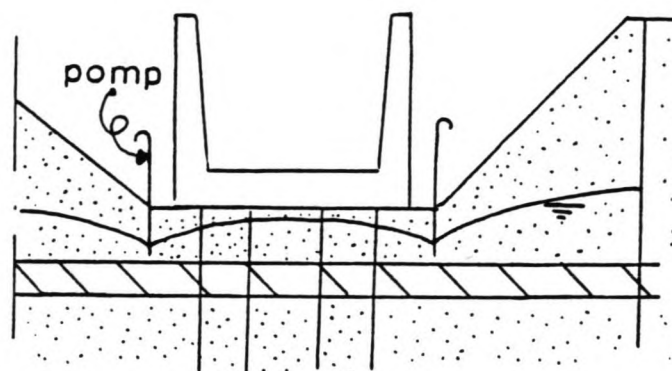
In Nederland wordt deze laatste variant al een tiental jaar succesvol toegepast, en is het een betrouwbare methode geworden.

Een voordeel van bovenstaande variant met damwand is dat deze damwand later teruggewonnen kan worden, dit in tegenstelling tot de varianten met de diepwand of het scherm, deze zullen in de grond achterblijven.

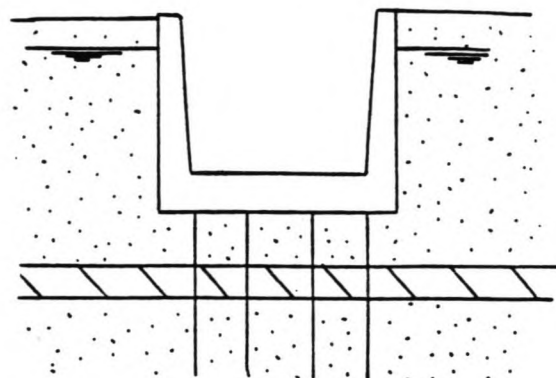
4.6.2 Bouwput - Afsluitende kleilaag - Wand - Open Bak/Permanente bemaling

Het laatste kenmerk (open bak/ perm. bemaling) in deze methode is een verdere onderscheid van de vorige besproken varianten. Nu maakt niet de verticale wand het onderscheid, maar de afbouwfase. Deze fase kan op twee manieren worden ingevuld, namelijk als open bak afbouwen of met behulp van permanente bemaling.

open bak:



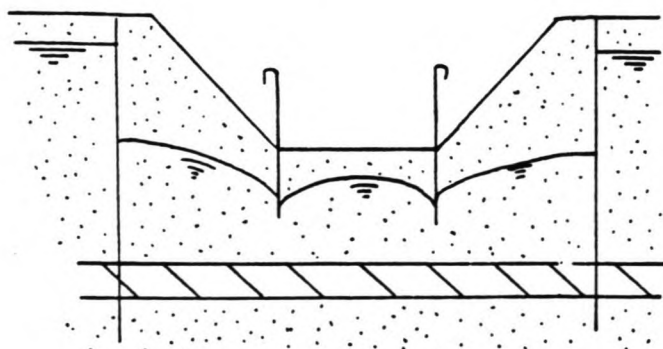
bouwfase



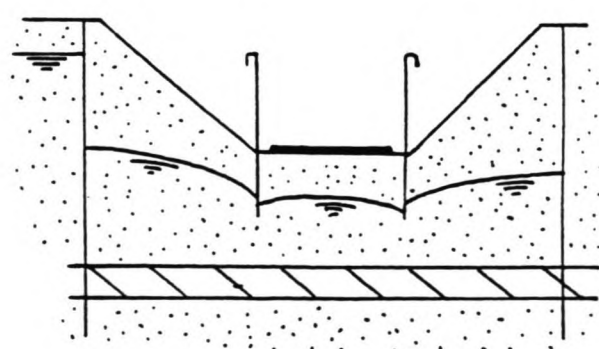
gebruiksphase

Bij de variant met de open bak wordt wel gebruik gemaakt van bemaling, maar slechts in de bouwfase, zie bovenstaande figuur. In de gebruiksphase wordt geen bemaling meer toegepast, en zal de open bak tegen opdrijven beveiligd moeten worden door trekelementen (palen of groutankers o.i.d.).

permanente bemaling:



bouwfase

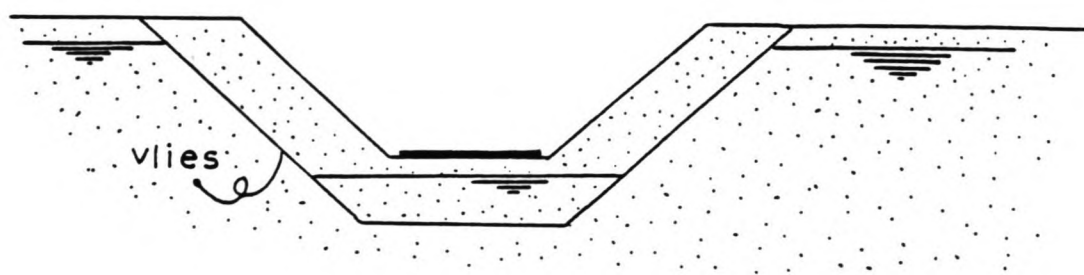


gebruiksphase

Bij de variant permanente bemaling zal de bemaling wel gedurende de gehele levensduur aanwezig zijn. De afrit ligt dus eigenlijk in zijn eigen polder.

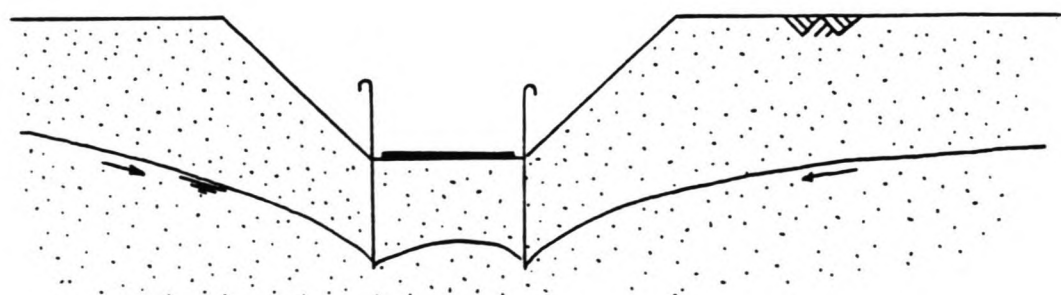
* In bovenstaande figuren zijn de pompen als verticale vacuüm pompen afgebeeld, in de werkelijkheid zullen dit horizontale drains zijn.

4.6.3 Bouwput - Geen afsluitende kleilaag - vlies



Deze variant is de laatste jaren in zwang gekomen in Nederland, en bijvoorbeeld gebruikt bij de aanleg van een gedeelte van rijksweg A27, ten noorden van Utrecht. De aanleg is als volgt. Als eerste wordt een cunet gegraven (in den droge of in den natte). Indien deze voldoende diep is wordt het vlies in het cunet gelegd (afgezonken, of neergelegd afhankelijk van de bouwmethode). Het vlies is van kunststof, bijvoorbeeld PVC, en is ondanks de geringe dikte ondoorlatend. Nu wordt het cunet aangevuld met zand, dat voor tegengewicht moet zorgen voor de opwaartse druk welke zal ontstaan aan de onderkant van het vlies. De laatste fase bestaat uit het bemalen van het vlies en het afwerken van de afrit.

4.6.4 Bouwput - geen afsluitende kleilaag - bemaling

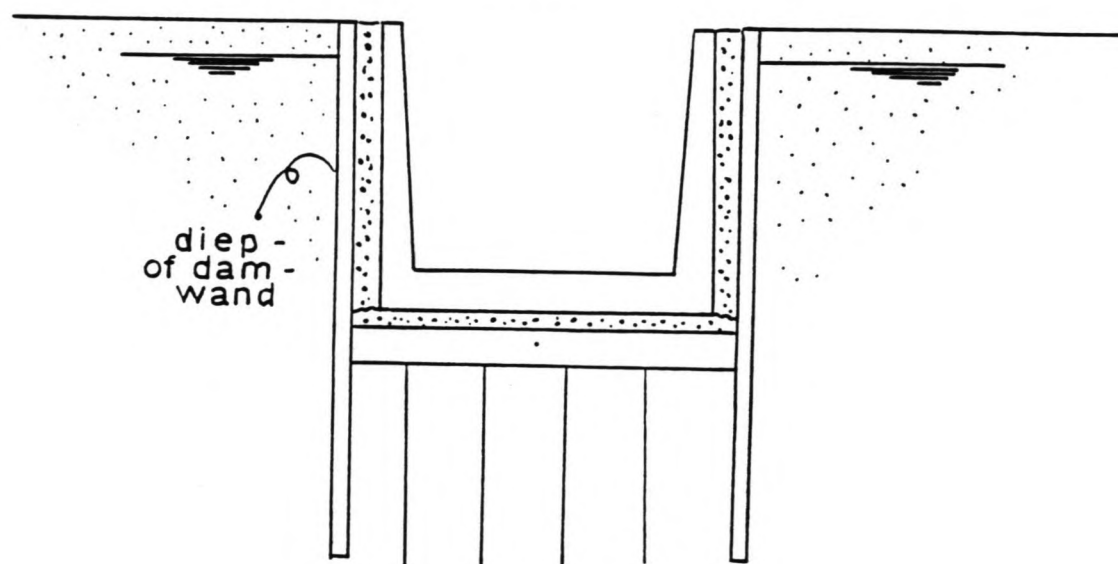


Hoewel bij voorgaande, en ook bij volgende varianten bemaling wordt gebruikt, wordt deze methode expliciet genoemd omdat deze pur sang uit bemaling van de verschillende grondlagen bestaat. Bij deze methode wordt geen gebruik gemaakt van verticale wanden of afdichtende vloeren; het water kan dus zowel vertikaal als horizontaal vrijelijk toestromen. Voor de bemaling betekent dit dat deze permanent gedurende de gehele levensduur van de tunnel in gebruik zal moeten zijn.

4.6.5 Bouwkuip - Damwand/Diepwand -

De verticale wanden dienen nu niet alleen als waterkerende wand, zoals bij voorgaande varianten het geval was, maar ook als gronkerende wand. Dit betekent dat ze zwaarder moeten worden uitgevoerd dan de verticale wanden bij een bouwput, want die werden slechts gebruikt als waterkerende wand. Bekeken moet worden of de wanden uit gaan maken van de uiteindelijke constructie of dat ze slechts als een secundaire wand dienen.

Enige tijd geleden (een tiental jaren), in de beginperiode van diepwanden, vertrouwde men de waterdichtheid van deze wanden, maar ook van de damwanden, niet en werd een afrit als in onderstaande figuur gebouwd.

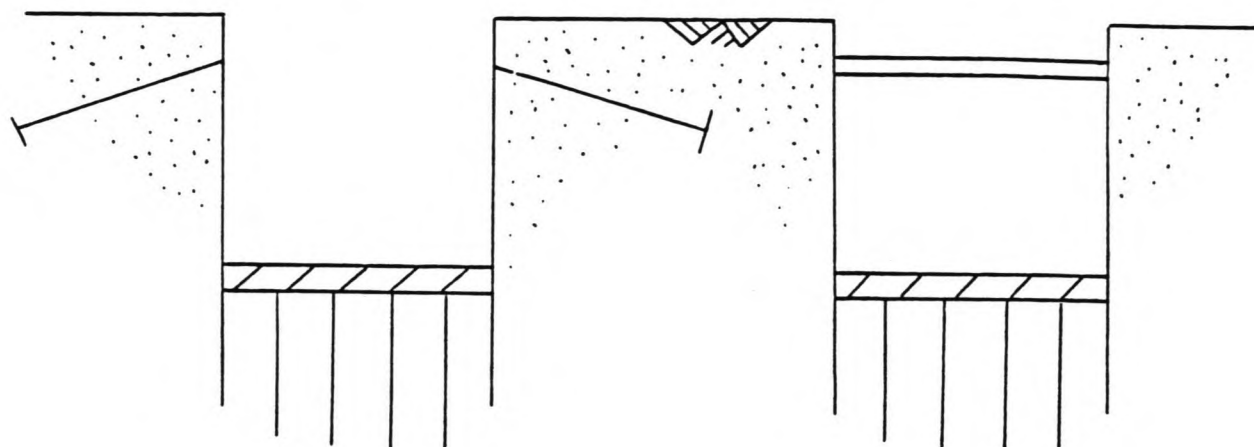


De diep- of damwanden waren in de gebruiksfase eigenlijk nutteloos geworden voor de constructie. Voor de zekerheid bouwde men in de kuip namelijk nog een open bak, met een drainage-laag tussen de open bak en de bouwkuipwanden en vloer. Tegenwoordig vertrouwt men de waterdichtheid van de wanden wel, en worden de wanden steeds vaker (vrijwel altijd) onderdeel van de constructie zelf. Ze zullen in het algemeen nog afgewerkt moeten worden met een afwerklaag.

In het schema wordt ervan uitgegaan dat de wanden van de constructie deel uitmaken. Waar dit eventueel toch niet het geval is zal dit gemeld worden.

4.6.6 Bouwkuip - - Ankers/Stempels -

Ankers zijn trekelementen, welke in de naastgelegen grond hun trekkracht mobiliseren. Stempels zijn drukelementen, die door tegenover elkaar liggende wanden gesteund worden.



Ankers

Stempels

Naarmate de kerende wand hoger wordt, worden stempels gunstiger ten opzichte van ankers. Stempels kunnen namelijk eenvoudiger (economischer) aan hun taak voldoen bij grote kerende hoogten dan ankers. Anderzijds zijn ankers echter weer handiger bij het ontgraven van de afrit, omdat ze buiten de ontgravingszone liggen, dit in tegenstelling tot de stempels, waar omheen gegraven moet worden.

Verder moet rekening gehouden worden met het feit dat in de dijk geen trekelementen (ankers) mogen komen.

4.6.7 Bouwkuip - - (Chemische) Injectielaag

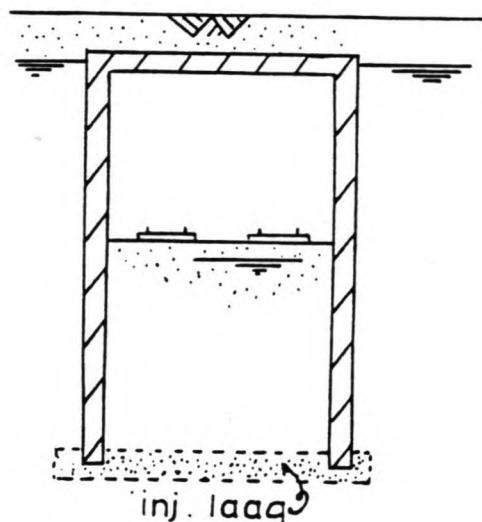
Het injecteren van grond bestaat uit het onder druk in de zandporieën inbrengen van een vloeistof met chemicalieën. Doordat deze vloeistof, nadat deze op zijn definitieve plaats is terechtgekomen, door gelvorming gaat verstijven wordt de doorlatendheid verminderd (en de sterkte vergroot). De tegenwoordig in gebruik zijnde injectievloeistoffen waarvan in loskorrelige gronden, zoals zand, gebruik wordt gemaakt, zijn gebaseerd op waterglas en calciumchloride. Deze injectievloeistoffen zijn geïnitieerd door dr. H. Joosten in 1925. Voordien was het niet mogelijk zandgronden te injecteren, maar de door hem geïntroduceerde vloeistoffen zijn zeer dun vloeibaar, waardoor ze makkelijk in de zandporieën kunnen dringen, en stijven redelijk snel op (15 à 30 minuten).

Een nadeel van deze methode is dat de kosten naar verhouding vrij hoog zijn, wat natuurlijk het toepassingsgebied beïnvloedt.

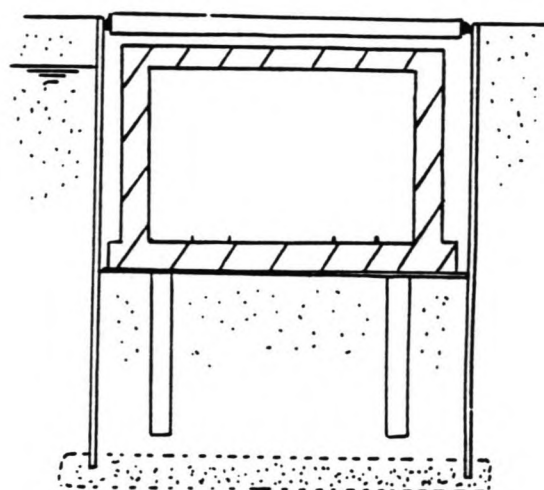
In Nederland is onder andere van deze methode gebruik gemaakt bij een gedeelte van de Schipholtunnel.

De aldaar opgedane ervaringen waren echter niet geneel positief. Hoewel de injectielaag op zich zich uitstekend hield, ontstond boven deze injectielaag door verontreinigd kwelwater een tweede dichte laag.

En doordat op die hoogte minder grondspanning aanwezig was ontstonden er kleine wellen door de opbouw van grondwaterdruk aan de onderkant van deze verontreinigde dichtere lagen. De permanente functie van de injectielaag, die aan deze laag was toebedacht, werd daarom omgezet in een tijdelijke functie door het ontwerp 'enigszins' te wijzigen zoals in onderstaande figuur is aangegeven.



oorspronkelijk ontwerp



uiteindelijk ontwerp

In de loop der jaren is men deze methode echter weer gaan waarderen, hoewel het ontwerp en de uitvoering nog kritisch bekeken zullen moeten worden, opdat bovenstaande problemen voorkomen kunnen worden.

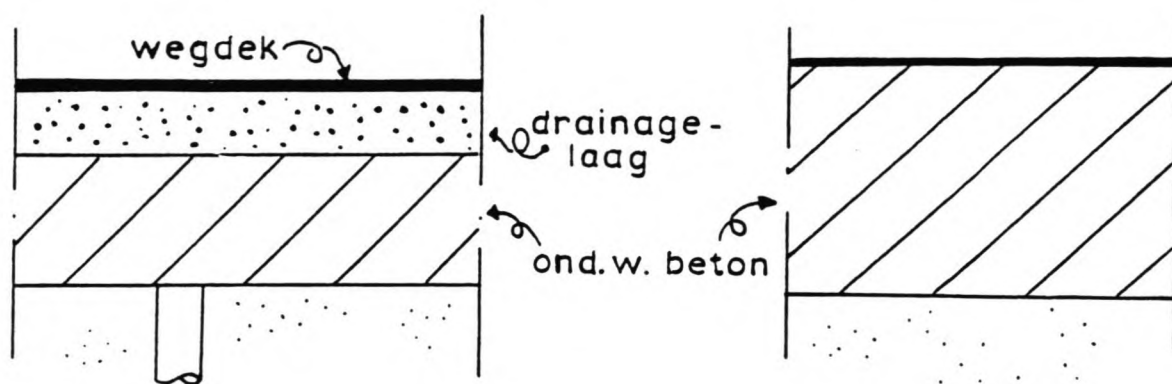
De variant met de tijdelijke functie voor de injectielaag heeft als voordeel dat de wanden weer teruggewonnen kunnen worden, bij deze variant wordt daarom gesteld (voor de latere berekening) dat daarom alleen damwanden worden gebruikt en geen diepwanden. Het nadeel is dat een betonvloer met trek-elementen gestort moet worden.

4.6.8 Bouwkuip - - Gewichtsvloer/onderw.vloer op palen

Het verschil tussen een gewichtsvloer en een onderwaterbetonvloer op palen is dat eerstgenoemde variant de opwaartse druk geheel compenseert door zijn gewicht en dat de laatstgenoemde vloervariant dit opvangt met behulp van trekelementen (heipalen, of iets dergelijks).

Bij een onderwaterbetonvloer op palen moet rekening gehouden worden met het feit dat slibinsluiting kan plaats vinden bij de contactvlakken tussen de palen en de vloer. Er is dan geen direkt contact tussen de twee betonoppervlakten. Hierdoor kan er een lekweg optreden, wat lekkage impliceert. Om het eventuele lekwater op te vangen wordt er vaak een drainagelaag op de vloer aangelegd. De dikte van de drainagelaag wordt op een halve meter gesteld, met een volumieke massa van 20 kN/m^3 . Op deze laag wordt dan tevens het wegdek gefundeerd.

Ook bij een gewichtsvloer moet rekening gehouden worden met slibinsluiting. Dit gebeurt dan bij de aansluiting met de wanden. Doordat de gewichtsvloer in het algemeen dikker is dan een vloer op palen wordt de kans op een doorgaande lekweg kleiner geacht. Daarom zal geen drainagelaag worden toegepast bij een gewichtsvloer.



onderwaterbetonvloer

gewichtsvloer

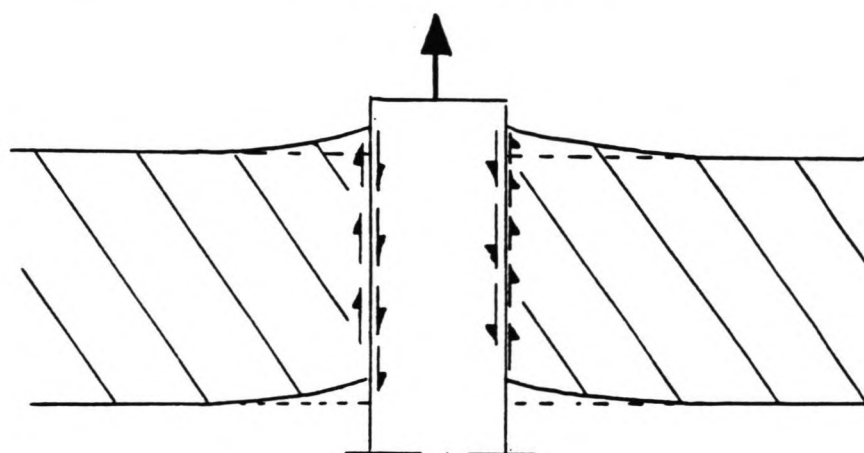
Bij de gewichtsvloervariant wordt ervan uitgegaan dat de bovenste grondlagen, tot een diepte van $10 \text{ m} \pm \text{NAP}$, zijn verwijderd. Dit is gedaan omdat deze lagen te weinig draagkracht bezitten, hetgeen een vereiste is voor een funderingslaag van een rijksweg. Deze lagen worden daarom vervangen door een laag van aanvulzand.

Doordat bij de onderwaterbetonvloer het gewicht van deze vloer niet voldoende is om de opwaartse waterdruk te compenseren, zal deze opwaartse druk opgenomen moeten worden door trekelementen, in dit geval is gesteld (voor de latere berekening) dat dit prefab betonpalen zijn.

Bij prefab betonnen funderingspalen zijn twee bezwijkcriteria maatgevend, namelijk:

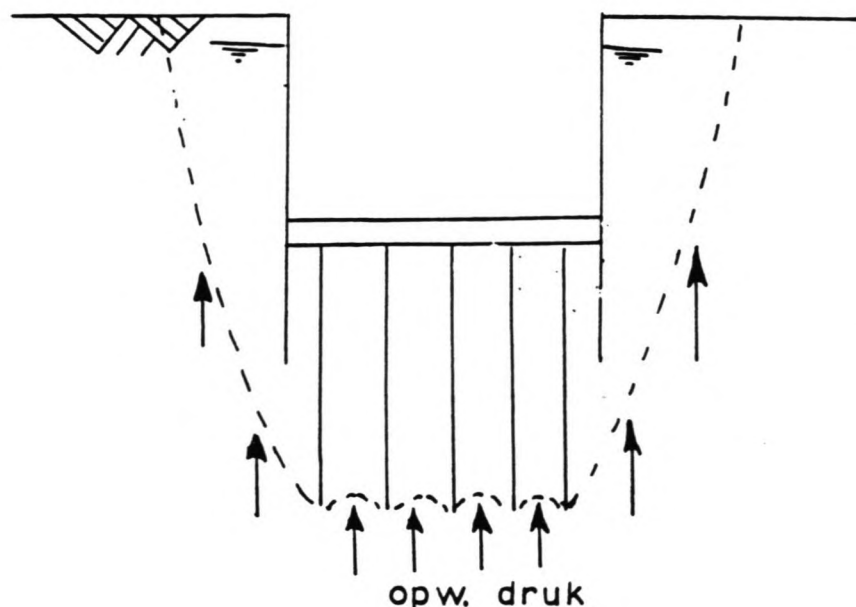
1. Kleef(slip-)criterium.

Dit criterium bepaalt of de wandoppervlakte van de palen voldoende is. De bij dit criterium behorende bezwijksituatie is dat de paal uit de grond wordt getrokken, terwijl de grond op zijn plaats blijft. De paalkracht kan dus niet voldoende via het paaloppervlak naar de grond worden overgebracht. De optredende wandwrijving (kleef) is in dit geval gelijk aan de maximaal mogelijke wandwrijving. Omdat hier met grond wordt gewerkt, een moeilijk te schematiseren materiaal, wordt aangenomen dat de maximaal mogelijke kleef de helft is van de berekende maximale kleef (veiligheidsfactor 2).

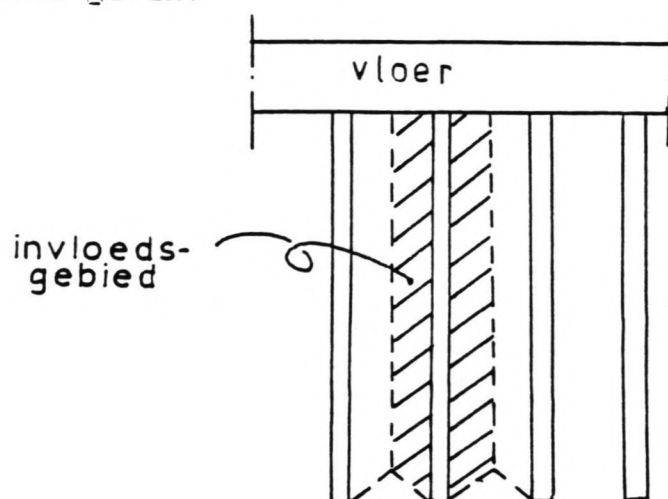


2. Kluitercriterium.

Dit criterium bepaalt de minimale lengte van de funderingspalen, onafhankelijk van de grootte van de zijden. In dit geval is de bezwijksituatie dat de constructie als geheel, tezamen met een kluit aan de palen hangende grond omhoog getild wordt door de opwaartse kracht.



De in deze bezwijksituatie optredende kleeft (wrijving) langs de palen is minder dan de maximale wrijving. In dit geval moet ervoor gezorgd worden dat er voldoende grond (kruit) aan de palen kan blijven hangen. Doordat de palen elkaars invloedsgebied (dit is het gebied waarin de grond aan de paal kan blijven hangen, zie onderstaande figuur) overlappen, kan aan bovenstaande eis alleen worden voldaan door de palen voldoende lengte te geven.



De berekening van de paallengte (of paaloppervlak) aan de hand van deze twee criteria komt voor in de paragraaf handelend over de onderwaterbetonvloer met trekelementen.

4.7 Uitwerking diverse afritvarianten

In voorgaande paragraaf is een opsomming en beschrijving gegeven van de verschillende afritvarianten. In deze paragraaf zullen deze varianten globaal uitgewerkt worden, waarna in de volgende paragraaf een keuze wordt gemaakt welke variant(en) geschikt is (zijn) voor de afrit.

Zoals eerder vermeld vallen de volgende varianten af:

- Elke variant waarbij permanent bemalen wordt.
- De varianten met niet duurzame chemische injectie.
- De varianten waarbij een vrieslaag voorkomt.

De overgebleven varianten zullen nader uitgewerkt worden. Deze zullen zoveel mogelijk naar onderdeel bekeken worden, omdat sommige onderdelen in meerdere varianten voorkomen. Aan het eind van deze paragraaf zullen de verschillende onderdelen weer samengevoegd worden. De volgende onderdelen zijn apart bekeken:

- vloer:
 - gewichtsvloer (§ 4.7.1.1)
 - onderwaterbeton met trekelementen (§ 4.7.1.2)
 - chemische injectielaag (§ 4.7.1.3)
- wanden:
 - damwand
 - diepwand
 - schermwand (slechts bij één variant), eigenlijk is een schermwand een diepwand zonder wapening.

Al deze wandvarianten worden in § 4.7.1.2 behandeld, uitgewerkt naar lengte en dikte van de diverse varianten.

Omdat de volgende varianten moeilijk apart in onderdelen beschreven konden worden met bovenstaande onderscheid zijn deze als geheel behandeld:

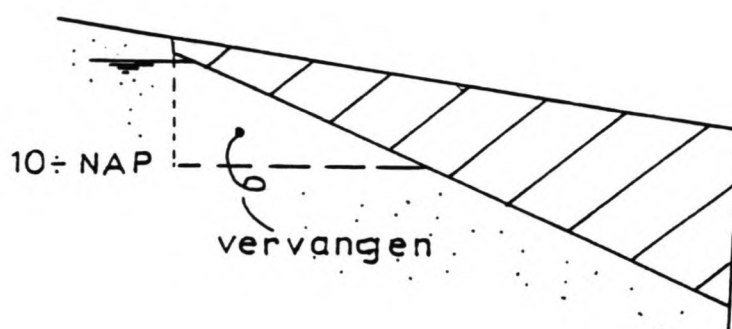
- vliesconstructie (§ 4.7.1.3)
- open bakconstructie (§ 4.7.1.4)

4.7.1 Uitwerking vloervarianten

4.7.1.1 Gewichtsvloer

Bij een gewichtsvloer wordt ervan uitgegaan dat de vloer zonder verdere hulpmiddelen de opwaartse druk, die aan de onderkant van de vloer omhoog werkt, kan weerstaan.

Bij deze variant zullen de bovenste minder draagkrachtige lagen (tot een diepte van $10 \text{ m} \div \text{NAP}$), zoals gemeld in paragraaf 4.6.8, moeten verdwijnen. Deze lagen worden, omdat ze weinig draagkracht hebben vervangen door zand. Omdat dit de berekening vereenvoudigt wordt gesteld dat de volumieke massa van deze laag dezelfde volumieke massa heeft als de daaronder liggende zandlaag, namelijk $\gamma_{\text{zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$.



In bijlage X is de benodigde dikte berekend, welke nodig is om de opwaartse druk te kunnen weerstaan. Bij deze berekening is rekening gehouden met een maximale stijghoogte in de grondlagen van $1 + \text{NAP}$ en met een veiligheid tegen het opdrijven van 1 meter boven de maximale stijghoogte.

Resultaat van de berekening uit de bijlage X is in onderstaande tabel samengevat:

X [m]	d [m]	H [m]
0	2	3.33
50	4.25	5.58
100	6.5	7.08
150	8.75	8.96
200	11.00	10.83
250	13.25	12.71
300	15.50	14.58

d : diepte van de afrit, zijnde het verschil tussen NAP en de bovenkant van de wegverharding.

H : dikte gewichtsvloer.

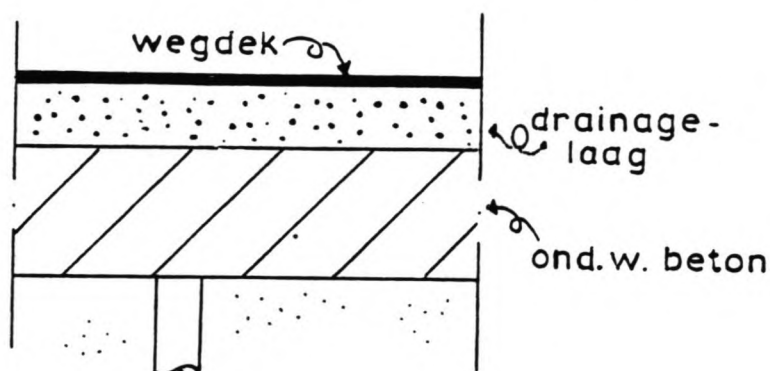
TABEL: dikte gewichtsvloer bij verschillende diepten

Zoals blijkt uit de tabel is de dikte van de vloer bijna even groot als de diepte van de afrit. Dit zal zeker tot uiting komen in de financiële raming voor dit vloertype (afgezien van de uitvoeringstechnische moeilijkheden).

4.7.1.2 Onderwaterbetonvloer met trekelementen

Bij deze bouwvariant wordt de opwaartse waterdruk grotendeels opgevangen door trekelementen, verankerd in de onderwaterbetonvloer. De onderwaterbetonvloer dient eigenlijk voor het waterdicht krijgen van de put en voor een goede funderingslaag voor het wegdek.

Bij deze vloervariant zal een drainagelaag een drainagelaag worden aangelegd van circa 0.5 meter. Tevens dient deze drainagelaag voor ondersteuning van de wegverharding.



Een minimale dikte voor het onderwaterbeton is 1.5 meter. Deze eis is vanwege grondoneffenheden en stortonnauwkeurigheden. Deze dikte is aangehouden bij de berekening.

Bij deze variant kunnen de trekelementen bestaan uit zowel trekpalen als groutankers. In hoofdstuk V, handelend over het landhoofd, wordt uitgelegd dat groutanker bij onderwaterbeton vloeren moeilijk aan te brengen zijn, daarom wordt als trekelementen trekpalen gekozen.

In bijlage XI zijn de berekeningen uitgevoerd benodigd voor deze variant, hieronder worden in het kort de theorie van de berekeningen vermeld en de resultaten van de berekeningen uit bijlage XI. Bij deze berekening is rekening gehouden met zowel het eerdergenoemde kluitcriterium als het slipcriterium. Tevens zijn de palen op pons gecontroleerd.

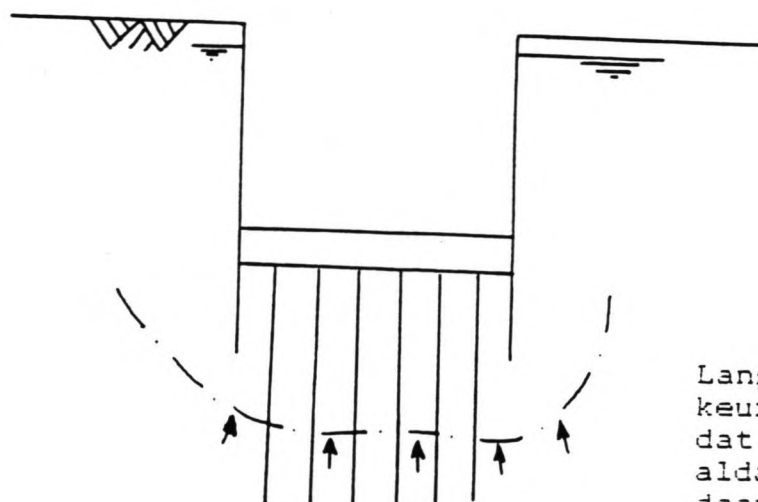
Uitgangspunten bij de berekening:

- maximale stijghoogte in grondwater: 1 + NAP
- veiligheid tegen opdrijven: 1 meter boven max. stijghoogte
- Stel de prefab paal is zodanig voorgespannen dat de werkvoorspanningskracht de grootte heeft van:

800 kN voor een paal van 0.4 * 0.4 meter

4.7.1.2.1 Berekening paallengte met behulp van het kluitcriterium

Bij de berekening van de paallengte met het kluitcriterium wordt als eis gesteld dat de constructie als geheel, inclusief de paalfundering, niet mag opdrijven. Het gewicht van de constructie, met de aan de palen hangende grondkluit, moet op elke diepte groter zijn dan de daar optredende opwaartse kracht.



Langs de gehele (willekeurige) lijn moet gelden dat de opwaartse kracht aldaar kleiner is dan het door de palen bijgehouden gewicht.

Indien er nabij de constructie een ondoorlatende kleilaag aanwezig is dan zal speciaal daar rekening meegehouden moeten worden, omdat dit vaak een kritiek punt is in het opdrijfcriterium.

Ook in dit geval is er een ondoorlatende kleilaag aanwezig en wel tussen 17 m + NAP en 19 m + NAP. Berekend is bij welke ontgravingsdiepte de onderkant van de kleilaag maatgevend wordt in het opdrijvingscriterium.

Afritdiepte waarbij onderkant kleilaag maatgevend wordt voor het opdrijven van de constructie is berekend op $8.35 \text{ m} \div \text{NAP}$.

Als de afritdiepte minder is dan $8.35 \text{ m} \div \text{NAP}$ dan is de onderkant van de kleilaag ($19 \text{ m} \div \text{NAP}$) niet maatgevend voor het kluitgewicht, maar dan is de opwaartse druk tegen de onderkant van de vloer maatgevend voor het kluitgewicht.

Resultaat:

Diepte t.o.v. NAP	Tekort neer- waartse druk [kN/m ²]	paal- lengte [m]	palen tot diepte
4	37	3.7	$9.7 \div \text{NAP}$
6	57	5.7	$13.7 \div \text{NAP}$
8	77	7.7	$17.7 \div \text{NAP}$
10	33	10.3	$22.3 \div \text{NAP}$
12	73	12.3	$26.3 \div \text{NAP}$
14	113	14.3	$30.3 \div \text{NAP}$
16	193	20.3	$38.3 \div \text{NAP}$

TABEL: paallengte, indien alleen kluitcriterium gebruikt is.

Opmerking bij de tabel: de paallengte is zonder de lengte van de paal in het beton (is gelijk aan 1.5 meter).

4.7.1.2.2 Berekening paallengte aan de hand van het slipcriterium

Nu de minimaal benodigde lengte, aan de hand van het kluitcriterium berekend is, moet deze nog gecontroleerd worden op het slipcriterium

Aan de hand van de sondering in bijlage XI is indirect de maximale kleef uitgerekend. Elke grondsoort heeft zijn eigen kleefgetal, door dit kleefgetal te vermenigvuldigen met de sondeerwaarde verkrijgt men de wrijving. In formulevorm wordt dit als volgt:

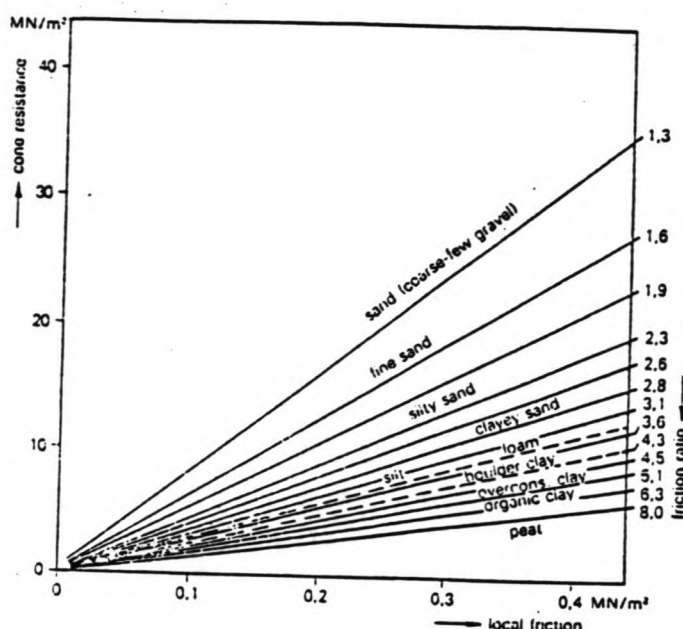
Plaatselijke kleef:

$$W_{l,z} = \frac{1}{100} (Cw_z - Cw_1) \cdot \alpha \cdot (h_z - h_1) \cdot \text{omtrek} \cdot \text{veiligheid}$$

waarin:

- $W_{l,z}$ = Wrijving (kleef) over het traject $h_z - h_1$
- Cw = Conusweerstand (Sondeerwaarde)
- α = kleefgetal, uitgedrukt in procenten
- h = diepte
- omtrek = omtrek van de paal per strekkende meter
- veiligheid = grond is moeilijk te schematiseren, dit betekent dat een grote veiligheid in de berekening ingebouwd moet worden, daarom is als veiligheid 0.5 gekozen.

Het verband tussen de grootte van het wrijvingsgetal en de grondsoort is weergegeven in onderstaande figuur



Door sommatie van de plaatselijke kleef verkrijgt men de kleef welke langs de paal maximaal kan optreden. Dit is uitgevoerd in bijlage XI

Bij het ontgraven zal de horizontale korreldruk af nemen, waardoor ook de plaatselijke kleef af zal nemen, en dus ook de uiteindelijke gesommeerde kleef.

De plaatselijke kleef na ontgraven wordt gesteld op:

$$t_2 = (\sigma'_2 / \sigma'_1) * t_1$$

waarin: σ'_1 horizontale korreldruk voor de ontgraving

σ'_2 horizontale korreldruk na de ontgraving

t_1 plaatselijke kleef voor de ontgraving

t_2 plaatselijke kleef na de ontgraving

In bijlage XI is de verandering in de horizontale korreldruk aangegeven bij een ontgraving tot 10 m ÷ NAP en een ontgraving tot 12 m ÷ NAP.

Verder wordt gesteld dat de lagen boven 10 m ÷ NAP geen bijdrage leveren aan de gesommeerde kleef omdat deze lagen te slap zullen zijn, om kleef te kunnen ontwikkelen.

Bovenstaande stelling heeft als consequentie dat ontgravingen tot minder dan 10 m ÷ NAP vrijwel geen verandering laten zien in de gesommeerde kleef. Voor deze ontgravingen wordt daarom als gesommeerde kleef de gesommeerde kleef genomen die optreedt bij een ontgraving van 10 ÷ NAP.

De resultaten van de kleefberekening met bovenstaande uitgangspunten zijn samengevat in onderstaande tabel.

diepte afrit	paal tot diepte	paallengte [m]
4 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	16
6 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	14
8 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	12
10 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	10
12 ÷ NAP	24.5 ÷ NAP	12
14 ÷ NAP	28.5 ÷ NAP	14
16 ÷ NAP	32.5 ÷ NAP	16

TABEL: paallengte, enkel met kleefcriterium berekend.

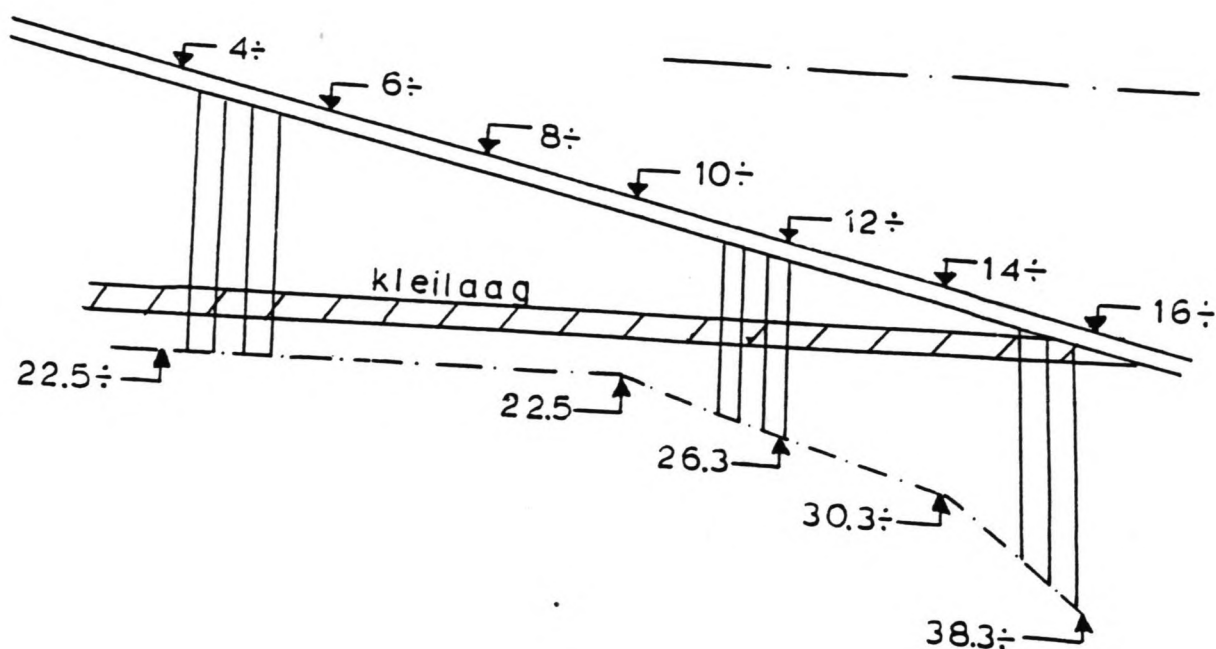
In onderstaande tabel zijn de twee criteria samengevoegd. De laatste kolom laat de lengte zien van de palen als aan beide criteria voldaan is.

diepte afrit	paal tot diepte kleefcrit.	paal tot diepte kluitcrit.	paallengte [m]
4 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	9.7 ÷ NAP	16
6 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	13.7 ÷ NAP	14
8 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	17.7 ÷ NAP	12
10 ÷ NAP	20.5 ÷ NAP	22.3 ÷ NAP	11.8
12 ÷ NAP	24.5 ÷ NAP	26.3 ÷ NAP	13.8
14 ÷ NAP	28.5 ÷ NAP	30.3 ÷ NAP	15.8
16 ÷ NAP	32.5 ÷ NAP	38.3 ÷ NAP	21.8

TABEL: paallengte, minimaal benodigd voor zowel kluit- als kleefcriterium.

Bij bovenstaande tabellen is de berekende lengte inclusief de lengte van de paal in het onderwaterbeton, zijnde 1.5 meter.

In onderstaande figuur is weergegeven de paalfundering onder de afrit, met de maten erbij geschreven.



4.7.1.2.3 Ponsberekening

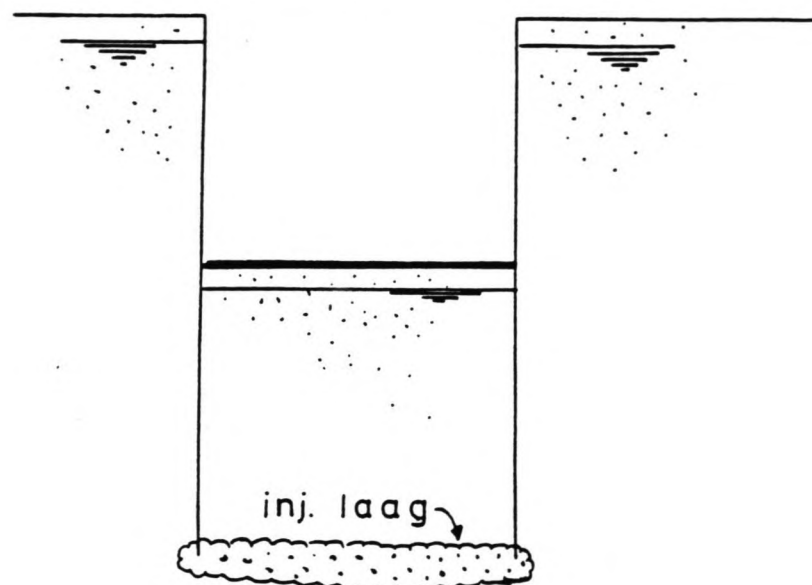
Als laatste voor deze variant zijn de palen op pons gecontroleerd. De aanhechting tussen het beton van de trekpalen en het onderwaterbeton moet zodanig zijn dat deze verbinding intact blijft. Als de aanhechting onvoldoende is dan zal de vloer losbreken van de trekpalen en gaan drijven.

De controle op pons is in bijlage XI gedaan. Uit de berekeningen bleek dat de constructie pas op pons bezwijkt bij een kracht vele malen groter dan de maximaal optredende kracht in de vloer. Dit is wel logisch omdat hier gesproken wordt over een vloerdikte van anderhalve meter. De ponsberekening kan maatgevend zijn in bijvoorbeeld de utiliteitsbouw (grote overspanningen, dunne vloer, etc), hier dus niet.

4.7.1.3 Chemische injectielaag

Als derde vloervariant wordt de chemische injectielaag behandeld, zoals deze beschreven is in één van de voorgaande paragrafen. Bij deze variant wordt ervan uitgegaan dat de geïnjecteerde laag ondoorlatend is.

De injectielaag kan niet gelijk onder het wegdek worden aangebracht, omdat aan de onderkant van de injectielaag de opwaartse waterdruk werkt. Het bovenliggende grondgewicht moet gebruikt worden om de opwaartse druk te compenseren.



Bij de berekening voor de diepteligging van de injectielaag wordt aangenomen dat de geïnjecteerde laag een dikte heeft van één meter en een volumieke massa van 21 kn/m^3 .

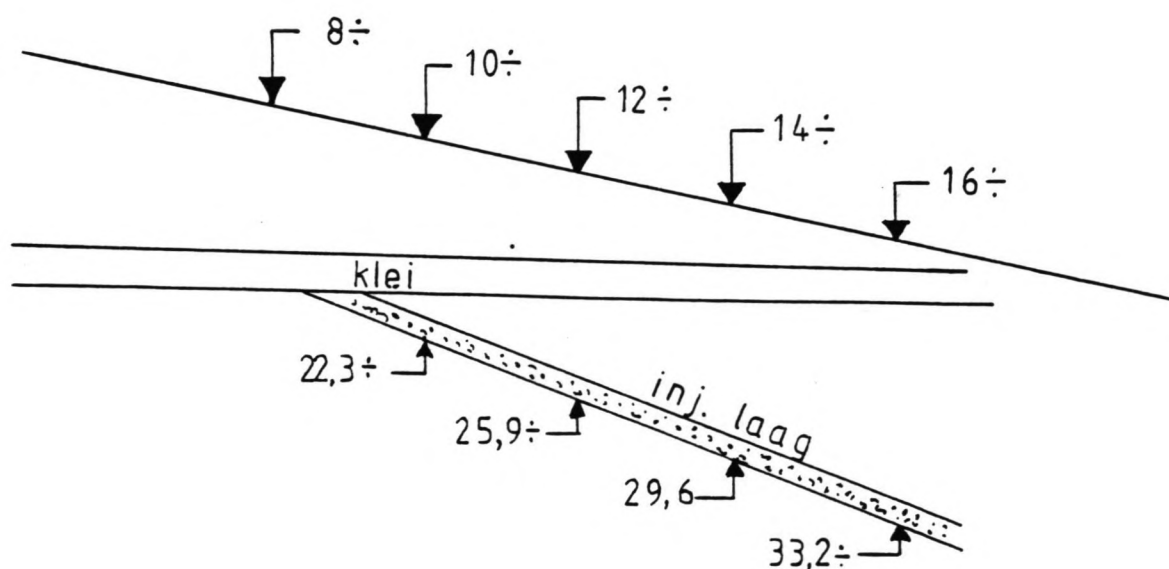
Er was verder aangenomen dat de kleilaag gelegen tussen $17 \text{ m} \pm \text{NAP}$ en $19 \text{ m} \pm \text{NAP}$ ondoorlatend was. Door nu van deze kleilaag gebruik te maken hoeft over een gedeelte van de afrit geen chemischelaag geïnjecteerd te worden, omdat de kleilaag nu de functie van ondoorlatende laag over kan nemen.

Uit bijlage XII blijkt door bovenstaande uitgangspunt te gebruiken er geen injectielaag nodig te zijn als de diepte van de afrit minder is dan $8 \text{ m} \pm \text{NAP}$, de genoemde kleilaag is dan voldoende.

De diepteligging van de injectielaag wordt berekend in eerder genoemde bijlage XII, het resultaat staat in tabelvorm op de volgende bladzijde.

d [m] t.o.v. NAP	H [m] t.o.v. NAP
8	-
10	22.3
12	25.9
14	29.6
16	33.2

TABEL: Diepteligging injectielaag bij diverse afritdiepten.
Bovenstaande tabel is in de onderstaande figuur uitgewerkt.



Zoals blijkt uit de tabel, moet de injectielaag zeker twee keer zo diep worden aangelegd als de put diep is. Dit heeft nog een andere consequentie.

Omdat de bouwput waterdicht moet zijn ten opzichte van de omgeving, zullen ook de bouwputwanden waterdicht moeten zijn. Hiervoor komen damwanden of diepwanden in aanmerking. Deze wanden zullen dus zeer lang moeten worden, wat tot uiting zal komen in de financiële ramingen van de diverse varianten.

4.7.2 Uitwerking wandvarianten

In deze paragraaf zijn de wanden verder uitgewerkt welke voor de verschillende varianten gebruikt kunnen worden.

De wanden van de afrit kunnen als volgt onderverdeeld worden:

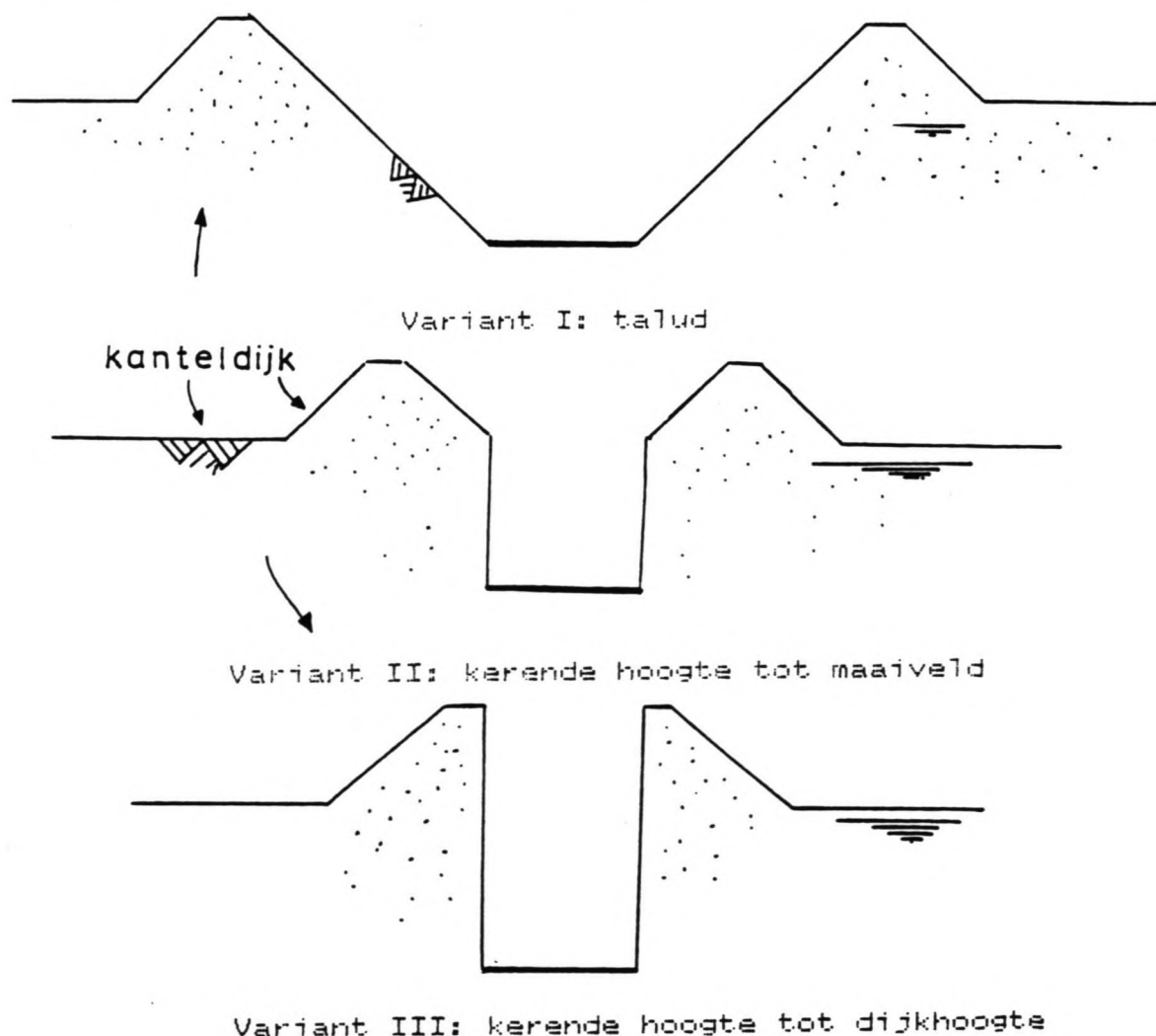
- stalen damwand
- betonnen diepwand
- schermwand van bentoniet
- groene wand (talud)

De laatste variant, het talud, vergt geen speciale constructieve maatregelen en wordt verder niet behandeld. Voor bijzonderheden over deze variant wordt verwezen naar de berekening van de vliesconstructie (§ 4.7.3).

4.7.2.1 Hoogte kerende wand

Voordat er per geval berekend wordt, moet eerst bekeken worden tot welke hoogte de kerende wanden moeten reiken.

De mogelijkheden zijn als volgt:



De eerste variant, het talud, wordt onderzocht bij de vliesconstructie. Voor elke andere bouwvariant voor de afrit is het belangrijk te weten tot welke hoogte de wanden door getrokken moesten worden.

Variant II heeft als voordeel ten opzichte van variant III dat de kerende hoogte van de wand veel kleiner is (8 meter minder te keren dan variant III).

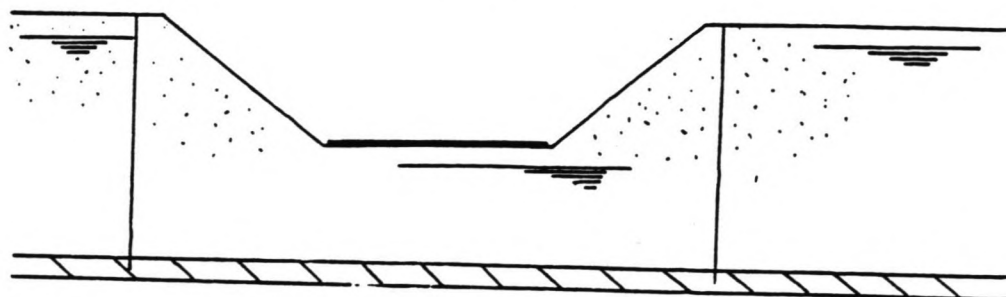
Variant III heeft als voordeel dat het ruimtebeslag van de afrit veel kleiner is dan bij variant II (Bij een helling van de kering van 1 : 3 wordt dit twee maal 8×3 is gelijk aan 48 meter).

Gekozen is voor variant II, kerende hoogte van de wanden tot maaiveldhoogte (2 m + NAP), omdat bij variant III deze hoogte 8 meter groter zou worden. Bij een overgang van het open gedeelte naar het gesloten gedeelte van de tunnel bij een afritdiepte van circa 15 m + NAP dan wordt met variant III de kerende hoogte 21 meter. Zelfs met gebruik van stempels is dit veel. Variant II zou bij bovenstaande situatie een kerende hoogte van 13 meter opleveren, een hoogte die nog redelijk op te vangen is.

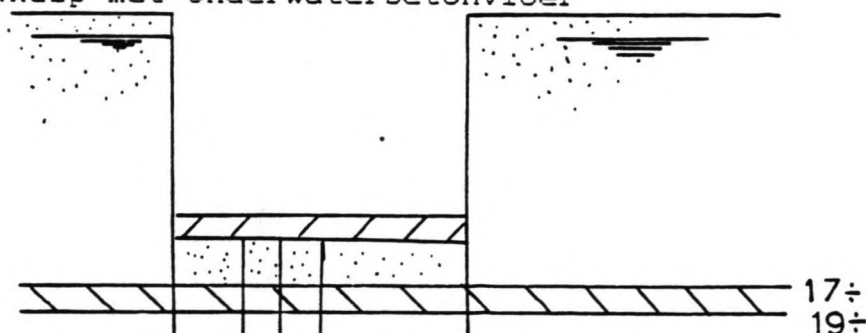
4.7.2.2 Bepaling lengte wanden bij de diverse varianten

Door het gebruik van verschillende vloervarianten krijgen de daarbij behorende wanden ook een verschillende lengte. Deze lengte is belangrijk voor de opvang van de te keren grondmoot (krachtoverbrenging) en voor de financiële consequenties voor elke variant. Elk van de onderstaande bouwvarianten van de afrit heeft zijn eigen wandlengte

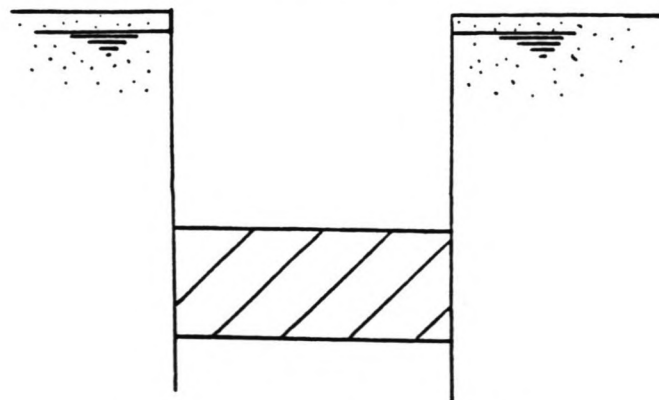
A. Bouwput met afsluitende kleilaag.



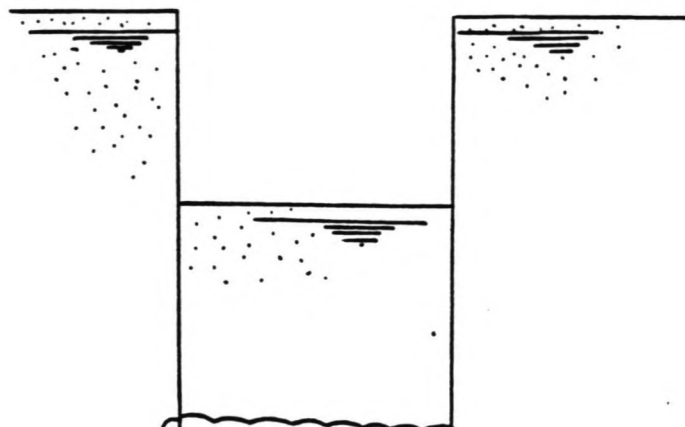
B. Bouwkuip met onderwaterbetonvloer



C. Bouwkuip met gewichtsvloer



D. Bouwkuip met chemische injectielaag



Bij variant A (bouwput met afsluitende kleilaag) zullen de wanden tot in de kleilaag gebracht moeten worden. Hier ligt de kleilaag tussen $17 \text{ m} \div \text{NAP}$ en $19 \text{ m} \div \text{NAP}$. Om het geheel waterdicht te krijgen ten opzichte van het omringende grond, moet de gehele afrit in een afgesloten put liggen, dus ook de voor- en de achterkant van de afrit moet afgesloten zijn. Dit betekent dat de wanden rondom tot een diepte van $18 \text{ m} \div \text{NAP}$ gebracht moeten worden.

Dus bij variant A (bouwput met afsluitende kleilaag): wanden rondom tot $18 \text{ m} \div \text{NAP}$

Ook bij variant D (chemische injectielaag) is het makkelijk te bepalen tot welke diepte de wanden moeten komen. Ook hier geldt dat de bouwkuip waterdicht moet zijn ten opzichte van de omringende grond. De wanden moeten dus tot in de chemische laag komen om te waterdichtheid te kunnen garanderen, ook de de voor- en achterwand. De diepte van de injectielaag is bepaald in paragraaf 7.1.3 van dit hoofdstuk, tot deze diepte zullen de wanden ook moeten komen bij deze variant.

Dus bij variant D: wanden rondom tot in chemische injectielaag, (of in de kleilaag tussen $17 \div \text{NAP}$ en $19 \text{ m} \div \text{NAP}$).

Ook bij variant C (gewichtsvloer) is redelijk gemakkelijk te bepalen hoe lang de wanden behoren te zijn.

Voordat de gewichtsvloer kan worden gestort zal de grond ontgraven moeten worden. De wanden moeten de gehele hoogte kunnen keren. Het nadeel bij deze variant is dat de gewichtsvloer erg dik wordt, en dus de wanden vrij lang worden. Uit paragraaf 4.7.1.1 blijkt bijvoorbeeld bij een afritdiepte van $11 \div \text{NAP}$ een vloerdikte op te leveren van 10 meter. Hieruit volgt een te keren grondhoogte van 19 meter (11 meter minus maaiveldhoogte plus 10 meter). Dit betekent dat de wand meer dan 20 meter lang wordt, circa het dubbele van de afritdiepte. De wand zal in ieder geval tijdens de bouwphase ondersteund moeten worden met stempels o.i.d.

Doordat de lengte van de wand bij toenemende afritdiepte zeer snel toeneemt tot grote waarden, wordt een beperking gemaakt voor de maximale afritdiepte die bij deze methode gebruikt mag worden. Gesteld wordt dat de maximaal te keren hoogte van de wand vijftien meter is, dit betekent dat de maximale bij deze methode toe te passen afritdiepte $8.75 \text{ m} \div \text{NAP}$ is.

Bij variant C (gewichtsvloer): Wand en moeten in de bouwphase onder de ontgravingsdiepte komen. Een zelf opgelegde beperking in deze methode is dat de methode mag worden uitgevoerd tot een maximale afritdiepte van $8.75 \text{ m} \div \text{NAP}$. Kopwanden zijn bij deze variant niet nodig, enkel zijwanden.

Variant B (onderwaterbetonvloer) heeft nog de moeilijkst te bepalen lengte van de wanden. Wordt een relatief korte wandlengte gekozen dan moet de wand als onder vrij opgelegd beschouwd worden. Denkbeeldig kan de wand dan voorwaarts bewegen of roteren om de bovenste oplegpunt (anker of stempel). De gronddrukken bereiken over de te keren hoogte een (zoals aangenomen) actieve waarde. Deze benadering is juist voor zowel een dam- als een diepwand.

Wordt nu voor een relatief lange wand gekozen, dan wordt voor stalen damwanden een (gedeeltelijke) inklemming gekozen. Doordat een stalen wand over voldoende flexibiteit beschikt kunnen de extreme vervormingen opgevangen worden door een zogenaamd vloeischanier, zonder dat bezwijken optreedt.

Een diepwand heeft bovengenoemde flexibiliteit niet. Bovenstaand gedrag wordt voor een diepwand dan ook niet aanbevolen, vooral niet als deze verankerd is. Zelfs als de diepwand een voorgespannen verankering heeft, waardoor weinig tot geen verplaatsing optreedt, zal doordat een verankering de neiging heeft in de loop der tijden een gedeelte van zijn voorspankracht te verliezen, rekening gehouden moeten worden met verplaatsingen van de diepwand. De kans op extreme verplaatsingen van de diepwand wordt dan groter. Als de diepwand afgestempeld is, blijven de verplaatsingen gering en is de combinatie met een inklemming meestal wel aanvaardbaar.

Bij variant B (onderwaterbetonvloer): gekozen is voor zowel bij de dam- als de diepwand gebruik te maken van de relatieve korte wandlengte.

Samenvatting:

Variant A (Bouwput met afsluitende kleilaag):
wanden rondom tot 19 m + NAP

Variant B (Bouwkuip met onderwaterbetonvloer op palen):
voor zowel de dam- als een diepwand gebruik maken van berekening met de relatieve korte wandlengte volgens de methode Blum

Variant C (Bouwkuip met gewichtsvloer):
Ook hier lengteberekening volgens de methode Blum. De maximale afritdiepte bij deze methode is gesteld op 9.75 m + NAP. Kopwanden zijn bij deze variant niet nodig, enkel zijwanden.

Variant D (Bouwkuip met chemische injectielaag):
Wanden rondom tot in chemische injectielaag, (of in de kleilaag tussen 17 + NAP en 19 m + NAP). Bij deze methode wordt om redenen bij variant B genoemd alleen gebruik gemaakt van damwanden.

4.7.2.3 Bepaling wanddikte

In de vorige paragraaf was de bepaling van de lengten van de wanden bij de diverse varianten nog redelijk te doen, de bepaling van de dikte van de wanden bij elke variant voor elke diepte is een ondoenlijke zaak. Ten eerste zijn er twee verschillende soorten wanden (diep- en damwand), ten tweede is de dikte (dimensionering) afhankelijk van de diepte van de afrit.

Gekozen is voor de volgende opzet:

Bij verlopende wanden is slechts bij één afritdiepte de wanden gedimensioneerd, de hieruit volgende wanddikte wordt dan over de gehele afrit gehanteerd voor de financiële kostenramingen, (bij kleinere afritdiepte is de wand dan overgedimensioneerd, bij grotere afritdiepte ondergedimensioneerd) en er wordt zo lang mogelijk voor zowel de dam- als diepwand dezelfde berekening gehanteerd.

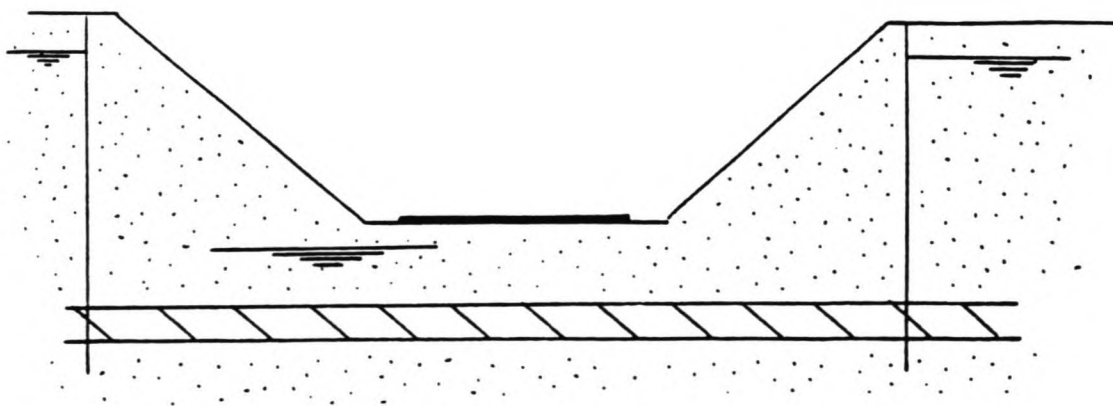
Voor de gewichtsvloer is op een diepte van 6 m + NAP gedimensioneerd.

Voor de onderwaterbetonvloer met trekpalen is op een diepte van 10 m + NAP gedimensioneerd.

De de chemische injectielaag is eveneens gedimensioneerd op een diepte van 10 m + NAP.

In de bijlagen XII t/m XVI zijn de bovenstaande berekeningen uitgevoerd. De resultaten van de berekeningen zijn in onderstaande paragrafen vermeld.

4.7.2.3.1 Dikte wand i.g.v. afsluitende kleilaag



In bijlage XII is gesteld, zonder te berekenen, dat de wanden in dit geval de volgende profilering bezitten.

Damwand : LARSEN 21 ($W = 700 \text{ cm}^3$)

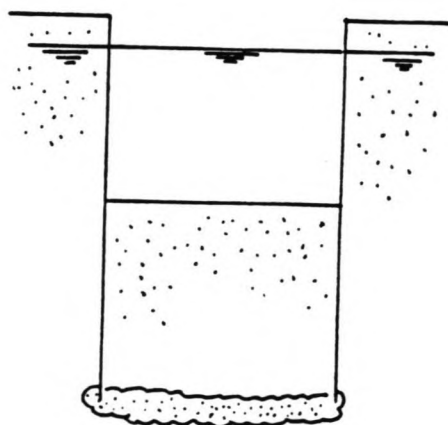
Diepwand : dikte 40 cm.

4.7.2.3.2 Dikte wand bij variant chemische injectielaag

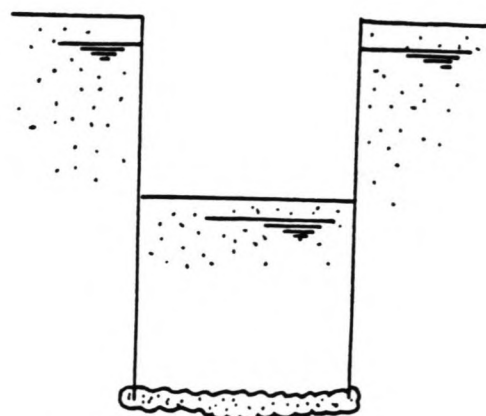
Zie voor berekeningen bijlage XIII

Bij deze variant wordt alleen gebruik gemaakt van damwanden, omdat dit soort wanden flexibel is, in tegenstelling tot een diepwand. Een diepwand is hier wel mogelijk, maar dan alleen in combinatie met stempeling.

Voor de dimensionering van de wanden zijn twee maatgevende belastingsituaties van belang. Ten eerste als de bouwput al ontgraven is tot afritdiepte, maar nog niet bemalen. De tweede situatie is als er al bemaling plaatsvindt.



1^e maatgevende situatie



2^e maatgevende situatie

Aan de hand van bovenstaande maatgevende belastingsgevallen is met de damwandberekening volgens methode Blum het volgende damwandprofiel vastgesteld.

Het berekende weerstandsmoment W waaraan een damwand moet voldoen is 16875 cm^3 per strekkende meter wand. Een profiel dat aan bovenstaand weerstandsmoment voldoet is:

Peiner Kastenspundbohle 802 ($W = 17710 \text{ cm}^3$) met

$$H = 871 \text{ mm}$$

$$b_1 = 938 \text{ mm}$$

Eigen gewicht = 2.19 kN/m

Dit is een profiel met zeer grote afmetingen. Dit kan problemen opleveren bij het in de grond brengen van de profielen, vooral nu deze tot een zeer grote diepte moeten reiken.

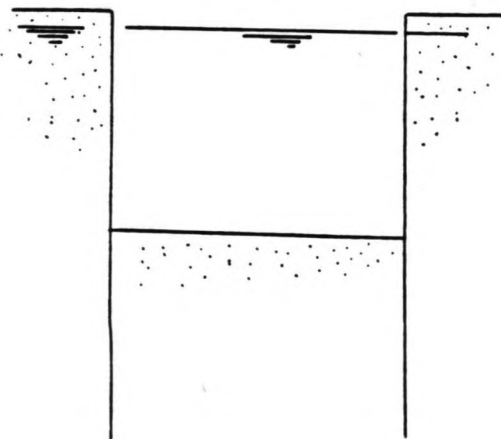
In feite blijkt dat een damwand met één verankering bij een afritdiepte van $10 \text{ m} + \text{NAP}$ over te grote dimensies moet beschikken om de drukken te kunnen weerstaan. Beter zal zijn om of meerdere ankers te plaatsen of te stempelen. Omdat echter de momentenlijn bij meerdere verankeringen niet eenvoudig meer te berekenen is wordt deze situatie gehandhaafd.

4.7.2.3.3 Dikte wand bij onderwaterbeton met trekpalen

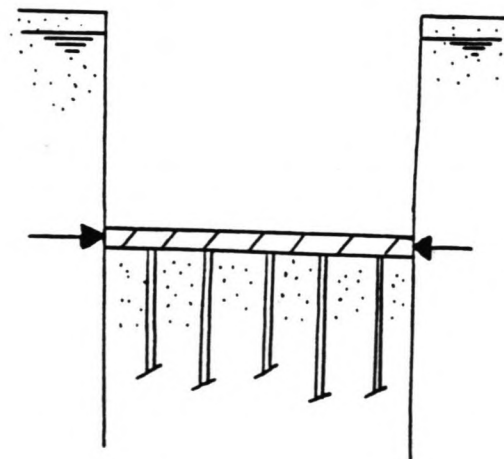
Zie voor berekeningen bijlage XIV

In dit geval kunnen wel zowel dam- als diepwanden gebruikt worden, mits aan de voorwaarde voldaan wordt dat de diepwandlengte relatief kort is ten opzichte van de kerende hoogte.

Evenals bij de berekening van de wanden bij de variant met de chemische injectielaag bestaan er voor de wanden hier twee maatgevende belastingsituaties. De eerste treedt op als de bouwput al ontgraven is tot afritdiepte, maar nog niet bemaalen. De tweede situatie treedt op als de onderwaterbetonvloer verhard is, en de bouwput bemaald is.



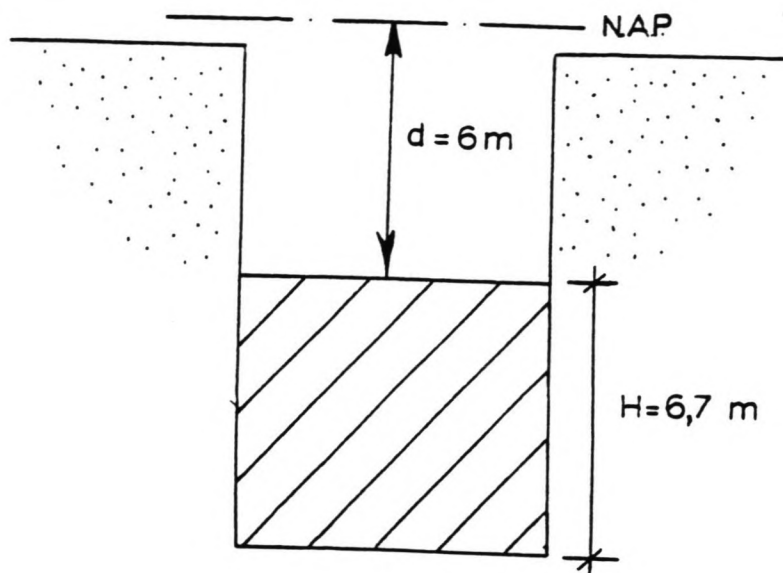
1° maatgevende situatie



2° maatgevende situatie

4.7.2.3.4 Berekening dikte wand bij gewichtsvloer

In de paragraaf 4.7.2.3 is bepaald dat de wanden gedimensioneerd zullen worden bij een afritdiepte van $6 \text{ m} \div \text{NAP}$. Uit de bijlage voor de berekening van de dikte van de gewichtsvloer, bijlage X, blijkt dat de gewichtsvloer aldaar ongeveer 6.7 meter dik wordt.



De gewichtsvloer zal de grond, dat daar lag oorspronkelijk lag, vervangen. Dit betekent dat de bouwkuip eerst tot die diepte uitgegraven moet worden, dus tot $12 \div \text{NAP}$. Deze diepte komt vrijwel overeen met de ontgravingsdiepte, die nodig is bij de variant onderwaterbeton met trekpalen, zie bijlage XVI.

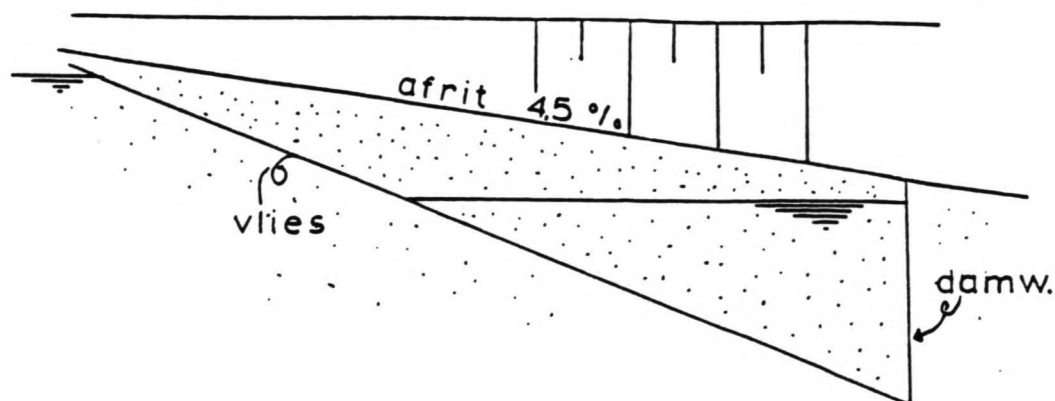
De resultaten uit bovengenoemde bijlage zullen daarom ook van toepassing zijn op deze variant.

Gekozen is, net als bij onderwaterbeton met trekpalen, voor een damwand met de dimensies:

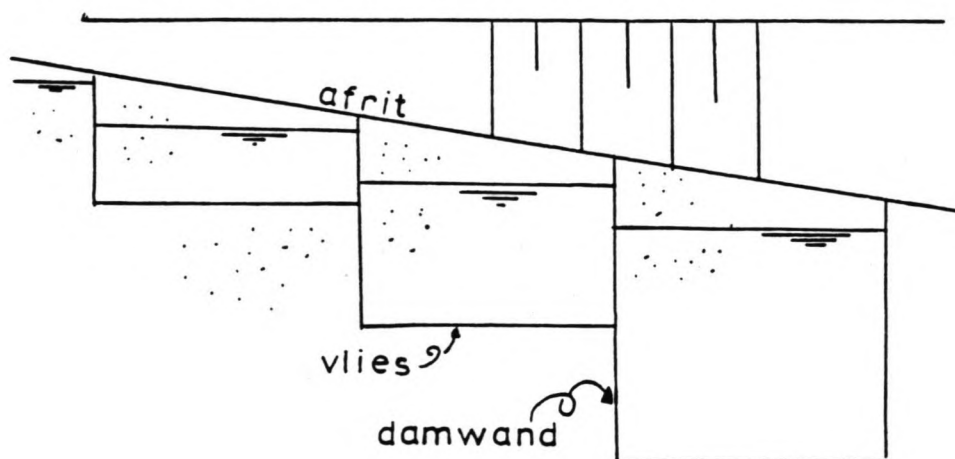
LARSEN 430, zie ook voorgaande stukje.

4.7.3 Vliesconstructie

De berekening van de vliesconstructie is gesplitst, namelijk in een gedeelte voor de ongecompartmenteerde vliesconstructie en een gedeelte voor de gecompartmenteerde vliesconstructie.



Ongecompartmenteerde vliesconstructie



Gecompartmenteerde vliesconstructie

Het verschil in deze twee constructies heeft de volgende redenen:

1. De helling waaronder het ondoorlatende vlies aangelegd moet worden is nog niet bekend, maar het is denkbaar dat het aanleggen van het vlies onder water op een helling moeilijkheden op kan leveren.
2. De diepteligging van het vlies wordt onder andere bepaald door de grondwaterstand bij het laagste punt. Dit zou nadelig voor een ongecompartmenteerde vliesconstructie kunnen zijn.

Gesteld is dat elk compartiment 100 meter lang is.

4.7.3.1 Niet gecompartmenteerd

Uit de berekening uit bijlage XVII blijkt de diepteligging voor het vlies als volgt te kunnen worden getabelleerd:

In tabelvorm:

d [t.o.v. NAP]	H [t.o.v. NAP]		d [t.o.v. NAP]	H [t.o.v. NAP]
0	2.2		8	18.2
1	4.2		9	20.2
2	6.2		10	22.2
3	8.2		11	24.2
4	10.2		12	26.2
5	12.2		13	28.2
6	14.2		14	30.2
7	16.2		15	32.2

Tabel: diepteligging vlies bij diverse afritdiepten

met d: diepteligging wegdek afrit

H: diepteligging vlies

Bij deze constructie is niet alleen de diepteligging van het vlies belangrijk maar ook het ruimtebeslag in de breedte.

Gesteld wordt dat de vlies onder een helling van 1 : 3 kan worden aangebracht.

In de bijlage XVII is de breedte berekend benodigd voor deze constructie. Deze breedte is de benodigde breedte op maaiveldniveau.

De resultaten van de berekening in tabelvorm:

d [t.o.v. NAP]	breedte [m]	d [t.o.v. NAP]	breedte [m]
0	41.2	8	137.2
2	65.2	10	161.2
4	89.2	12	185.2
6	113.2	14	209.2

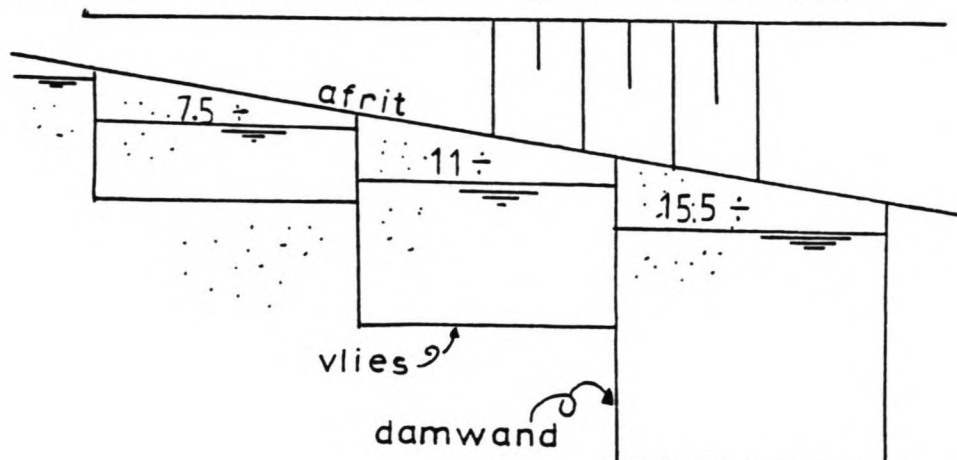
TABEL: benodigde breedte vliesconstructie

Opmerking: breedte van een bouwkuip circa 40 meter!

Bij de berekening blijkt dat de breedte wel erg snel toeneemt naarmate de afrit dieper komt te liggen. Dit is zeker een argument om rekening mee te houden bij de eventuele keuze van de afritvariant.

4.7.3.2 Gecompartimenteerd

Voor de berekening is ervan uitgegaan dat de afrit verdeeld is in compartimenten van 100 meter lang. In elk compartiment moet aan de eis voldaan worden dat de grondwaterstand zich in dat compartiment minstens 1 meter onder de wegverharding bevindt. Men verkrijgt dan de volgende grondwaterstanden.



Compartiment	traject	Diepste punt wegdek [t.o.v. NAP]	G.W.S. in compartiment [t.o.v. NAP]
A	0 - 100m	6.5m ÷	7.5m ÷
B	100 - 200m	11.0m ÷	12.0m ÷
C	200 - 300m	15.5m ÷	16.5m ÷

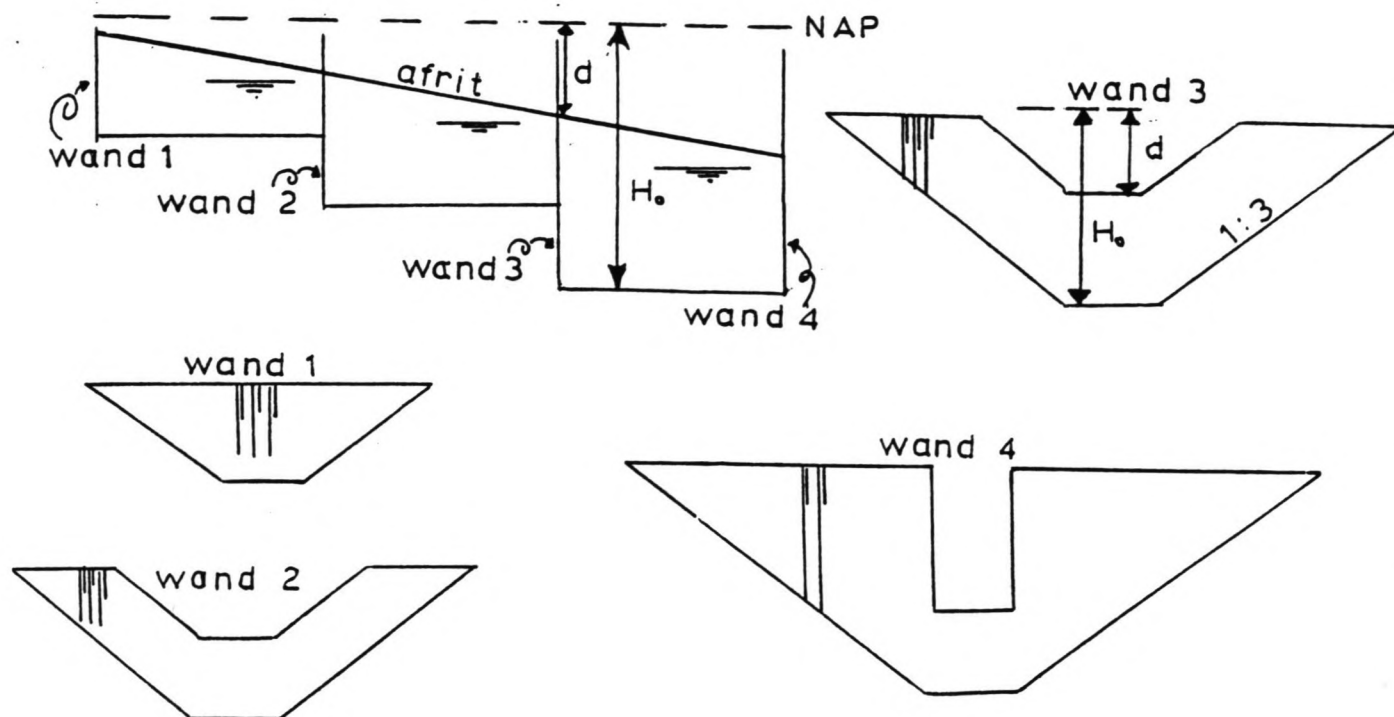
Diepteligging en ruimtebeslag vlies

Voor de berekening van de diepteligging vna het vlies wordt verwezen naar bijlage XVIII, de niet gecompartmenteerde vliesconstructie. De berekening is hetzelfde als voor dit type constructie. Bovenstaande opmerking geldt ook voor de berekening van de benodigde breedte.

Compartiment	Diepste punt compartiment [t.o.v. NAP]	Diepteligging vlies [t.o.v. NAP]	Breedtebeslag op m.v. niveau [m]
A	6.5 ÷	15.2 ÷	119.2
B	11.0 ÷	24.2 ÷	173.2
C	16.5 ÷	33.2 ÷	227.2

4.7.3.2.1 Wandoppervlak tussenwanden

De compartimenten zijn onderling, en van de omgeving, afgesloten door tussenwanden. Deze tussenwanden kunnen een behoorlijke oppervlak bereiken, omdat het diepte- en breedteverschil tussen aansluitende compartimenten groot is.



In bovenstaande figuur is duidelijk gemaakt welk oppervlak elke tussenwand beslaat. Wand 4 heeft een afwijkende wandvorm omdat deze wand de afsluitende wand vormt van deze constructie.

De oppervlakten van de diverse wanden hebben de volgende grootte:

wand 1	1050 m ²
wand 2	1317 m ²
wand 3	1802 m ²
wand 4	3588 m ²

4.7.4 Open bak constructie

In deze situatie biedt een open bak constructie geen voordelen ten opzichte de constructie onderwaterbetonvloer met trekpalen. Er zijn eerder nadelen aan verbonden, waarvan de grootste is dat er veel ruimte in beslag zal worden genomen, vooral ten opzichte van de eerder genoemde variant. Tevens zal er bij een geringe afritdiepte al bemalen moeten worden, voornamelijk in de diepere gelegen zandlagen. Eén van de uitgangspunten in het begin van dit hoofdstuk is dat varianten met permanente bemaling niet behandeld zouden worden. Deze variant zal daarom niet verder uitgewerkt worden.

4.8 Keuze afritconstructie

Na de uiteenzetting/beschrijving van de mogelijke afritvarianten in de vorige hoofdstukken zal in deze paragraaf een keuze gemaakt worden.

De keuze is gebaseerd op twee criteria, namelijk:

- ruimtebeslag
- kosten

4.8.1 Ruimtebeslag

Over dit criteria kan men kort zijn, varianten met een verticale wand hebben een duidelijk voordeel ten opzichte van varianten met een oplopende wand (talud).

De vliesvariant valt in dit geval bij groter afritdiepten wel zeer nadelig uit, omdat ver onder het wegdek het vlies aangebracht moet worden.

4.8.2 Kosten

Over dit keuzecriterium kan wel wat gezegd worden. Aan de hand van richtlijnen van Rijkswaterstaat is voor elke variant een raming gemaakt van de kosten bij verschillende diepten.

De berekeningen zijn in bijlagen XIX t/m XXIII gemaakt.

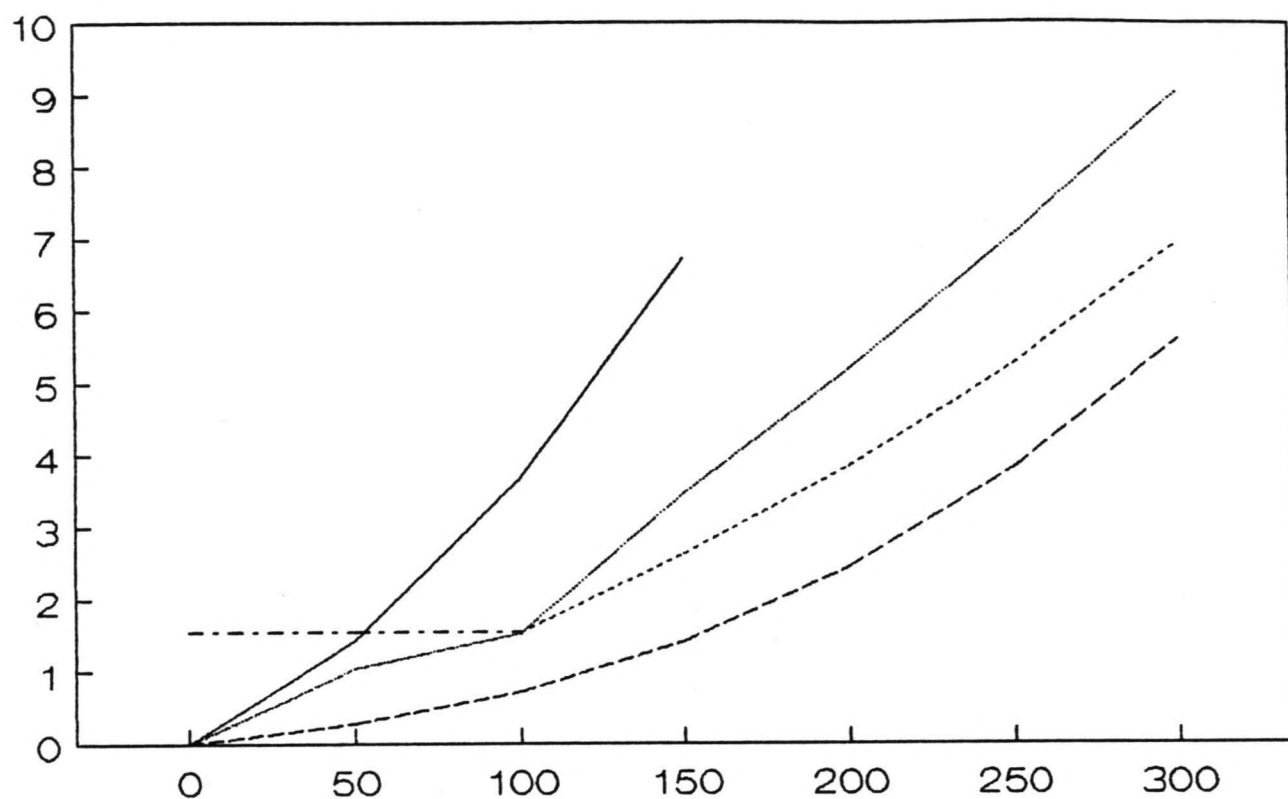
In de grafiek op de volgende bladzijde is het kostenverloop van de diverse varianten geschetst.

Uit de grafiek blijkt dat de ongecompartimenteerde vliesconstructie veruit de goedkoopste oplossing is. Als één na beste komt de onderwaterbetonvloer met trekpalen uit de bus rollen.

KOSTEN AFRIT

uitgezet tegen de afritlengte

— gew. vloer onderw. beton - - - - - vlies constr. — inj. laag - - - - - gecomp. vlies



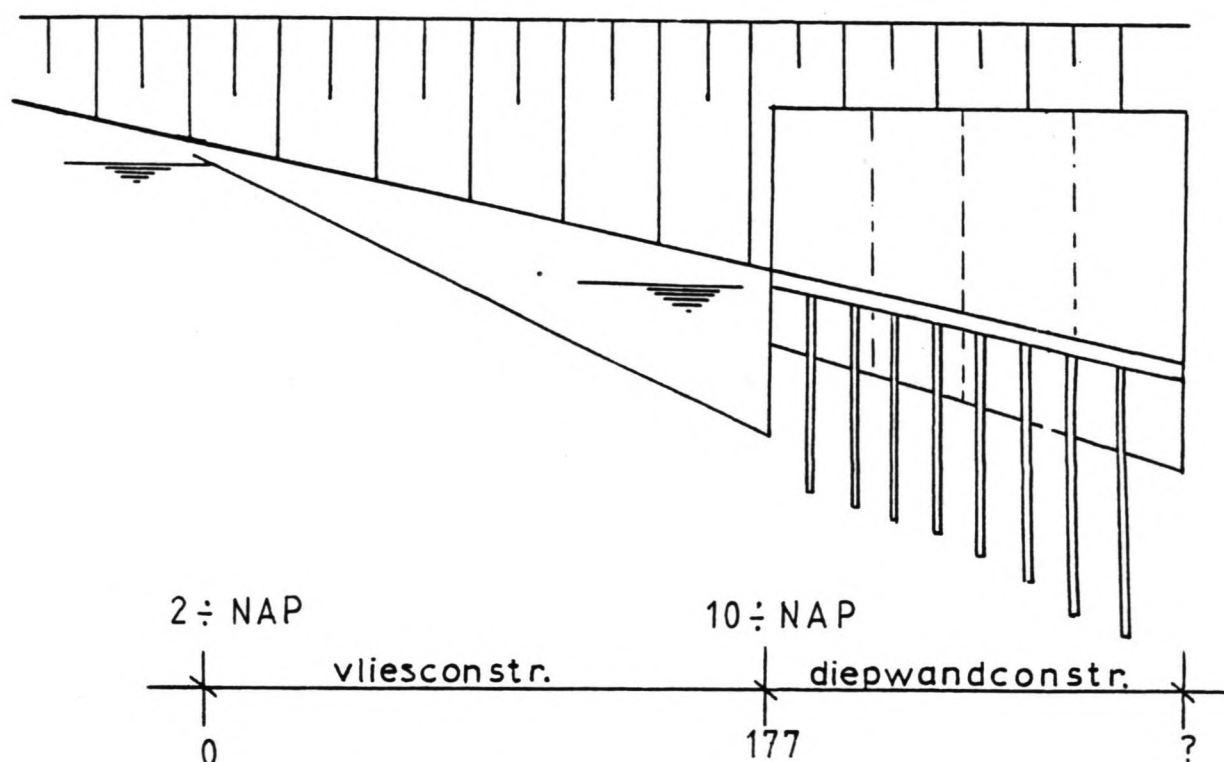
afritlegten [m], (0 m bij d = 2 - NAP)

4.8.3 keuze

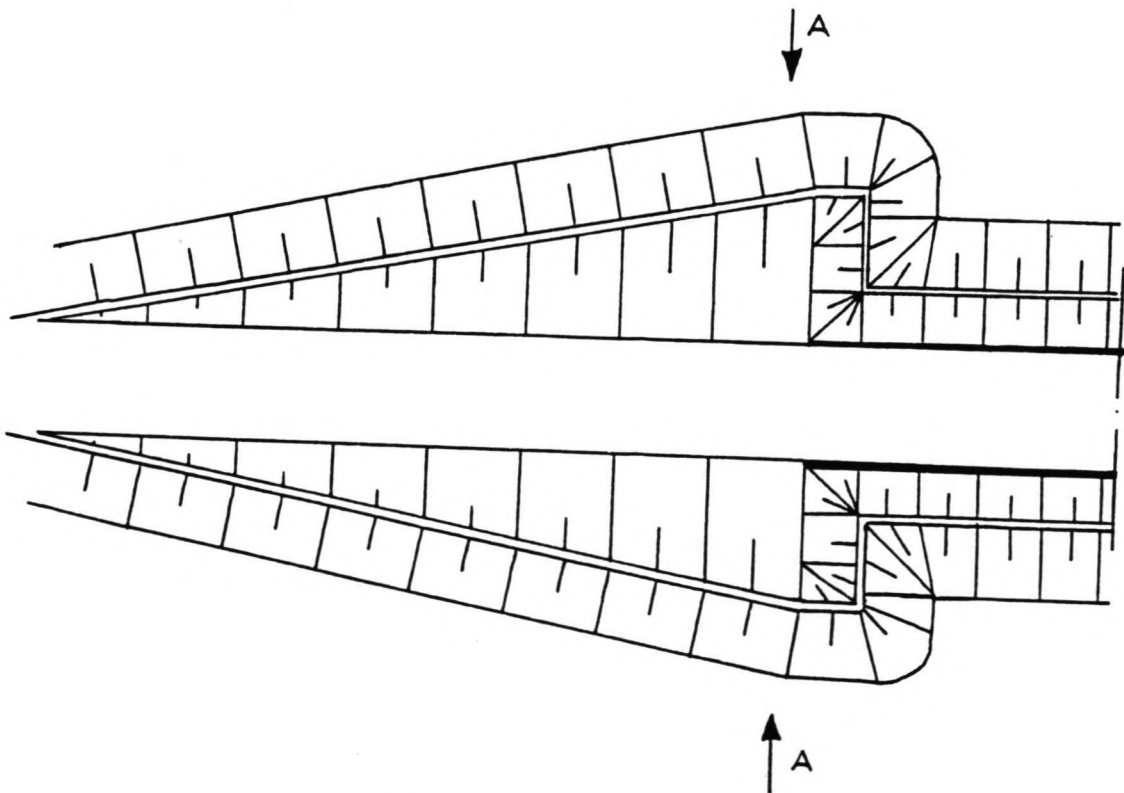
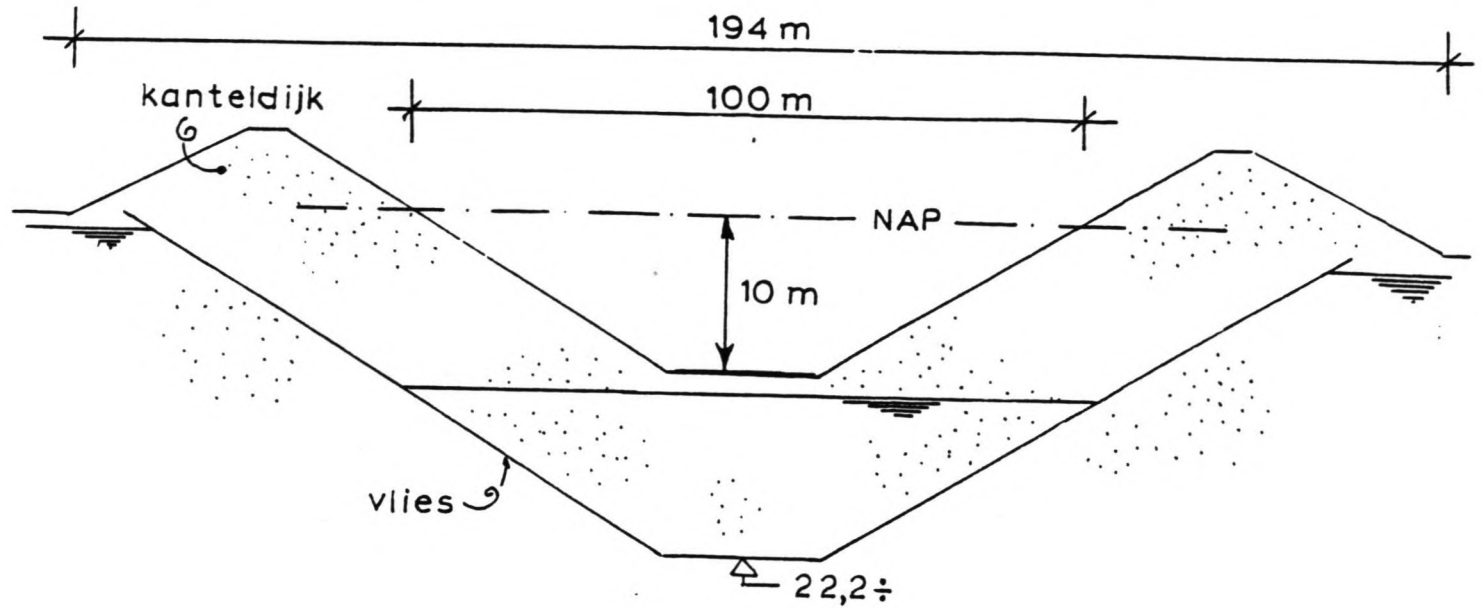
Uit het voorgaande komen twee redelijke alternatieven naar voren, namelijk de vliesconstructie en de onderwaterbetonvloer variant.

De vliesconstructie heeft als voordeel dat deze veel goedkoper is dan de rest van de varianten, daar staat weer tegenover dat deze ook zeer veel ruimte gebruikt, vooral als de constructie dieper wordt toegepast. Hierbij heeft de onderwaterbetonvloer variant weer ruim voordeel.

Het overvloedig gebruiken van de ruimte door de vliesconstructie werkt hier zeer nadelig, vooral omdat de afrit toch al door een groen stuk tussen Maassluis en Vlaardingen loopt, daarom is gemeend de vliesconstructie tot een wegdekdiepte van $10 \text{ m} \div \text{NAP}$ toe te passen, en daarna over te gaan op de onderwaterbetonvloer constructie met diepwanden.



De benodigde breedte voor de vliesconstructie is daar (bij een wegdekdiepte van $10 \text{ m} \div \text{NAP}$) al 161 meter. Dit lijkt veel meer dan de noodzakelijke 40 meter voor de afrit, echter door nu voordat de kanteldijken opgeworpen worden, alvast de vliesconstructie aanlegt, dan kan bij het opwerpen van de kanteldijken deze op het vlies worden aangelegd.

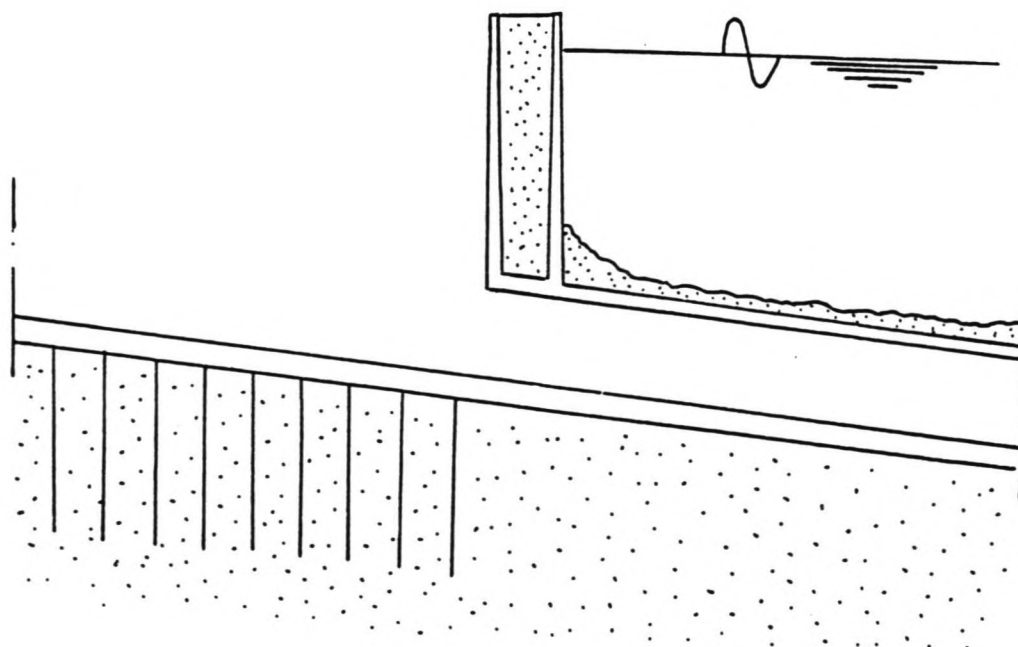
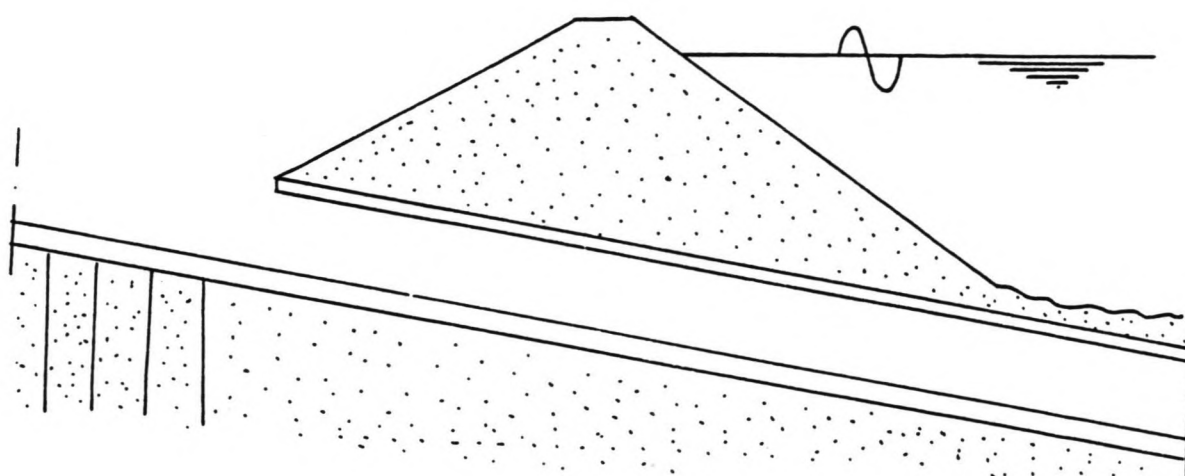


doorsnede A-A

HOOFDSTUK V HET LANDHOOFD

5.1 Definitie

Alvorens over het landhoofd te filosoferen zal het noodzakelijk zijn om het landhoofd te definieëren. Onder het landhoofd wordt verstaan de overgangsconstructie tussen het ter plaatse gebouwde gedeelte en het gezonken gedeelte. In onderstaande figuur zijn twee uitersten getekend. Deze twee uitersten tonen aan dat het uiterlijk van een landhoofd zeer verschillend kan zijn. Het is dan ook niet verbazingwekkend dat ook de krachtoverdracht zeer verschillend kan zijn.



5.2 Omschrijving van het landhoofd

In het algemeen zal, omdat men het gesloten gedeelte van de tunnel zo kort mogelijk wil hebben, de overgang van het open naar het gesloten gedeelte zo diep mogelijk gemaakt worden, terwijl de waterkering tussen deze overgang en het gezonken gedeelte moet doorgaan.

In het tunnelontwerp zal een waterkerende constructie moeten zijn opgenomen. Dit kan een eenvoudige dijk zijn, maar ook een betonconstructie of iets dergelijks. Deze waterkerende constructie zal de krachten die ontstaan door het keren van de waterhoogten over moeten brengen naar de ondergrond.

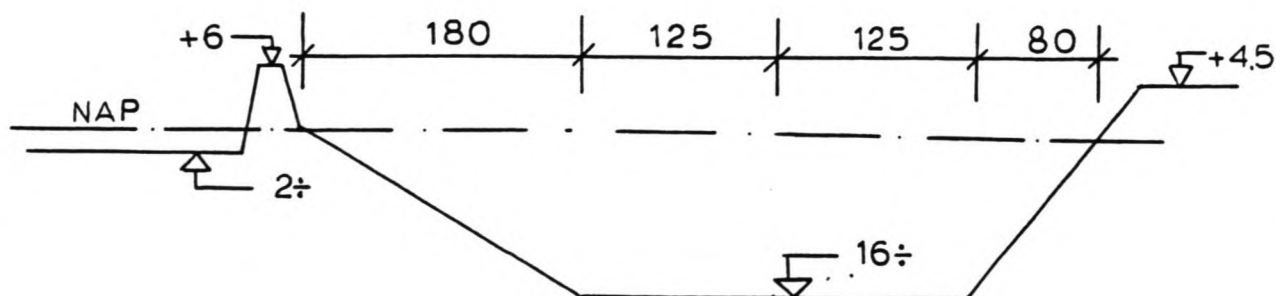
Bij de overbrenging van bovengenoemde krachten ontstaat het probleem dat de tunnel als verkeerskoker zich in de grond bevindt. De resulterende krachten zullen dus via de verkeerskoker naar de ondergrond moeten worden overgebracht. Dit geldt niet alleen voor de horizontale krachten, ontstaan door kering van waterhoogten, maar ook voor de resulterende verticale krachten.

Het landhoofd is dus een overgangsconstructie tussen het ter plaatse gebouwde gedeelte en het gezonken gedeelte, waarbij de krachtoverbrenging een belangrijke rol speelt.

5.3 Uitgangspunten en aannamen

Om een bouwfilosofie op te kunnen zetten zijn allereerst uitgangspunten en aannamen zijn noodzakelijk om de werkelijkheid te kunnen schematiseren.

1. Als eerste uitgangspunt geldt dat de Nieuwe Waterweg ter plaatse van Maassluis het volgende geschematiseerde dwarsprofiel heeft.



2. De waterstanden op het Scheur (Nw. Waterweg) variëren tussen stormvloed 3.75 + NAP en G.L.W. 0.5 ÷ NAP.

3. Een derde uitgangspunt is dat in eerste instantie geen beperking wordt opgelegd aan de tijdsduur of de financiële kant van de constructie. De uitvoerbaarheid zal later in dit hoofdstuk aan de orde komen.
4. Verder is ervan uitgegaan dat de grondopbouw in het gebied waar de noordelijke afrit komt te liggen overeenkomt met de grondopbouw zoals in bijlage II is aangegeven.
5. Taluds van de hoogwaterkeringen, zowel het binnen- als het buitentalud zijn aangenomen met een helling van 1:3. De kruin heeft een aangenomen breedte van vijf meter.

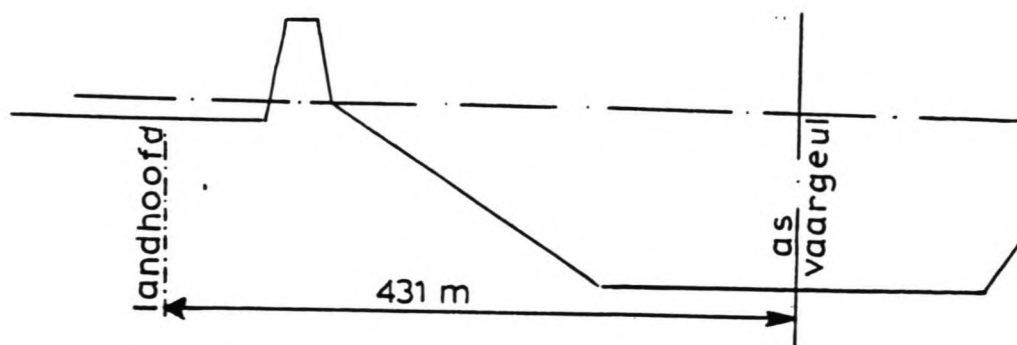
5.4 Voorlopig ontwerp Rijkswaterstaat

Bij de beoordeling van de verschillende varianten van het landhoofd moet men van een zogenaamde nul-alternatief uitgaan om de varianten te toetsen. Bij de keuze van een variant moet altijd bekeken worden of dit een verbetering is ten opzichte van het nul-alternatief. Het nul-alternatief is in dit geval het voorlopig ontwerp dat Rijkswaterstaat heeft gemaakt van de Blankenburgtunnel.

Het voorlopig ontwerp is gebaseerd op de volgende uitgangspunten.

- De huidige dijk fungeert in de bouwfase van de op/afritten als waterkering en maakt deel uit van het talud van de bouwput, waarin de op/afritten gebouwd worden.
- Het (de) dichtst bij de vaarweg gelegen element(en) van de ter plaatse gebouwde constructie worden zodanig uitgevoerd dat zij in de zinkfase, wanneer de rivierdijken zijn verwijderd, de functie van de hoogwaterkering kunnen overnemen.

Bovenstaande twee uitgangspunten hebben de volgende locatie van het landhoofd als gevolg:



De overgang van het gezonken gedeelte en het ter plaatse gebouwde gedeelte is dan volgens het voorlopig ontwerp van Rijkswaterstaat gelegen op 431 meter van de vaargeul. Dit is met inachtneming van de gebruikte schematisatie van de dwarsdoorsnede en de gehanteerde uitgangspunten.

In dit hoofdstuk zal onderzocht worden of het technisch mogelijk is deze afstand te verkleinen.

Waarom de beperking van de lente van het gesloten gedeelte als uitgangspunt van het onderzoek is gekozen heeft de volgende redenen.

Verkeerstechnisch is het beter de lengte van het gesloten gedeelte zoveel mogelijk te beperken, zowel uit oogpunt van de veiligheid als uit oogpunt van de doorstroming.

Een bijkomende reden voor de beperking van het gesloten gedeelte is dat dit mogelijke financiële voordelen kan bieden, omdat een gesloten gedeelte in het algemeen duurder is dan het open gedeelte. Dit geldt maar tot een zekere diepte.

5.5 Varianten

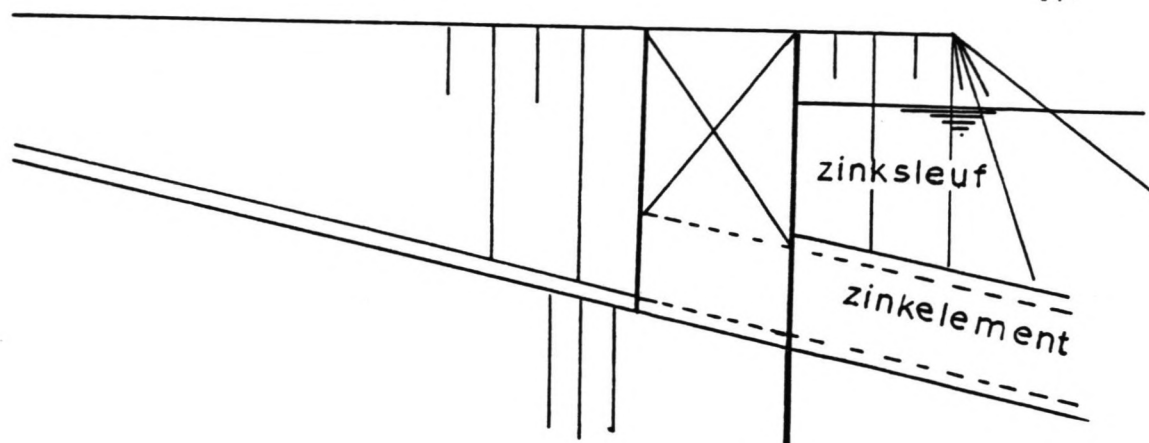
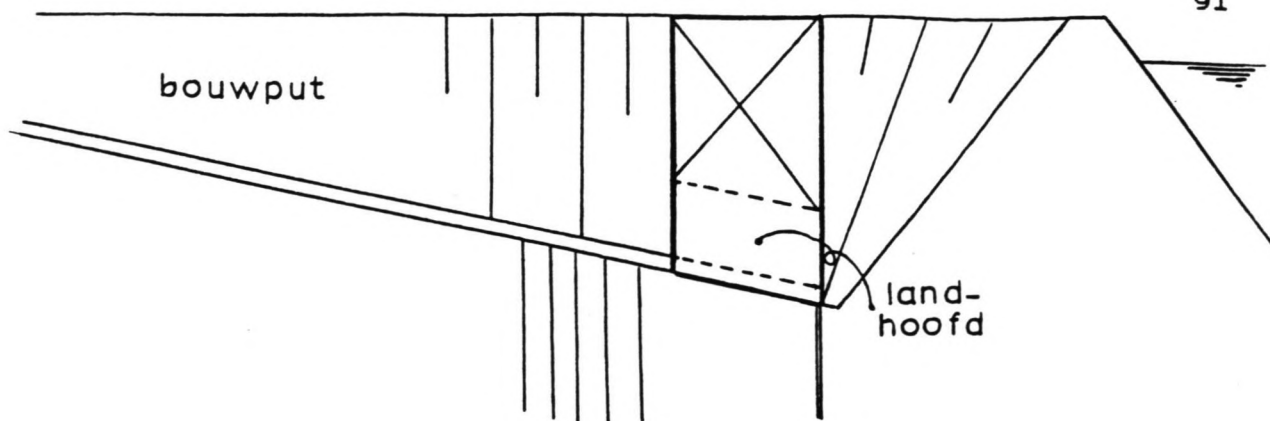
De door Rijkswaterstaat gebruikte bouwvariant voor het landhoofd is een veel gebruikte methode bij tunnelontwerpen. Deze methode heeft als voordeel dat er geen gebruikt hoeft worden te gemaakt van dure grondkerende constructies plus dat met deze methode de mogelijkheid biedt aan meerdere gedeelten van de tunnel gelijktijdig bezig te zijn (tijdsvoordeel). Een nadeel van deze methode is dat het gesloten gedeelte (onnodig?) lang wordt.

5.5.1 Beschrijving door R.W.S. gebruikte methode

Bij deze variant wordt begonnen met een bouwput te graven en een kanteldijk op te werpen om deze bouwput. Nadat deze bouwput op één of andere manier ontwaterd is, kan begonnen worden met de bouw van de op/afrit. Deze op/afrit, inclusief het landhoofd, wordt ter plaatse gebouwd in de bouwput.

Indien het landhoofd gereed is, kan aldaar een nieuwe waterkering gebouwd worden. De oude waterkering kan dan verwijderd worden en een sleuf voor het gezonken gedeelte kan gebaggerd worden.

Het (laatste) gezonken element kan tenslotte geplaatst worden, waarna de constructie afgewerkt kan worden. Voor de verduidelijking van deze bouwwijze zie de figuren op de volgende bladzijde.



Het grootste bezwaar tegen deze door Rijkswaterstaat gebruikte methode is dat, zoals eerder vermeld, bij deze bouwwijze het gesloten gedeelte lang wordt. Daarom zijn enkele bouwvarianten bekeken, die als opzet hebben om het gesloten gedeelte te beperken.

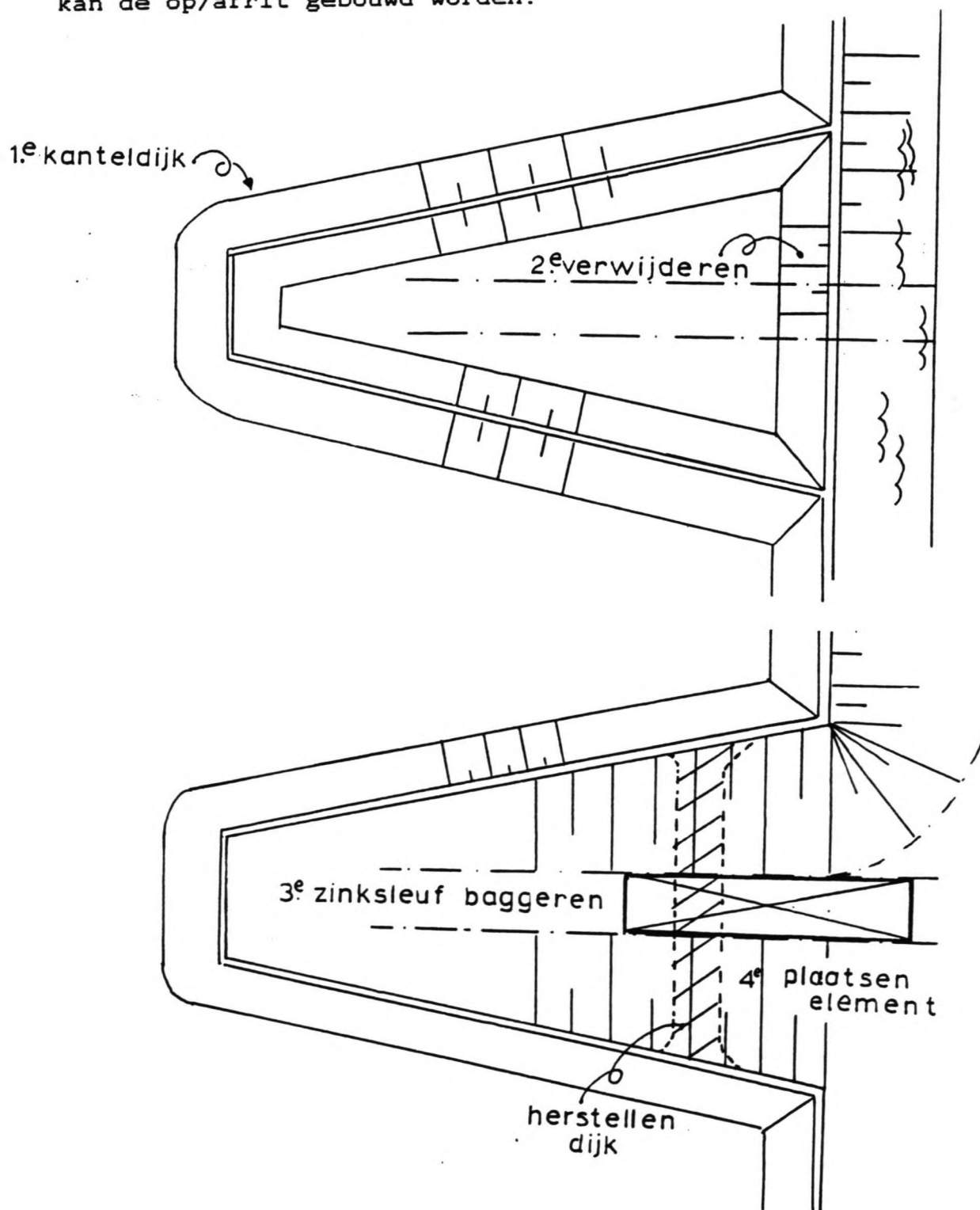
De uitgangssituatie, dit is de situatie waarin nog niets is gebeurd, is geschetst in onderstaande figuur. Deze uitgangssituatie geldt voor elke variant.

5.5.2 Bouwvariant I

Ook bij deze variant wordt, evenals bij de door R.W.S. gebruikte methode, als eerste een kanteldijk opgeworpen. Zodra deze kanteldijk gereed is, wordt de "oude" waterkering, die parallel aan de Nieuwe Waterweg is gelegen, verwijderd. Hierdoor komt het door de kanteldijk omsloten gebied onder water te staan.

Vervolgens wordt er een sleuf gebaggerd tot in de oorspronkelijke polder, waarna het gesloten gedeelte geplaatst wordt. Als de betreffende elementen afgezonken zijn, wordt de "oude" waterkering hersteld, waarna de nu ontstane bouwput ontwaterd dient te worden.

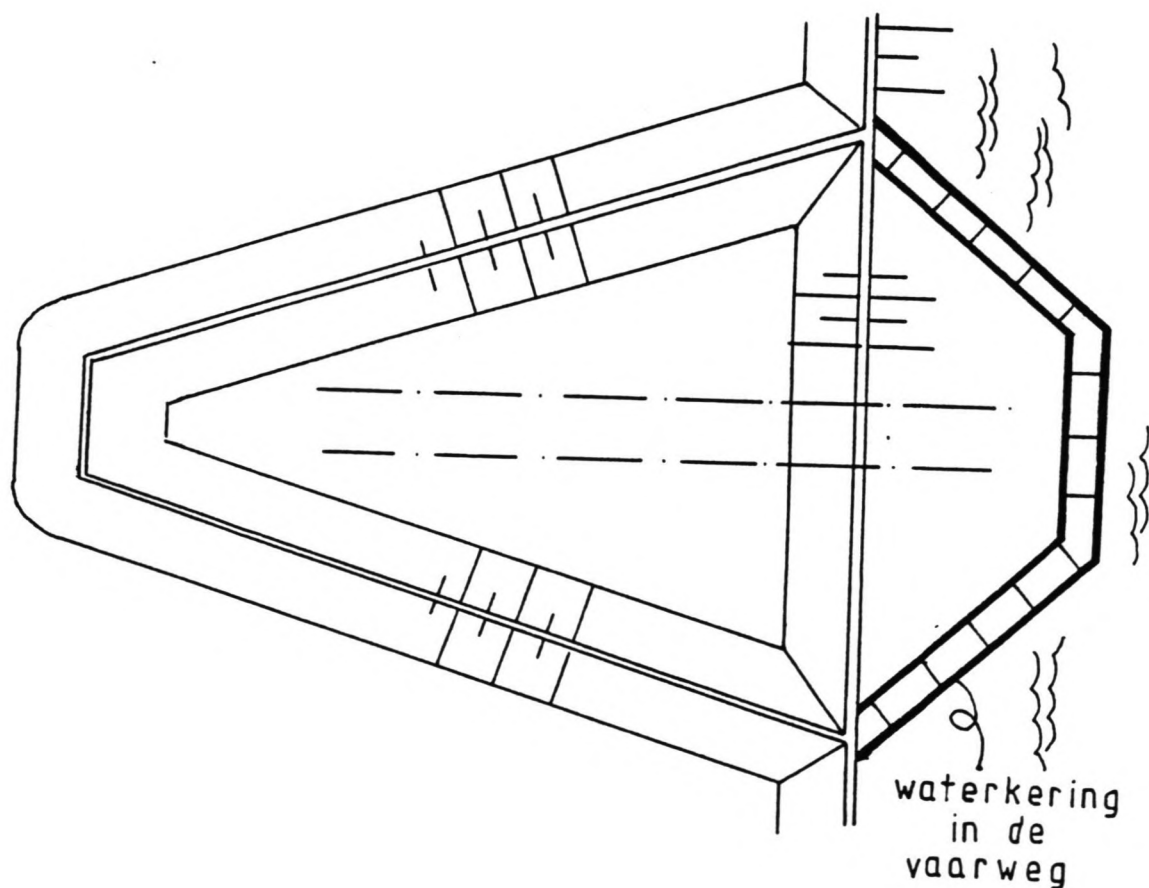
Deze nieuwe waterkering kan meer landinwaarts geplaatst worden, maar ook dichterbij de vaargeul toe. Als laatste kan de op/afrit gebouwd worden.



5.5.3 Bouwvariant II

Bij deze variant wordt als eerste een kanteldijk opgeworpen. Nu wordt echter een constructie in de de Nieuwe Waterweg gebouwd, die tijdelijk de functie van waterkering overneemt en gelijktijdig als begrenzing fungeert van de bouwput.

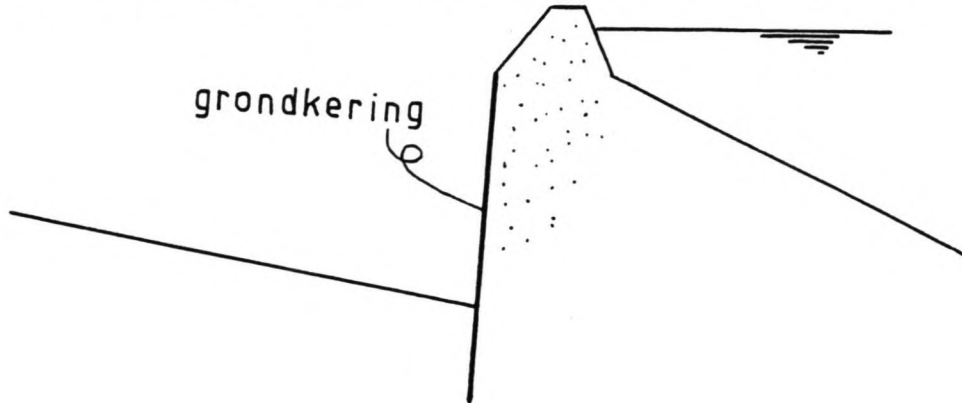
De op/afrit kan nu over een groter gedeelte in den droge gebouwd worden. Als de op/afrit, inclusief het landhoofd gereed is kan er een nieuwe waterkering geplaatst worden. De in de Nieuwe Waterweg gebouwde constructie kan nu verwijderd worden om de zinkelementen af te laten zinken.



5.5.4 Bouwvariant III

Deze variant lijkt op de door Rijkswaterstaat gebruikte bouwmethode, echter bij deze bouwmethode wordt gebruikt gemaakt van een verticale grond- en waterkerende constructie, om meer lengte voor het ter plaatse gebouwde gedeelte te verkrijgen.

De bouwwijze komt dan ook geheel overeen met de door Rijkswaterstaat gebruikte methode, slechts afwijkend in de lokatie van het landhoofd. Voor de figuren wordt daarom verwezen naar de figuren behorende bij paragraaf 5.5.1. In onderstaande figuur is de wijziging opgenomen.



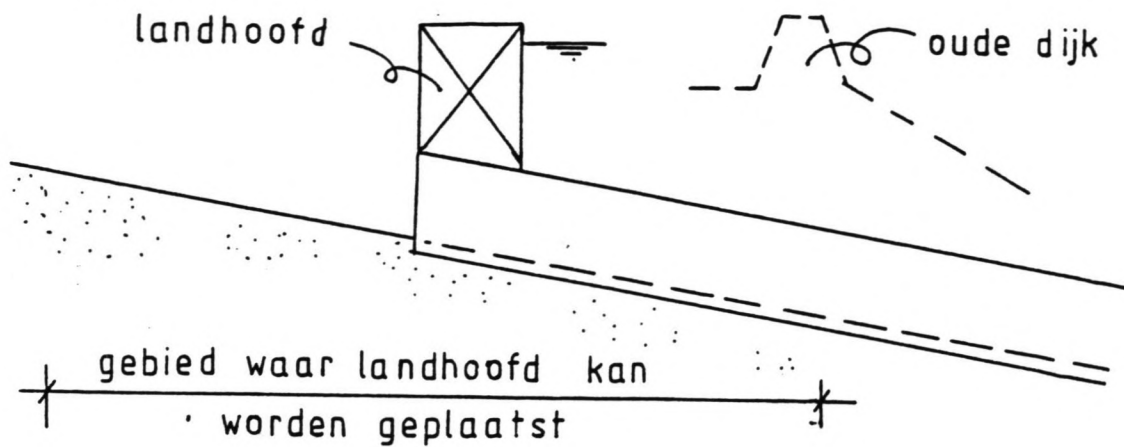
Ook de zogenaamde wand-dak methode, zoals die gebruikt is bij de Drechtunnel, is een variant op deze methode. Deze methode zal later beschreven worden.

Bovenstaande varianten zijn de meest voor deze tunnel in aanmerking komende bouwwijzen, er zijn ongetwijfeld meerdere bouwmethoden te bedenken, maar meestal zijn dit verfijningen van bovenstaande varianten. Van bovenstaande varianten wordt dan ook voor de rest van het verslag uitgegaan.

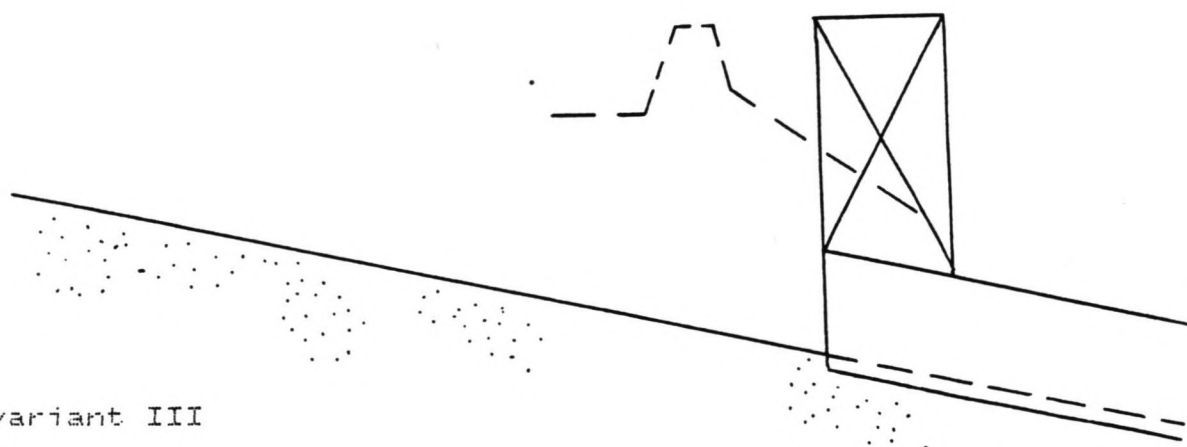
5.5.5 Effect diverse varianten

In onderstaande figuur is het effect van de diverse varianten op de lengte van het gesloten gedeelte weergegeven.

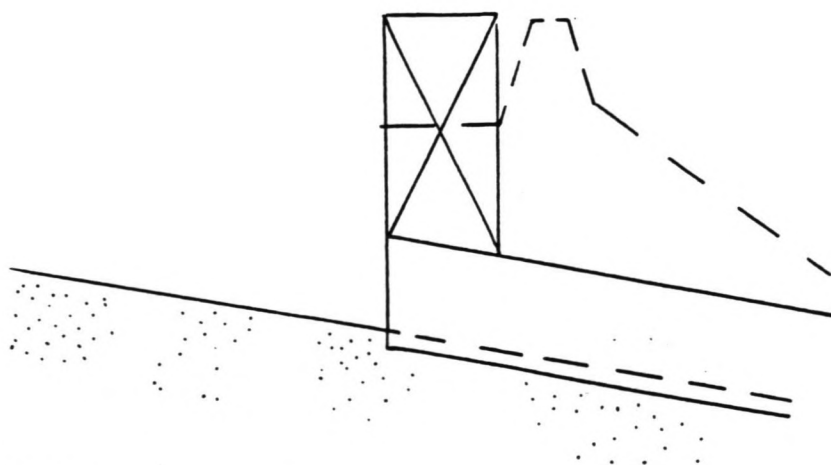
variant I



variant II



variant III



figuur.....

5.6 Overwegingen en keuze variant

De volgende overwegingen bij de hiervoor genoemde bouwvarianten kunnen gemaakt worden.

1. Bij bouwvariant I kan het landhoofd, zoals de figuur op de voorgaande bladzijde laat zien, op een zeer groot traject geplaatst worden. Doel van het opzetten van de bouwvarianten was het beperken van het gesloten gedeelte. Interessant voor dit onderzoek is daarom alleen dat gedeelte dat daadwerkelijk een beperking oplevert, zijnde het gedeelte waar de nieuwe waterkering zich dichterbij de vaargeul bevindt.
2. Met inachtneming van bovenstaande overweging hebben bouwvariant I en II een vernauwing van het doorstroomprofiel als gevolg.
3. Bij bouwvariant I eerst zinkelementen af laten zinken; daarna pas kan het aansluitend afrit gedeelte gebouwd worden. Deze bouwvariant heeft daarom een lange(re) bouwtijd.
4. Bij bouwvarianten I en II komen de open afritten wel erg diep te liggen. Dit betekent zeer grote opwaartse krachten en grondkrachten op de vloer en wanden van de afrit.

Uitgaande van de genoemde vier overwegingen is voor bouwvariant III gekozen als meest geschikte variant voor het bouwen van het landhoofd.

Deze keuze betekent dat er een constructie moet komen in of nabij de dijk die tijdens de bouw- en gebruiksfase niet alleen verticale krachten (eigen gewicht en opwaartse kracht) en horizontale krachten (grond- en waterdrukken tegen de zijwanden), maar ook horizontale krachten als gevolg van grond- en waterdrukken aan de kopse kant (aan de kant van de Nieuwe Waterweg) op moet kunnen nemen.

Coustr land hoofd

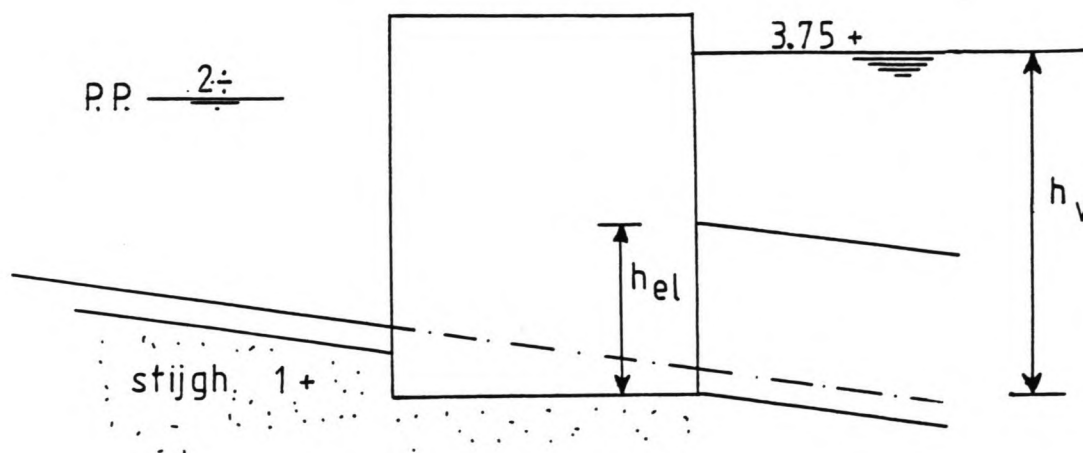
⁺
alt

5.7 Horizontale krachten op het landhoofd

5.7.1 Horizontale kracht kwalitatief bekeken

In deze paragraaf wordt een benadering gegeven van de grootte van de horizontale krachten die op het landhoofd zullen werken, later zullen deze krachten ingevuld worden. De bedoeling is kwalitatief te bekijken welke maatregelen (cq. constructie-aanpassingen) benodigd zijn om de horizontale krachten op te vangen.

In de volgende figuur zijn geschematiseerd de waterhoogten die van belang zijn bij het opwekken van de horizontale krachten, met de daarbij behorende (zwaar geschematiseerde) krachten. Deze waterhoogten zijn zowel in de gebruiksfase als in de bouwphase (cq. afzinkfase) van belang.



Als gevolg van de grote hoogte ontstaan zeer grote horizontale krachten. De orde van grootte van deze krachten is:

$$F_1 \approx \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot (\gamma_{\text{gr}} - \gamma_w) \cdot (h_v - h_{\text{el}})^2 / \text{m'}$$

door aan het landhoofd aanliggende grondlichaam

$$F_2 \approx \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_v^2 / \text{m'}$$

door het waterpeil in de Nieuwe Waterweg

Totaal horizontale kracht:

$$H = F_1 + F_2 = \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot (\gamma_{\text{gr}} - \gamma_w) \cdot (h_v - h_{\text{el}})^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_v^2 \text{ per m'}$$

Stel: $\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{\text{gr}} \approx 20 \text{ kN/m}^3$
 $\lambda \approx 0.7 [-]$
 $h_v \approx 18 \text{ meter}$
 $h_{\text{el}} \approx 8 \text{ meter}$

Volumieke massa water
 Volumieke massa grond (nat)
 Grondcoëfficiënt (neutraal)
 Stijghoogte Nw. Waterweg
 Elementhoogte



Voorgaande veronderstellingen geven de volgende grootte van de krachten:

$F_1 \approx 350 \text{ kN/m'}$ (grondaandeel circa 18%)

$F_2 \approx 1620 \text{ kN/m'}$ (wateraandeel circa 82%)

Dus H is circa 1970 kN/m'

Deze horizontale kracht zal opgenomen moeten worden door de constructie. Hiervoor zijn verscheidene mogelijkheden. Deze zijn in de volgende paragraaf genoemd.

5.7.2 Soorten overdracht van de horizontale kracht

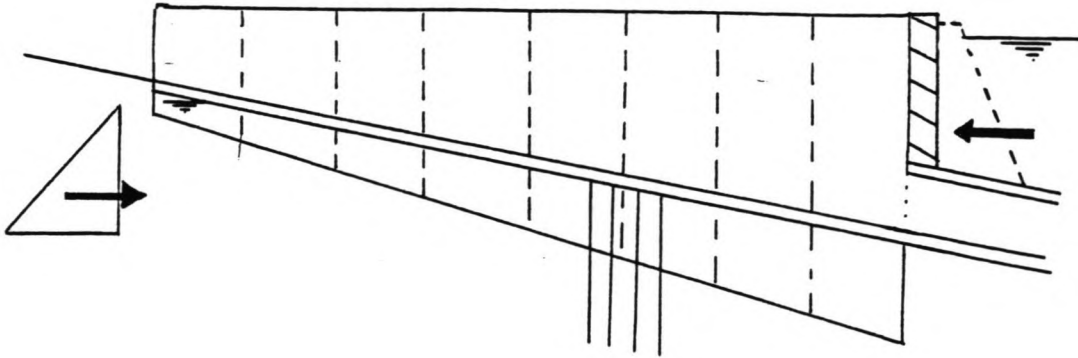
De horizontale kracht veroorzaakt door het waterpeil op de Nieuwe Waterweg (en het eventueel aan het landhoofd aanliggende grondlichaam) zal overgedragen moeten worden aan de omringende grond.

De overdracht van de horizontale kracht kan op verschillende manieren gebeuren, namelijk:

- A. Overdracht via contactdruk in de dilatatievoegen naar de open afrit.
- B. Overdracht via groutankers in de vloer of wanden.
- C. Overdracht door ruimtelijke constructie via palen.
- D. Overdracht door ruimtelijke constructie via fundering op staal.

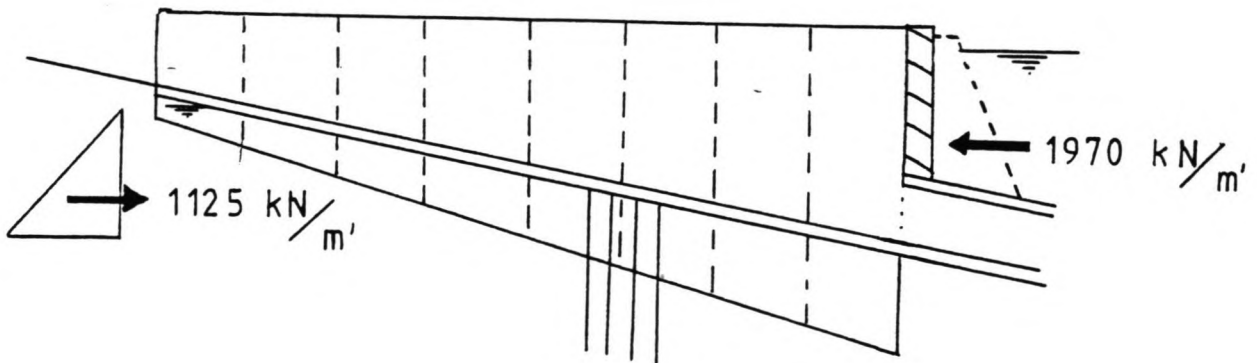
Bovengenoemde mogelijkheden om de horizontale kracht op te nemen worden hieronder verder uitgewerkt, waarna een keuze gemaakt wordt.

5.7.2.1 Overdracht via contactdruk in de dilatatievoegen naar de open afrit.



Door van deze mogelijkheid gebruik te maken wordt in ieder geval de waterdruk gemobiliseerd, die op de onderkant van de vloer van de afrit werkt. Doordat deze loodrecht op de vloer aangrijpt ontstaat een resulterende horizontale kracht, die tegen de eerdergenoemde horizontale kracht inwerkt. De horizontale resultante van de kracht, die dus tegenwerkend is, is maximaal gelijk aan $0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_p^2$.

Dit komt, met een hoogte van h_p (polderpeil stijghoogte) van 15 meter, overeen met 1125 kN per strekkende meter.



Aangezien bovenstaande horizontale krachten niet gelijk aan elkaar zijn, blijft er een resulterende kracht over, die op een andere wijze opgenomen moet worden.

Resulterende kracht:

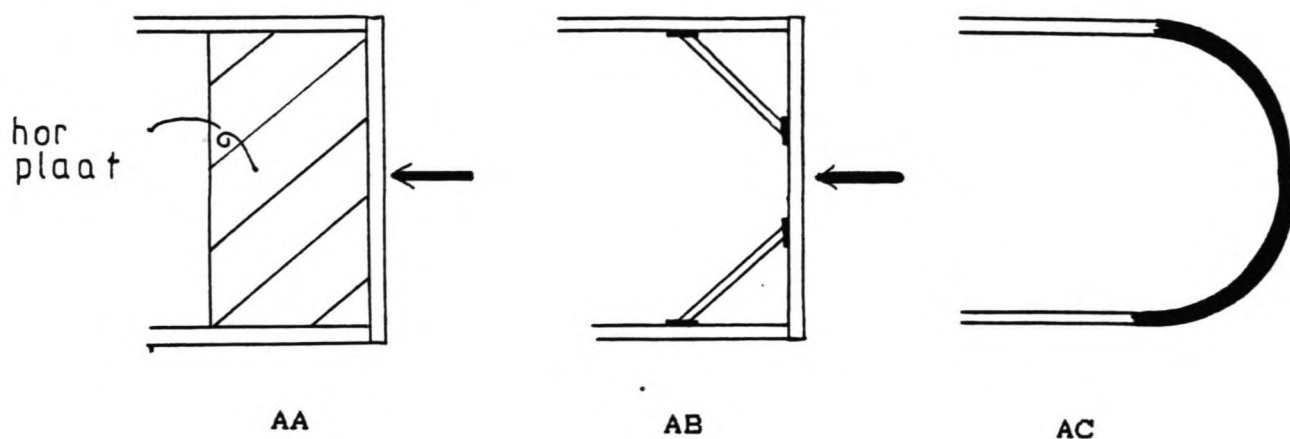
$$H\text{-res} \approx \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot (h_v^2 - h_{-1}^2) + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (h_v^2 - h_p^2) \\ \approx 1970 - 1125 = 845 \text{ kN/m'}$$

Mogelijkheden om deze resulterende kracht op te nemen:

- wrijving langs de zijwanden en bodem van de afrit.
- palen schoor heien onder de open afrit.

Een 'probleem' bij bovenstaande oplossingen is dat er eerst verplaatsingen zullen moeten optreden voordat de wrijving geactiveerd kan worden, dit geldt in veel mindere mate voor de paalkrachten.

Een ander probleem is de grote horizontale kracht, die op het landhoofd staat, af te dragen naar de wanden. De kopwand, die bestaat uit of een betonnen diepwand of een stalen damwand, zal in eerste instantie deze kracht moeten weerstaan. Omdat in dit geval de afrit ook een rol speelt in de krachtverdeling zal de kopse wand deze kracht niet alleen moeten weerstaan, maar ook over moeten brengen naar de wanden van de afrit. Daarvoor staan de volgende drie constructieve oplossingen ter beschikking.

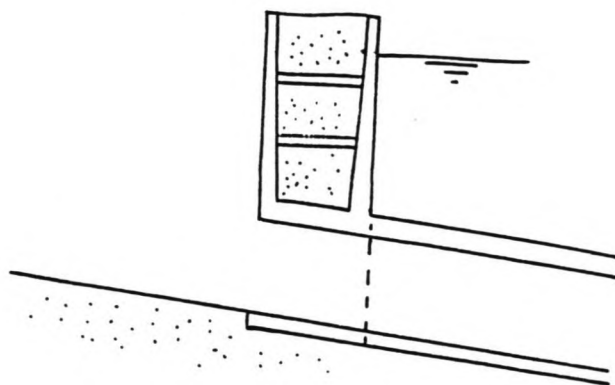


AA: Deze oplossing bestaat uit één of meerdere horizontale betonnen platen, die door de verstijving in horizontale richting te vergroten de kopse wand verhindert naar binnen te buigen. Doordat de plaat in horizontale richting veel stijver is (of beter hoort te zijn) dan de kopse wand zal een groot gedeelte van de horizontale krachten via de plaat naar de zijwanden worden overgedragen.

AB: Bij deze bouwwijze wordt de kopse wand afgestempeld met stempels op de zijwanden van de afrit. Het principe is vrijwel hetzelfde als bij constructie A.

AC: Bij deze constructie komen er geen hulpconstructies aan te pas om de kracht over te brengen naar de wanden van de afrit. De constructie verzorgt zelf, door middel van het principe van de drukboog ervoor dat de kracht wordt overgedragen naar de afritwanden.

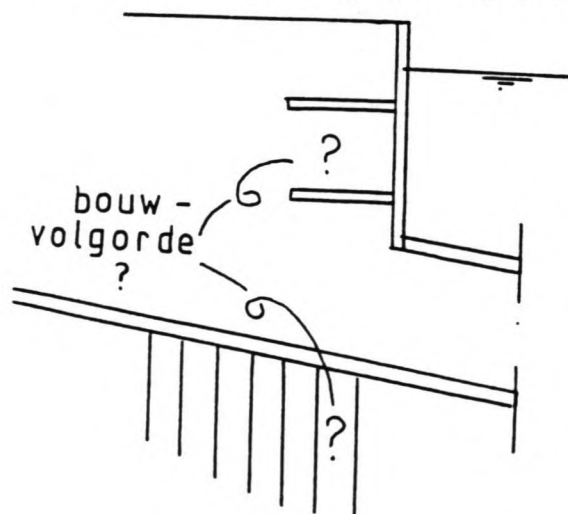
In feite is er nog een vierde constructiemethode. Deze methode lijkt op methode AA. Bij methode AA werd gebruik gemaakt van horizontale platen als verstijving in horizontale richting, bij deze methode wordt de kopse wand zo dik (cq stijf) gemaakt dat deze de horizontale kracht kan overbrengen naar de wanden van de afrit. Hoewel deze variant eigenlijk een variant is van AA, is deze variant toch zo verschillend dat dit variant AD wordt genoemd.



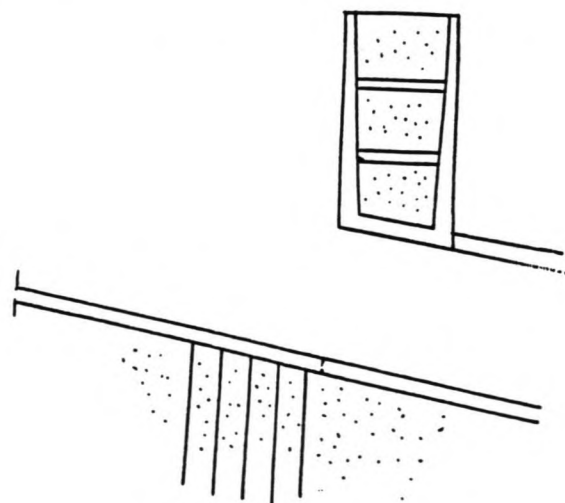
AD

Over de voorgaande varianten AA t/m AD zijn de volgende opmerkingen te plaatsen:

- AA: Deze variant is moeilijk uit te voeren, omdat de verticale wand een constructie is die moet functioneren in bouw- en gebruiksfase. Met name de volgorde van aanbrengen van de horizontale platen en de funderingspalen onder de diepste moten van de afrit. Gelijktijdig moeten namelijk de verticale als de horizontale krachten verwerkt worden. Zie ook onderstaande figuur.
- AB: Bij deze variant geldt dezelfde opmerking als bij voorgaande variant, doch in wat mindere mate.
- AC: Bij deze variant geldt als probleem dat de drukboog verwijderd moet worden voordat de elementen afgezonken kunnen worden.
- AD: Bij deze variant hoeven geen palen onder de diepste moot van de afrit, omdat deze door de dikke wand op de plaats wordt gehouden (als deze voldoende belast wordt).



variant AA/AB

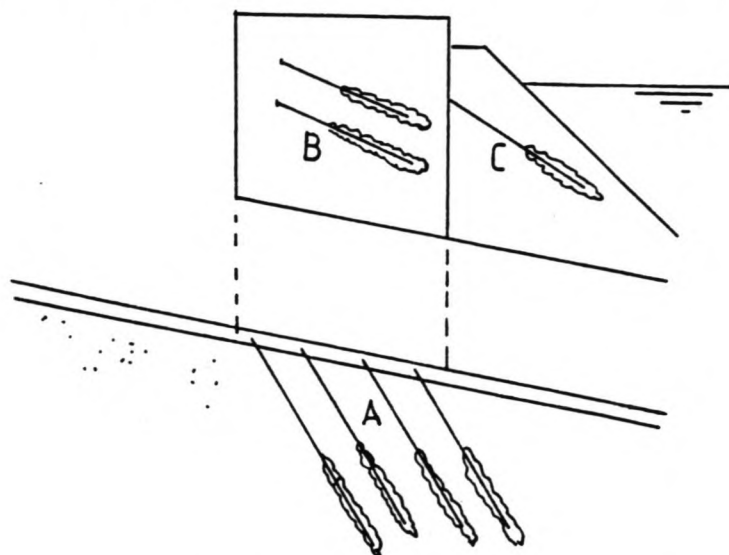


variant AD

Van bovenstaande varianten, waarbij de horizontale kracht door de afrit opgenomen wordt, is variant AD zondermeer de bruikbaarste. Wanneer in het vervolg over de variant wordt gesproken, waarbij de afrit een rol speelt in het krachten spel, dan wordt daarbij variant AD bedoelt.

5.7.2.2 Overdracht via groutankers in de vloer of wanden.

Een andere oplossing om de horizontale krachten veroorzaakt door het waterpeil op de Nieuwe Waterweg en de aanliggende grondlichaam, door de ondergrond op te laten nemen is overdracht via groutankers. Deze groutankers kunnen geplaatst worden in de vloer van het landhoofd (A), de zijwanden van het landhoofd (B) of de kopse wand van het landhoofd (C).



Groutankers geplaatst in de voer van het landhoofd hebben de volgende nadelen:

1. Het gedeelte van de groutankers dat de kracht overbrengt naar de ondergrond zal zich buiten de eventuele glijvlakken moeten bevinden. Omdat het landhoofd behoorlijke afmetingen heeft, betekent dit dat de groutankers diep in de grond bevestigd moeten worden.
2. Groutankers worden voorgespannen om hun krachten over te brengen. Dit zal hier in de fase moeten gebeuren dat de bouwkuip nog niet ontwaterd is. Als er pas voorgespannen wordt nadat de bouwkuip ontwaterd is dan zal de vloer al een verplaatsing hebben ondergaan, wat scheuren van de vloer kan inhouden.

De groutankers zullen dien ten gevolge onder water aangebracht en voorgespannen moeten worden. Deze techniek is nog niet ontwikkeld, het kan bijvoorbeeld gedaan worden met duikers. In ieder geval betekent het dat het voorspannen van groutankers onder water een arbeidsintensieve en tijdrovende activiteit is.

Een andere variant zijn groutankers in de zijwanden. Bij deze variant moet erop gelet worden dat de ankers buiten het invloedsgebied van de constructie komen te liggen, anders kunnen de ankers geen trekkracht ontwikkelen. Verder worden deze ankers geplaatst om horizontale krachten in langsrichting op te kunnen nemen, dit betekent dat deze ankers ook een ontbondene kracht in langsrichting moeten hebben, ze moeten dus in ieder geval onder een hoek met de normaal van de zijwand geplaatst worden.

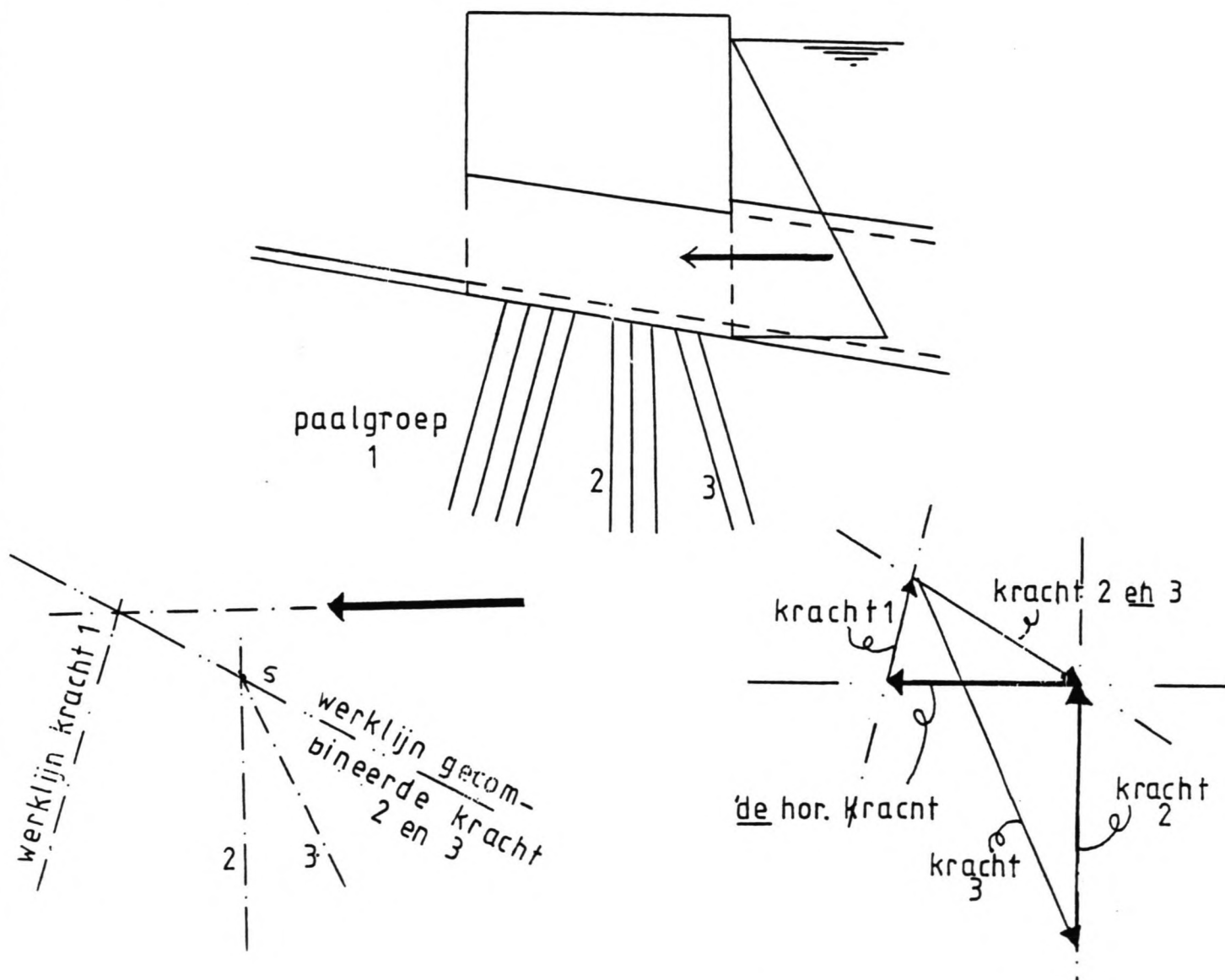
Verder is de horizontale te weerstane kracht groot, dit betekent dat veel groutankers ontworpen moeten worden en/of grote ankerkrachten op zullen treden. Hierbij is niet uitgesloten dat de ankers elkaar wederzijds beïnvloeden. De ankers zullen daarom in verschillende hoekengeplaatst moeten worden om een door groutankers ontwikkeld glijvlak te voorkomen.

Bovenstaande bezwaren zijn in die mate dat deze variant uitgesloten wordt.

Ankers in de kopwand zijn hier niet uitvoerbaar, tijdens de zinkfase zullen ze verwijderd moeten worden. De constructie kan dan geen horizontale krachten meer opbrengen. Deze variant vervalt hierbij.

5.7.2.3 Overdracht door ruimtelijke constructie via palen.

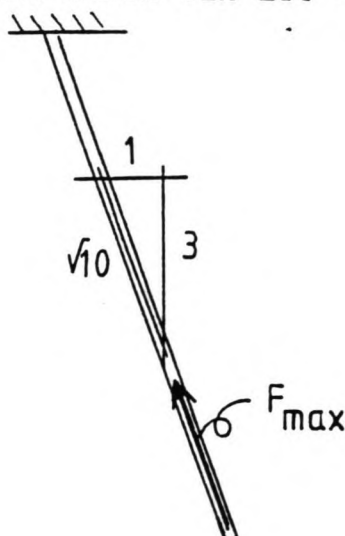
Overdracht van de horizontale krachten naar de ondergrond via palen is op het eerste gezicht een voor de hand liggende oplossing. Hiervoor is een ruimtelijke constructie noodzakelijk. Een paalfundering heeft echter zijn nadelen, die voornamelijk ontstaan doordat palen slechts onder een beperkte hoek geplaatst kunnen worden. Omdat de horizontale kracht die het landhoofd op moet nemen, niet klein zal zijn ten opzichte van de verticale kracht, betekent dit een (zeer) groot aantal palen onder het landhoofd. Dit is in onderstaande figuur nader bekeken.



Bovenstaande situatie in de figuur is een willekeurig gekozen situatie (dus niet geoptimaliseerd). De krachtenveelhoek zal sluitend gemaakt moeten worden om evenwicht te kunnen garanderen. De maximale hoek waarin palen geheid kunnen worden is circa 3:1.

Uit de figuur blijkt dat de schuingeplaatste paalgroepen grote krachten moeten opnemen, dit is het gevolg van het feit dat juist deze paalgroepen de horizontale kracht op moeten nemen, terwijl de paalrichting maar een kleine hoek maakt met de vertikaal.

Omdat een paal maar een bepaalde (beperkte) maximale kracht mag dragen om de paal niet te laten breken, betekent dit veel palen in de paalgroep om de kracht op te kunnen nemen. Is een paal bijvoorbeeld onder een hoek van 1:3 geheid, dan kan de paal maximaal een horizontale kracht van $1/\sqrt{10}$ maal de maximaal toelaatbare paalkracht opnemen. De maximaal toelaatbare paalkracht ligt meestal in de grootte van orde van 600 - 1000 kN, dit betekent dat deze paal maximaal een horizontale kracht op kan nemen van 200 - 300 kN.



De totale horizontale kracht was benaderd tot circa 1970 kN/m'. Bij een breedte van het landhoofd van 25 meter wordt deze kracht 49250 kN. Het aantal palen dat dan nodig is om enkel de horizontale kracht op te nemen is dan 160 tot 250 palen, met inachtneming van de in de vorige alinea genoemde maximale paalkrachten.

5.7.2.4 Overdracht door ruimtelijke constructie via fundering staal.

Als laatste variant op de overbrenging van de horizontale kracht komt de fundering op staal in aanmerking. Bij deze fundering wordt ervan uitgegaan dat de wrijving tussen de onderwaterbetonvloer van het landhoofd en de ondergrond, en de wrijving tussen de zijwanden (van het landhoofd) en de grond voldoende weerstand kan bieden aan de optredende horizontale kracht.

Deze variant is qua fundering vrij simpel. Bedacht moet echter worden dat wrijving afhankelijk is van de normaal-druk en dat deze wrijving in alle fasen van de levensduur van het landhoofd aanwezig dient te zijn.

5.7.3 Keuze overdracht horizontale kracht

De keuze is uit constructief oogpunt gevallen op variant D.

Variant B (groutankers) is afgefallen omdat dit problemen zal opleveren met het op juiste wijze aanbrengen en voorspannen van de groutankers.

Variant C (paalfundering) is afgefallen omdat deze problemen zal opleveren met betrekking tot het onderbrengen van het grote aantal palen onder het landhoofd.

Variant A (overdracht via dilatatievoegen) is op zich geen slechte variant, maar bij deze variant bestaat de (theoretische ?) mogelijkheid dat de palen onder de diepste moten van de afrit horizontaal belast worden. In hoeverre de palen, en dus ook de open afrit, daar schade van kunnen ondervinden, is nog niet bekend. In het ergste geval zal de onderwatervloer van de open afrit scheuren en de tunnel onderwaterlopen. Mede om de onzekerheid in bovenstaande geval is deze variant afgefallen.

Variant D (staalfundering) is een op zichzelf staande constructie is; de krachten worden door de constructie zelf overgedragen zonder hulp van de afrit. Bij de keuze is hieraan de voorkeur gegeven ten opzichte van de geïntegreerde landhoofd/afrit, zoals bij variant A het geval is. Het landhoofd is dus in principe volledig zelfkerend.

Gekozen is dus voor een landhoofd op staal gefundeerd.

Verder is er voor gekozen dat het het landhoofd zelf de horizontale krachten weerstaat, dit omdat er gebruik wordt gemaakt van wrijvingskrachten (fundering op staal!). Deze krachten zijn wel te berekenen, maar blijken in de praktijk vaak andere waarden te hebben. Door nu het landhoofd de berekende horizontale krachten geheel op te laten nemen, heeft men zo een vrij grote reserve in de vorm van een afrit die tegenkracht op kan leveren, hoewel die niet berekend zijn.

5.8 Consequenties zinkfase

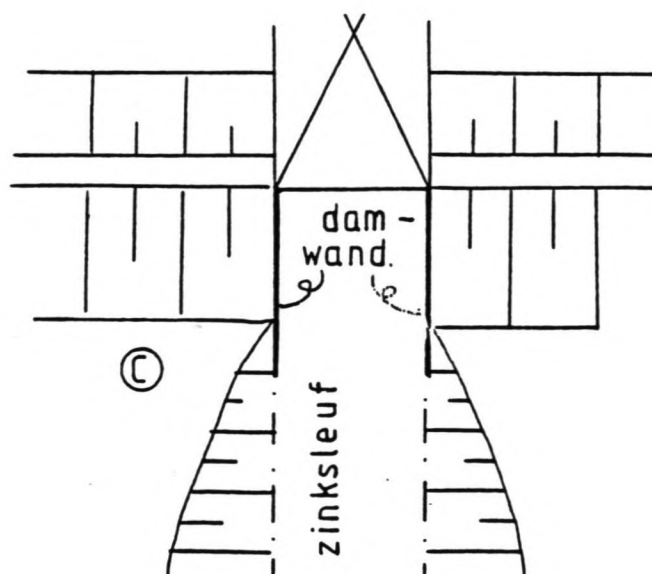
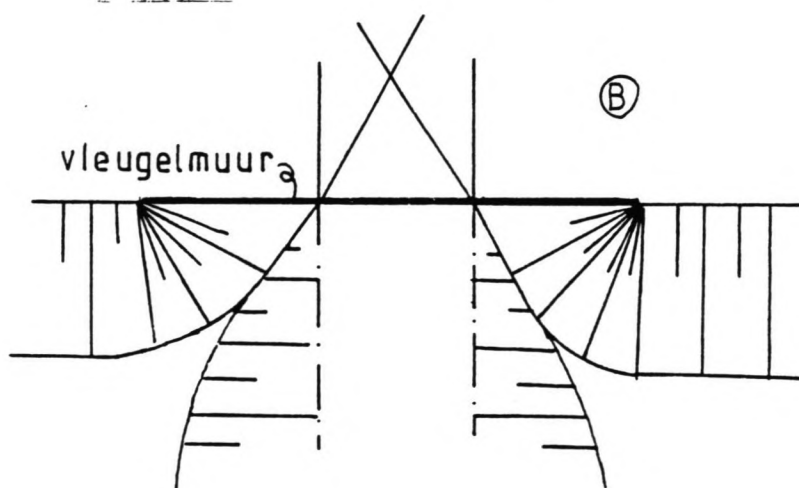
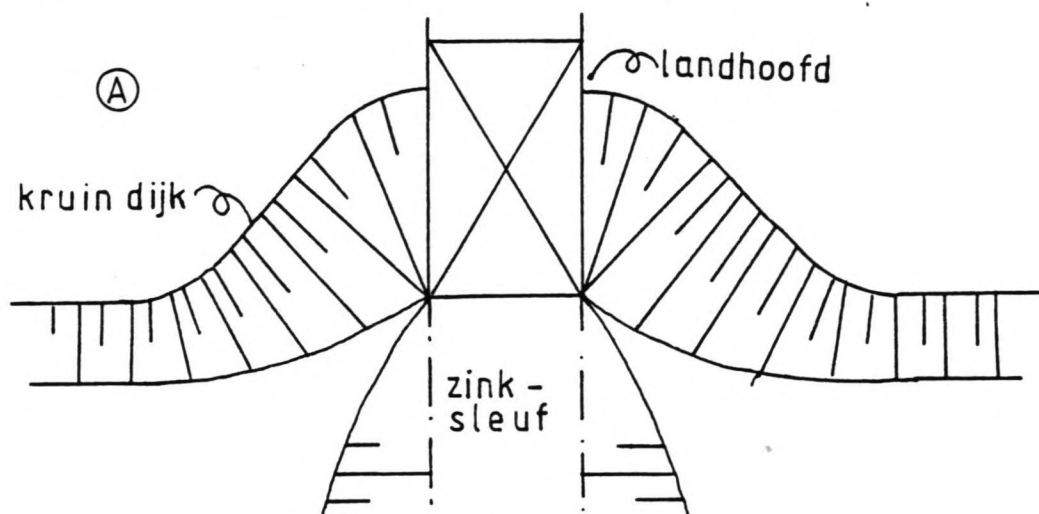
De keuze om een staalfundering te gebruiken heeft enige consequenties. De belangrijkste is dat in elke fase van de levensduur voldoende wrijving aanwezig moeten zijn.

De wrijving die gemobiliseerd wordt kan onderverdeeld worden in bodemwrijving en wandwrijving. Deze twee verschillende wrijvingen zijn wel aanwezig tijdens de gebruiksfase, maar tijdens de zinkfase van de tunnelelementen hoeven de laatste niet aanwezig te zijn.

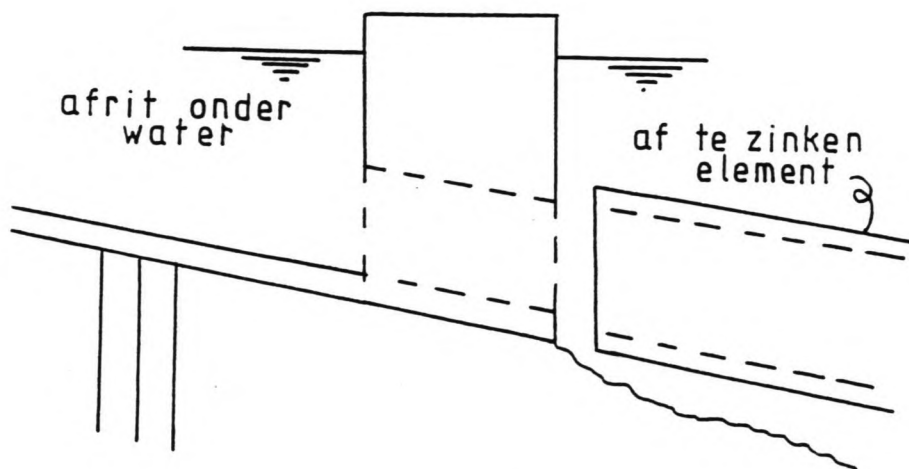
Doordat er een zinksleuf gebaggerd moet worden voor de zinkelementen kan men niet bij elke te gebruiken zink-baggermethode rekenen op de aanwezigheid van wandwrijving, nodig om de horizontale kracht op te vangen.

De volgende drie varianten voor de baggersleuf (nabij het landhoofd) zijn bekeken:

- A. Talud, ook bij landhoofd.
- B. Vleugelwanden/constructie.
- C. Zinksleuf binnen damwanden onder water.



Overwogen kan worden om de elementen af te laten zinken bij een afrit onder water, die in open verbinding staat met het water op de Nieuwe Waterweg. In dit geval hoeft dan tijdens de zinkfase het landhoofd geen horizontale kracht op te nemen.



Hoewel deze optie in eerste instantie voordelig lijkt, heeft deze het nadeel dat niet meer gelijktijdig aan de afrit en het gezonken gedeelte gewerkt kan worden. Als de keuze gemaakt wordt moeten zowel goed de voor- als de nadelen van de beide varianten goed overwogen worden.

Voorals blijkt dat de krachten tijdens de afzinkfase (van de tunnelementen) veel groter zijn dan tijdens de gebruiksfase is bovenstaande optie te verkiezen boven de optie afzinken met een droge afrit.

Overwegingen diverse varianten:

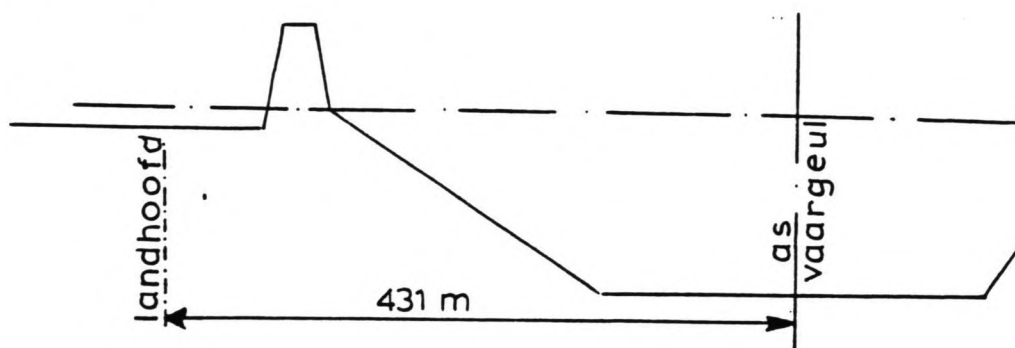
- Bij A: (Talud, ook bij landhoofd) mag er niet gerekend worden op wandwrijving tijdens de afzinkfase.
- Bij B: (Vleugelconstructie) idem, plus deze variant is duurder dan A.
- Bij C: (Damwanden parallel aan zinksleuf) wandwrijving blijft intact en deze variant is niet duurder dan variant B.

Keuze: - Sleuf binnen damwanden (variant C).

5.9 Nauwkeuriger plaatsbepaling landhoofd

5.9.1 Volgens Rijkswaterstaat

Bepaald zal moeten worden waar de het landhoofd precies geplaatst wordt. Rijkswaterstaat heeft het begin van het landhoofd (dit is het punt van het landhoofd die het dichtst bij de vaarweg gelegen is) volgens het bestek als volgt geplaatst.

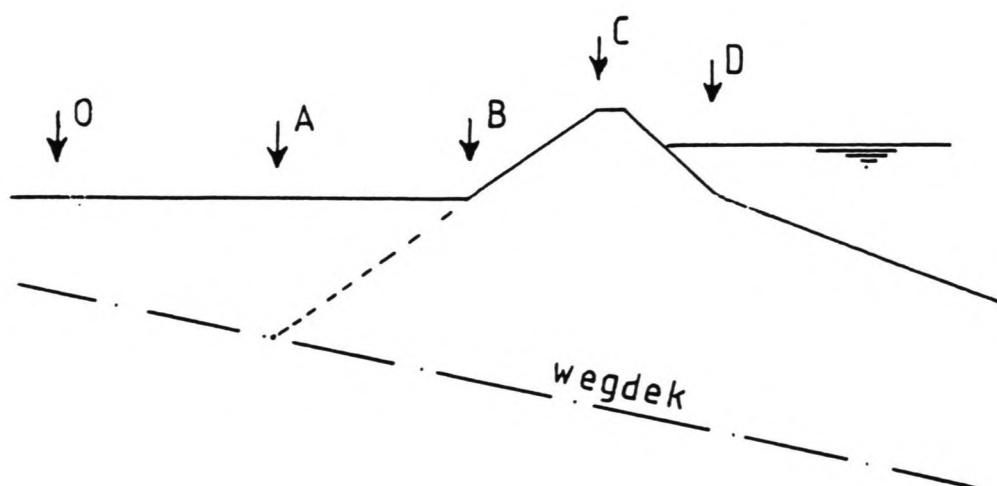


Het bestek van de Blankenburgtunnel gaat uit van het (begin van het) landhoofd 431 meter van de as van de vaargeul verwijderd. Dit is circa 80 meter verwijderd van de binnenvoet van de dijk, volgens de in het begin van dit hoofdstuk genoemde schematisatie van het dwarsprofiel.

5.9.2 Bepaling van discrete punten voor plaatsbepaling

In deze paragraaf worden enkele punten bepaald, welke belangrijk zijn voor een nauwkeuriger plaatsbepaling voor het landhoofd. Aan de hand van deze punten wordt bekeken wat de best overwogen plaats is voor het landhoofd.

In onderstaande figuur zijn de verschillende punten ingetekend.



- punt O: punt, waar volgens R.W.S. het landhoofd moet beginnen.
- punt A: snijpunt van het wegdek met de geschematiseerde stabiliteitslijn van de dijk.
- punt B: punt ter hoogte van de binnenvoet van de dijk.
- punt C: punt ter hoogte van de binnenkant van de kruin van de dijk.
- punt D: punt ter hoogte van het snijpunt buitentalud - NAP hoogtelijn

Volgens het bestek van Rijkswaterstaat zal het begin van het landhoofd circa 52 meter landinwaarts gelegen zijn ten opzichte van het snijpunt van de stabiliteitslijn van de hoogwaterkering en het wegdek. Opgemerkt dient te worden dat bovenstaande afstand berekend is met het geschematiseerde dwarsprofiel van de Nieuwe Waterweg, zoals in figuur..... getekend is.

Doel van het onderzoek is het gesloten gedeelte te vermindern. In principe zou dit betekenen dat elk begin van het landhoofd dichterbij de as van de vaargeul gelegen een betere variant is.

Bovenstaande constatering is natuurlijk een te simplistische oplossing, niet elk punt dichterbij de vaargeul is namelijk een betere oplossing, daarom zal voor elk punt de na- en voordelen bekeken worden.

5.9.3 Op/aanmerkingen betreffende de diverse trajecten

traject O - A:

Dit traject ligt buiten de invloedssfeer betreffende de stabiliteit van de dijk. Dit betekent dat een bouwput voor het landhoofd zonder grondkerende wanden (cq constructie) gemaakt kan worden. Deze constructies zijn in het algemeen duur, door er geen gebruik van te maken betekent dat een (in het algemeen) flinke kostenpost geschrapt kan worden. Een nadeel is dat het gesloten gedeelte langer wordt dan noodzakelijk, wat nadelig is voor de bouw-, aanleg-, en exploitatiekosten.

traject A - B:

In dit traject zal door de stabiliteitslijn heen gesneden moeten worden. Dit betekent dat in ieder geval van een grondkerende constructie gebruik zal moeten worden gemaakt, wat extra kosten met zich mee brengt.

Het gesloten (gezonken) gedeelte is korter dan in het voorgaande traject. Tevens is in dit traject, evenals in het voorgaande traject het maaiveld nog horizontaal.

traject B - C:

Op dit traject zal het gesloten (gezonken) gedeelte nog korter worden dan op beide voorgaande trajecten. Nadelig is het feit dat in eerste instantie vanaf een talud gewerkt dient te worden, of dat het maaiveld eerst horizontaal gemaakt wordt, zodat van een horizontaal maaiveld gewerkt kan worden.

Verder zal ook de grondkerende constructie een steeds grotere hoogte te moeten keren aan grond (in ieder geval tijdens de bouwphase). Dit komt niet alleen doordat het dijktaalud een hoogte moet overwinnen van 8 meter, maar ook omdat het wegdek een verhang heeft van 1.1 meter in dit traject. De grondkerende constructie zal een hoogte moeten kunnen keren tussen de 10 en 19 meter.

traject C - D:

In dit traject zal in het buitentalud gewerkt worden. Er zal een geheel nieuwe naar het water toe verplaatste hoogwaterkering moeten komen. Deze nieuwe waterkering zal over een grote lengte geplaatst moeten worden (namelijk ook langs beide zijanten). Dit betekent dat dit een vrij dure constructie wordt.

Verder zal (marginaal?) het doorstromingsprofiel verminderd worden, wat problemen op kan leveren voor de afvoer van hoogwater.

Tegenover beide bovenstaande bezwaren staat dat het gezonken gedeelte in dit geval de kleinste lengte heeft ten opzichte van alle voorgaande trajecten.

5.9.4 Keuze plaats landhoofd

Er zal een keuze gemaakt moeten worden voor de lokatie van het landhoofd. Aan de hand van bovengenoemde trajecten zal de lokatie bepaald worden.

Op grond van de kortste (gezonken) lengte zou voor het traject C - D gekozen moeten worden. Dit traject heeft echter als groot nadeel dat de te bouwen hoogwaterkering erg veel moet keren. De te keren waterhoogte zou circa 15 tot 20 meter zijn. Deze keerhoogte kan niet met eenvoudige constructies gebeuren. Een tweede nadeel is dat in het talud gewerkt zal moeten worden. Dijkbeheerders zullen dit argwanend bekijken.

Traject C - D valt daarom af.

Ook bij traject B - C zal het talud onderbroken moeten worden. Deze lokatie is eigenlijk nog gevaarlijker dan een lokatie op het voorgaande traject. Glijvlakken zijn hier namelijk makkelijker te ontwikkelen; het aandrijvend gewicht is namelijk groter. Op grond van bovenstaande reden wordt een lokatie op dit traject uitgesloten.

Traject O - A valt af omdat op dit traject het gezonken gesloten gedeelte (onnodig) lang wordt. Hoewel waarschijnlijk een goedkoper landhoofd plus bouwput gebouwd kan worden, wordt dit voordeel weer (volledig?) teniet gedaan door hogere aanleg-, bouw-, onderhouds- en exploitatiekosten.

Traject A - B is gunstig gelegen, ondanks dat ook hier in de stabiliteits gesneden moet worden. Dit is minder erg dan bij traject B - C omdat glijvlakken hier moeilijker op zullen treden. Het maaiveld ligt in dit traject horizontaal wat zijn voordelen heeft.

De keuze is gevallen op traject A - B. Bij de keuze is ervan uitgegaan dat niet het onderste uit de kan hoeft te worden gehaald met betrekking tot de kortst mogelijke lengte, maar de voorkeur werd gegeven aan het feit dat op een "eenvoudige" manier het gesloten gedeelte kon worden uitgevoerd. Het punt B is in dit traject het gunstigst gelegen met betrekking tot de mogelijke gesloten lengte.

Keuze begin (cq voorkant) landhoofd is gevallen op punt B

5.10 Vorm landhoofd

Zoals in de eerste paragraaf van dit hoofdstuk al is vermeld kan het landhoofd vele verschijningsvormen hebben. Bedoeling van deze paragraaf is vast te stellen wat hier de beste verschijningsvorm is.

Bij de beschrijving van de diverse verschijningsvormen is van onderstaande punten uitgegaan.

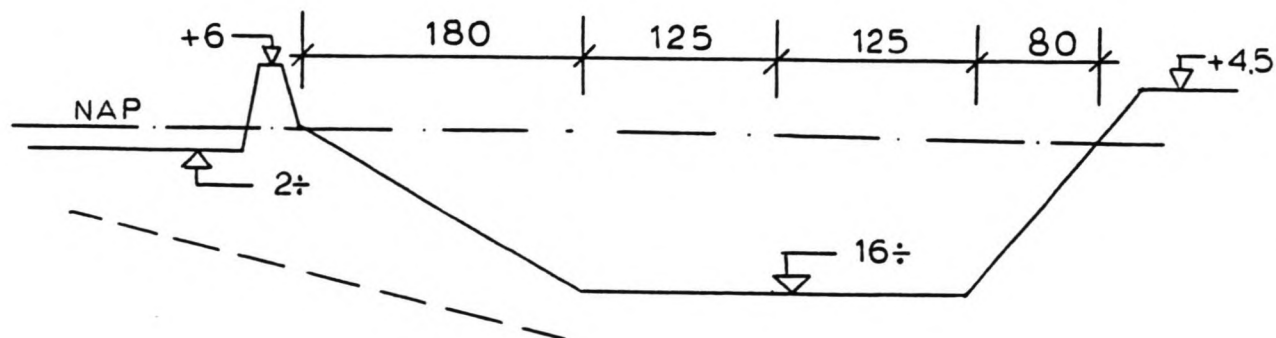
- Het landhoofd is gefundeerd op staal.
- Er wordt gebruik gemaakt van een (grond- en water-)kerende constructie.
- De voorkant van het landhoofd is geplaatst ter hoogte van de binnenvoet van de huidige hoogwaterkering.

Bovenstaande drie uitgangspunten geven al een beperking van het aantal geschikte vormen voor het landhoofd.

5.10.1 Diepteligging van het landhoofd

Nu bekend is waar de voorkant van het landhoofd geplaatst wordt, is ook bekend hoe diep het landhoofd komt te liggen.

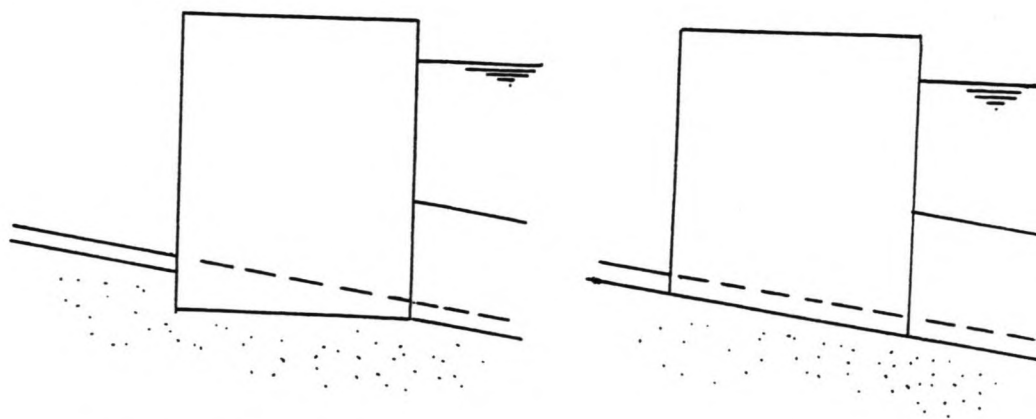
Schematisatie van de dwarsdoorsnede van de Nieuwe Waterweg, de onderbroken lijn stelt de hoogteligging van het wegdek voor.



Uit bijlage XXIV blijkt de bodemligging van het landhoofd op 14 m ÷ NAP te liggen

5.10.2 Bodemverloop van de vloer van het landhoofd

Bekeken moet worden of het handig is de vloer over de gehele landhoofdconstructie horizontaal te houden of, net als het wegdek, te laten verlopen.



Horizontale vloer

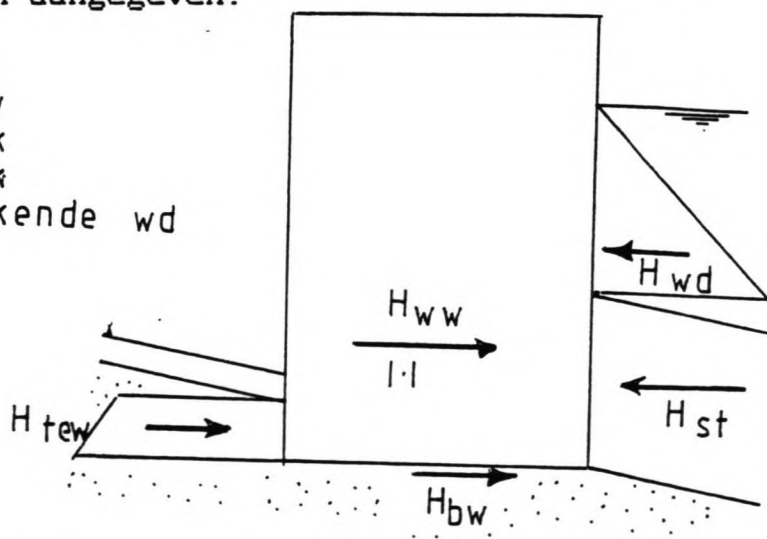
Verlopende vloer

De keuze welk vloertype het wordt is afhankelijk gemaakt van het feit dat het type de meeste tegenwerkende kracht moet opleveren ten opzichte van de horizontale kracht.

5.10.2.1 Krachtenverloop horizontale vloer

In onderstaande figuur is het krachtverloop op het landhoofd geschematiseerd. Slechts de belangrijkste krachten, zijnde de krachten die verschil kunnen uitmaken voor de keuze voor het vloertype zijn aangegeven.

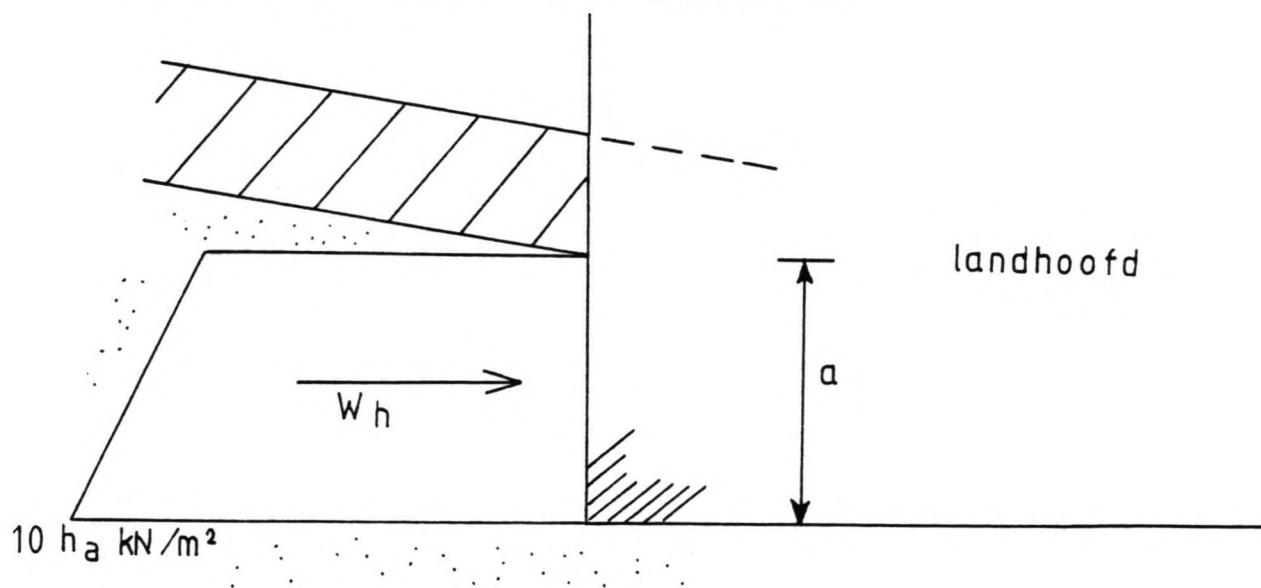
ww: wandwrijv
bw: bodemwrijf
wd: waterdruk
st: steundruk
tew: tegenwerkende wd



In bovenstaande figuur is er van uitgegaan dat de vloerdikte van de aan het landhoofd aansluitende afritelement ook een dikte heeft van twee meter. Aan de afritzijde ontstaat op deze manier een discontinuïteit in de bodemligging van het landhoofd en de afrit. Op het aldus ontstane wandje wordt een tegenwerkende horizontale kracht uitgeoefend door de aldaar (eventueel) aanwezige water- en korreldruk.

Grootte van de horizontale krachten horizontale vloerligging
waterdruk bij horizontale vloerligging

De grootte van de tegenwerkende horizontale waterkracht is geheel afhankelijk van de stijghoogte van het grondwater in de funderingslaag, aan de afritzijde. Stel deze stijghoogte is h_m , dan wordt volgens onderstaande figuur de resulterende horizontale waterkracht (W_h) gelijk aan:



$$W_h = \frac{1}{2} \cdot (10h_m + 10(h_m - a)) \cdot a \cdot B$$

$$= 10(h_m - \frac{1}{2}a) a B$$

[V-1]

waarin: W_h [kN] resulterende tegenwerkende horizontale waterkracht

h_m [m] stijghoogte in funderingslaag

a [m] hoogte van de rechtopstaande achterwand (L/22.5)

B [m] breedte van de constructie

Zoals eerder vermeld is deze kracht geheel afhankelijk van de stijghoogte bij punt A (punt aan de afritzijde). Er is geen invloed van de stijghoogte bij punt B op deze kracht.

korreldruk bij horizontale vloerligging

De horizontale korreldruk op het landhoofd veroorzaakt twee krachten op het landhoofd, namelijk een wrijvingskracht langs bodem en wand en een passieve korrelkracht tegen het opstaande wandje a.

a. passieve korreldruk bij horizontale vloerligging

Grond gaat passieve weerstand bieden als de grond zich kan ontwikkelen tegen de vervormingsrichting in. De grond moet dus de kans hebben zich te kunnen ontwikkelen tot een passieve grondblok. Waarschijnlijk zal in de situatie hier de grond tegen de het wandje zich niet kunnen ontwikkelen tot een passieve grondmoot.

Indien de grondmoot horizontale druk te verwerken krijgt, zal de moot, doordat de grond niet overal goed tegen de vloer van de afrit aansluit, makkelijk meegeven, in plaats van passieve weerstand te ontwikkelen.

Veiligheidshalve wordt gerekend met een horizontale korreldruk coëfficiënt die gelijk is aan de neutrale korreldruk-coëfficiënt.

Uit bijlage XXV blijkt de de passieve korrelkracht volgens de volgende formule te kunnen worden berekend.

$$K_h = \frac{1}{2} a^2 B^* \text{LAMBDA} * (\gamma_{gr} - 10) \quad [\text{kN}] \quad [\text{V-2}]$$

Waarin:

K_h	Hor. tegenwerkende passsieve korrelkracht	[kN]
γ_{gr}	Natte volumieke massa grond	[kN/m ³]
10	Volumieke massa water	[kN/m ³]
LAMBDA	Hor. korreldruk coëfficiënt	[-]
a	Hoogte wandje	[m]
B	Breedte van het landhoofd	[m]

Tevens blijkt uit die bijlage dat deze kracht verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de andere krachten. De passieve korrelkracht wordt daarom gelijk gesteld aan nul.

b. bodemwrijving bij horizontale vloerligging

Wrijving wordt veroorzaakt door de normaal-korrelndruk op een bepaald vlakje, in dit geval de bodem van het landhoofd. De normaal-korrelndruk komt dus overeen met de verticale korrelndruk.

De verticale korrelndruk is gelijk aan de gronddruk minus de waterdruk. De bodemwrijving wordt daarom mede bepaald door de stijghoogte van het grondwater aan de afritzijde, maar ook door de stijghoogte van het grondwater aan de vaarwegzijde

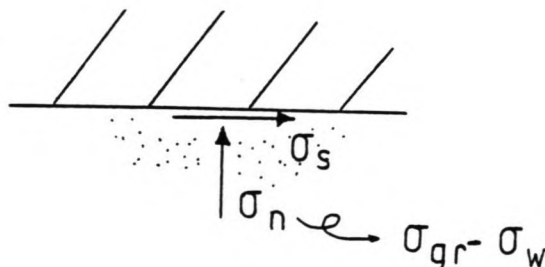
Verder is de wrijving (= schuifsp. maal opp.) afhankelijk van de wrijvingshoek van de grond. In formulevorm geschreven:

Schuifspanning is per definitie:

$$\sigma_{\text{schuif}} = \sigma_n * f \quad \text{met} \quad \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_{kv} = \sigma_{gr} - \sigma_w \\ f &= \tan(\phi) \end{aligned} \quad [V-3]$$

waarin:

σ_{schuif}	schuifspanning	[kN/m ²]
σ_n	normaalspanning	[kN/m ²]
σ_{kv}	vert. korrelndruk	[kN/m ²]
σ_{gr}	gronddruk	[kN/m ²]
σ_w	waterdruk	[kN/m ²]
f	wrijvingscoëfficiënt	[-]
ϕ	wrijvingshoek	[°]



Uit de bijlage XXVI blijkt dat de horizontale wrijvingskracht een grootte te hebben van:

$$H_{bw} = \sigma_{gr} BL - \frac{1}{2} \{ \sigma_w(A) - \sigma_w(B) \} BL \quad [V-4]$$

met: B = breedte van het landhoofd
 L = lengte van het landhoofd
 $\sigma_w()$ = waterdruk ter plaatse van punt ()

Bij bovenstaande formulering van de horizontale wrijvingskracht is verondersteld dat $\sigma_{gr}(A) = \sigma_{gr}(B) = \sigma_{gr}$. (Geheel bepaald door het gewicht van de constructie, stel gelijkmatig verdeeld over het bodemoppervlakte).

c. wandwrijving bij horizontale vloerligging

Net als bij de vloerwrijving is de wandwrijving afhankelijk van de normaal-korreldruk. De normaal richting is bij de wand horizontaal. De normaal-korreldruk is dus de horizontale korreldruk. Deze horizontale korreldruk is niet alleen afhankelijk van de verticale korreldruk, maar ook van de gronddrukcoëfficiënt. Voor deze coëfficiënt is de waarde 0.7 aangenomen (Dit is ongeveer de neutrale gronddrukcoëfficiënt).

In formulevorm:

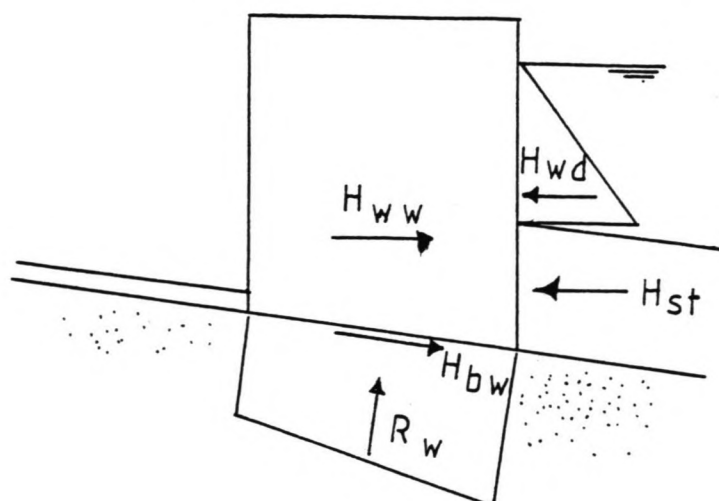
$$\begin{aligned}\sigma_{\text{schuif}} &= f * \sigma_{kh} & \text{met} & f = \tan(\phi) \\ \sigma_{\text{schuif}} &= f * (0.7 * \sigma_{kv}) & \text{met} & \sigma_{kv} = \sigma_{gr} - \sigma_w \quad [V-5]\end{aligned}$$

waarin	σ_{schuif}	schuifspanning op de zijwand	[kN/m ²]
	σ_{kh}	horizontale korreldruk	[kN/m ²]
	σ_{kv}	vertikale korreldruk	[kN/m ²]
	f	wrijvingscoëfficiënt	[-]
	phi	wrijvingshoek	[°]

Niet overal is de schuifspanning op de zijwand even groot.

5.10.2.2 Krachtverloop verlopende vloer

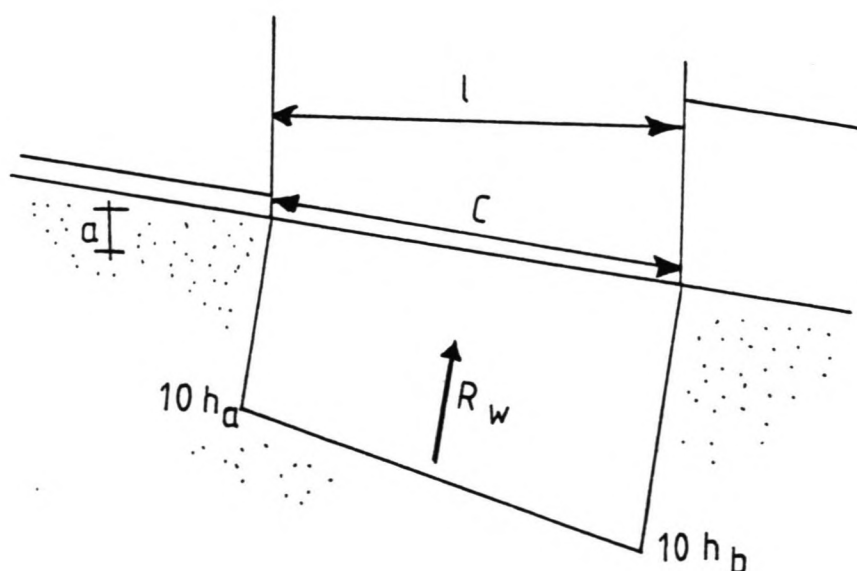
Ook hier is in de figuur het krachtenverloop op het landhoofd geschematiseerd in geval van een verlopende vloer.



waterdruk bij verlopende vloer

In dit geval komt er geen discontinuïteit voor in de bodemligging tussen de afrit en het landhoofd. Er wordt in dit geval echter een tegenwerkende (aan de kracht veroorzaakt door het waterpeil op de Nw. Waterweg) horizontale kracht opgewekt doordat aan de onderkant van de vloer de druk loodrecht op het oppervlak aangrijpt. Dit betekent dat deze ontbonden kan worden in een horizontale en een verticale ontbondene van de waterkracht.

In tegenstelling tot de horizontale bodem is de horizontale tegenwerkende waterdruk wel afhankelijk van de waterdruk bij punt B (zijde van de vaarweg).



De loodrecht op de constructiebodem aangrijpende waterkracht heeft de grootte van:

$$R_w = \frac{1}{2}(10h_a + 10h_b) \cdot B \cdot C \quad [\text{V-6}]$$

$$\text{met: } C = \sqrt{(l^2 + a^2)}$$

waarin: h_a	stijghoogte in funderingslaag t.p.v. A	[m]
h_b	stijghoogte in funderingslaag t.p.v. B	[m]
B	breedte landhoofd	[m]
C	afstand tussen de punten A en B, lengte waarover de schuifspanning werkt	[m]
a	hoogteverschil tussen A en B	[m]
R_w	Loodrecht op de bodem aangrijpende waterkracht	[kN]

De horizontale tegenwerkende waterkracht wordt dan:

$$\begin{aligned} R_{wh} &= \sin(\alpha) \cdot R_w \\ &= (a/C) \cdot R_w \\ &= \frac{1}{2} a B (10h_a + 10h_b) \end{aligned} \quad [\text{V-7}]$$

bodemwrijving bij verlopende vloer

De bodemwrijving is afhankelijk van de normaaldruk op de bodem. In dit geval heeft de bodem een helling van 1 : 22.5 (hellingspercentage 4.5%).

$$\alpha = \arctan(1/22.5)$$

$$\text{Stel: } \cos(0^\circ) \approx \cos(\alpha) = 1$$

Door bovenstaande veronderstelling wordt de berekening iets eenvoudiger; de normaaldruk op de vloer wordt namelijk gelijk gesteld aan de verticale druk.

De berekening verloopt op dezelfde wijze als bij de voorgaande variant.

Resultaat berekening:

$$H_{bw} = \frac{1}{2}(\sigma_{\text{schuif}}(A) + \sigma_{\text{schuif}}(B)) \cdot BC \quad [\text{V-8}]$$

met:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{schuif}}(A) &= f \cdot \{\sigma_{\text{er}}(A) - \sigma_w(A)\} \\ \sigma_{\text{schuif}}(B) &= f \cdot \{\sigma_{\text{er}}(B) - \sigma_w(B)\} \\ C &= \sqrt{(l^2 + a^2)} \end{aligned}$$

In dit geval is in het algemeen $\sigma_{\text{er}}(A)$ niet gelijk aan $\sigma_{\text{er}}(B)$, dit in tegenstelling tot de horizontale vloer. Echter het gewicht van de constructie kan zelf bepaald worden, door gebruik te maken van balast. Door de constructie nu zodanig te balasten, dat de korrelspanning onder de gehele constructie gelijk is, kan

5.10.2.3 Keuze vloervarianten

Een keuze tussen beide varianten is niet makkelijk, omdat geen van beide duidelijk meer voordelen biedt dan de andere.

De horizontale vloer kan iets minder tegenwerkende waterdruk opwekken dan de verlopende vloer variant, maar dit scheelt niet veel.

horizontale vloer:

$$W_h = 10(h_m - \frac{1}{2}a)aB \quad [V-1]$$

verlopende vloer:

$$W_h = \frac{1}{2}aB(10h_m + 10h_b) \quad [V-7]$$

Naarmate h_b groter wordt ten opzichte van h_m , dan wordt de verlopende vloer gunstiger ten opzichte van de horizontale vloer.

Het criterium bodemwrijving is minder duidelijk:

horizontale vloer:

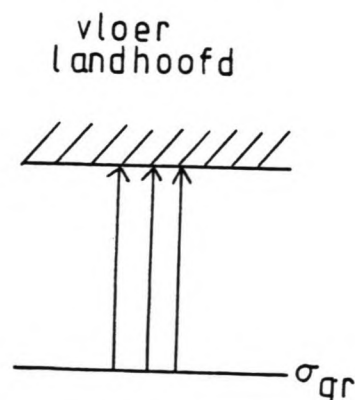
$$H_{bw} = \frac{1}{2}(\sigma_{\text{schuif}}(A) + \sigma_{\text{schuif}}(B)) \cdot BL \quad [V-4]$$

$$\text{ofwel } H_{bw} = \sigma_{gr} \cdot BL - \frac{1}{2}(\sigma_w(A) - \sigma_w(B)) \cdot BL \quad [V-5]$$

verlopende vloer:

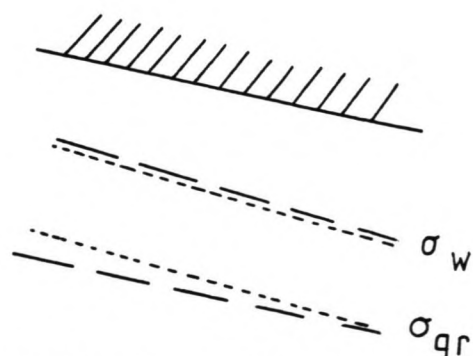
$$H_{bw} = \frac{1}{2}(\sigma_{\text{schuif}}(A) + \sigma_{\text{schuif}}(B)) \cdot BC \quad [V-8]$$

Welke variant gunstiger is dan de andere hangt af hoe de variant met de verlopende vloer ballast wordt, zie onderstaande figuur.



Horizontale vloer:

G gelijkmatig verdeeld
--> gronddruk gelijkmatig.



Verlopende vloer:

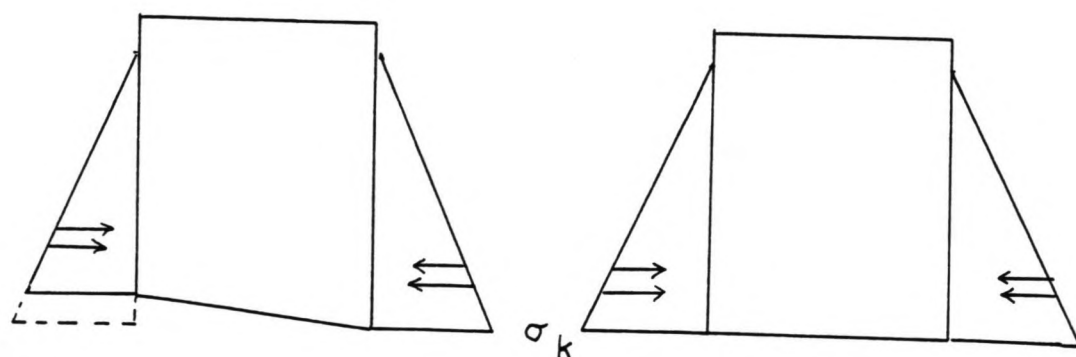
- - - G gelijkm. verdeeld.
----- zodanig ballast dat
 σ_w gelijk blijft.

Hoe groter het oppervlak van σ_w , hoe groter de schuifspanning kan worden. Hoewel niet in de figuur op de vorige bladzijde getekend kan ook de variant met de horizontale bodemligging op verscheidene manieren balasr worden. Welke variant wat dit betreft gunstiger is, is hier niet te zeggen.

Er is nog een criterium, die onderscheid kan maken tussen de twee varianten, namelijk de wandwrijving van de beide zij-kanten.

Net als bodemwrijving is wandwrijving grotendeels afhankelijk van de korrelspanningen loodrecht op de wand. Hoe groter deze korrelspanning is, des te meer wandwrijving kan er ontwikkeld worden.

De korrelspanning is het grootst nabij de funderingslaag. Hoe dieper de funderingslaag ligt, des te groter zijn in het algemeen de korrelspanningen. Dit betekent dat de variant met de horizontale bodemligging van de vloer gunstiger is dan met de bodem onder een helling.

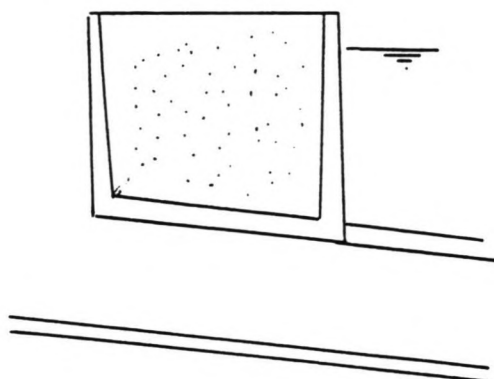


Er wordt daarom gekozen voor de vloervariant met horizontale bodemligging.

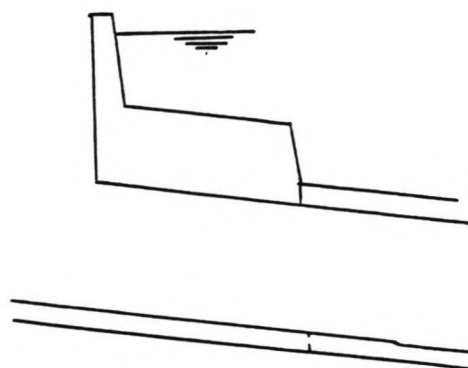
5.10.3 Uiterlijk landhoofd

Voor het landhoofd met de eerder genoemde uitgangspunten zijn drie verschijningsvormen bekend, namelijk:

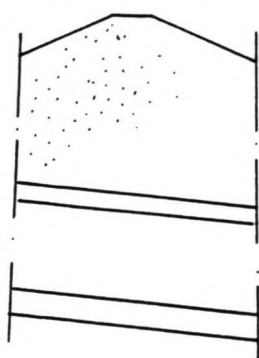
1. Geen harde constructie (dijk als waterkering)
2. Gebruikmaking van één kerende wand
 - kerende wand aan de landzijde
 - kerende wand aan de vaarwegzijde
3. Gebruikmaking van twee kerende wanden
(ballast tussen de twee wanden)



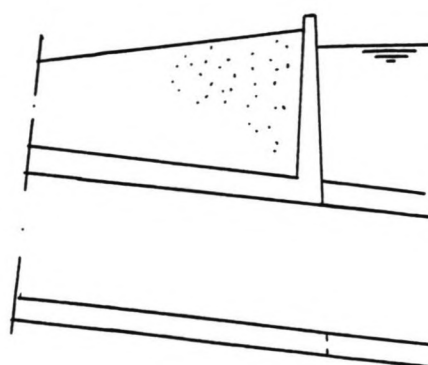
Geen harde constructie



Kerende wand aan
vaarwegzijde



Twee kerende wanden

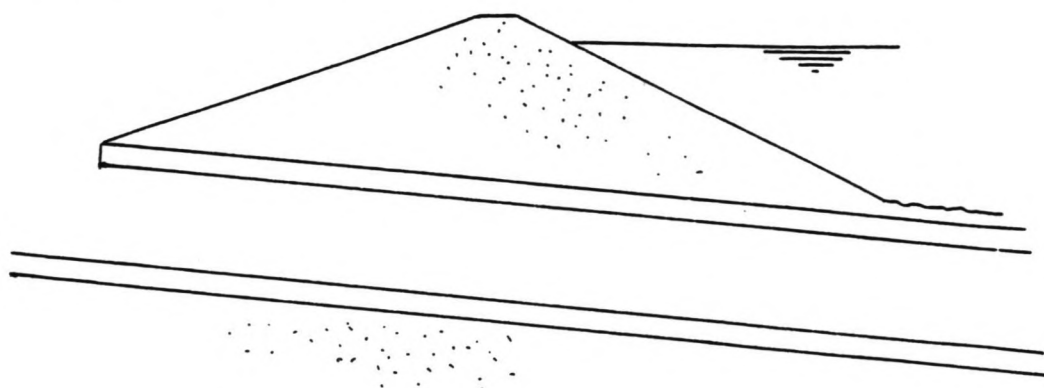


Kerende wand aan
landzijde

In deze paragraaf zullen de voor- en de nadelen van de bovengenoemde varianten bekeken worden, en er zal een keuze gemaakt worden.

5.10.3.1 Geen harde constructie

Bij deze variant wordt er geen gebruik gemaakt van een harde constructie om grond en water te keren. Dit zal gebeuren door een uit grond bestaande dijk.



Voordelen: goedkope bovenbouw (?)

Nadelen: grote lengte landhoofd en gesloten gedeelte, met de daarbij behorende verhoging in de bouw- en exploitatiekosten.

Om een indruk te geven hoe lang een landhoofd in dit geval moet zijn, indien deze variant uitgewerkt wordt, volgt hieronder een berekening.

Berekening:

De lengte van het landhoofd wordt bepaald aan de hand van de opdrijfeis: gewicht koker plus dijkconstructie > opw. druk

Stel: vloerdikte koker	:	2 meter
plafonddikte koker	:	1 meter
volumieke massa beton	:	22 kN/m ³
volumieke massa grond	:	18 kN/m ³
stijghoogte grondwater	:	1 + NAP

Gewicht van het landhoofd: $3\text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 66 \text{ kN/m}^2$

Dus als de opwaartse druk onder de koker kleiner is dan 66 kN/m^2 , dan hoeft de dijk niet meer als ballast te dienen. Bovenstaande is het geval als de bodem van de koker zich op een kleinere diepte bevindt dan $4.6 \text{ m} \div \text{NAP}$. Deze diepte volgt uit de volgende berekening:

$$\begin{aligned} \text{gewicht} &\geq \text{opwaartse druk, incl. veiligheid van 1 meter} \\ 66 \text{ kN/m}^2 &\geq (d + 1 + 1) \cdot 10 \\ d &\geq 4.6 \end{aligned}$$

De lengte van het landhoofd wordt dan:

$$(14.18 - 4.6) \cdot 100 / 4.5 = 213 \text{ meter}$$

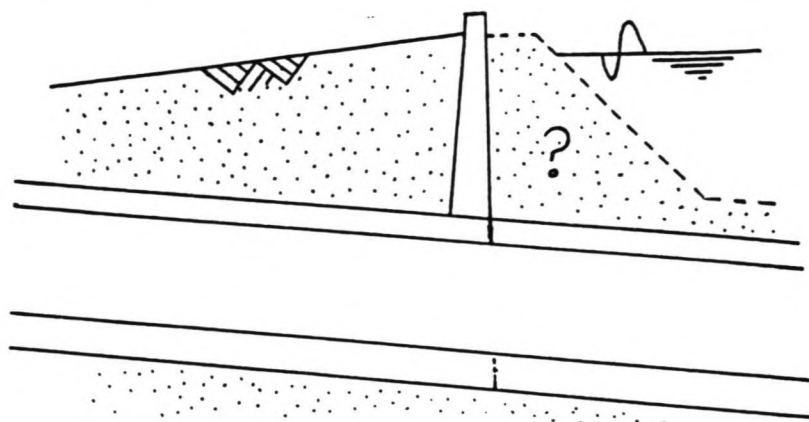
Dit is natuurlijk een onzinnige lengte voor een landhoofd, omdat:

- a. het feit dat hier geen trekelementen gebruikt worden hier in het nadeel werkt. Door gebruik te maken van trekelementen hoeft de hoogwaterkering maar een gedeelte van de opwaartse druk te compenseren. De rest wordt dan opgenomen door de trekelementen.
- b. Een zodanige lengte voor het landhoofd is zo ongunstig voor de aanleg-, onderhouds- en de exploitatiekosten, dat het al snel goedkoper wordt om gebruik te maken van een kerende wand.

5.10.3.2 Kerende wand aan de vaarwegzijde

Indien gebruik gemaakt wordt van slechts één kerende wand op het landhoofd, dan moet er een keuze gemaakt worden waar deze geplaatst moet worden. Er zijn twee mogelijkheden. Ten eerste de kerende wand aan de kant van de vaarweg, en ten tweede de kerende wand aan de kant van de afrit.

Allereerst moet hier bekeken worden of het nuttig is om na het afzinken de dijk weer op te bouwen, of deze weg te laten.



Voordelen van het aanvullen:

- Bescherming van de constructie door dijk.
- Wand op zich hoeft minder zwaar uitgevoerd te worden, omdat de kerende hoogte over de wand minder is geworden.
- Damwanden, die gebruikt zijn om de zinkelementen in de sleuf af te kunnen zinken (paragraaf 5.8), kunnen nu getrokken worden.

Nadeel van het aanvullen:

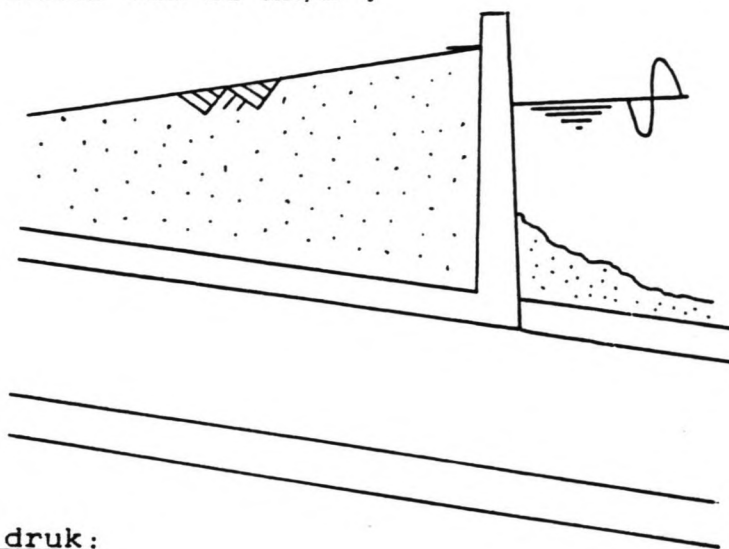
- Door het aanvullen zal een extra horizontale grondkracht op het landhoofd geïntroduceerd worden. Dit betekent een langer landhoofd. met als gevolg een groter gesloten gedeelte.

Keuze: Het doel van het onderzoek is om het gesloten gedeelte te verminderen. Door de grond niet meer aan te vullen, vermijdt men de horizontale grondkracht die tegen het landhoofd aan zou drukken in geval de grond wel was aangevuld. Gekozen is daarom de grond niet meer aan te vullen.

Consequentie van deze keuze is de kerende wand op voldoende veilige hoogte te brengen. Om continu te blijven met de omgeving is de wandhoogte 6m + NAP geworden.

Ballasten

Het landhoofd zal geballast moeten worden om de opwaartse druk te compenseren. Als ballast wordt grond gebruikt met een volumieke massa van 18 kN/m^3 .



Opwaartse druk:

- ter plaatse van I : $(14 + 1 + 1) \cdot 10 = 160 \text{ kN/m}^2$
Dit is inclusief de veiligheid van 1 meter.

Gewicht koker:

- $(1 + 2) \cdot 22 = 66 \text{ kN/m}^2$
Uitgaande van 2 meter vloerdikte en 1 meter dakdikte.

Er moet dus 94 kN/m^2 ($160 - 66$) gecompenseerd worden door de ballast.

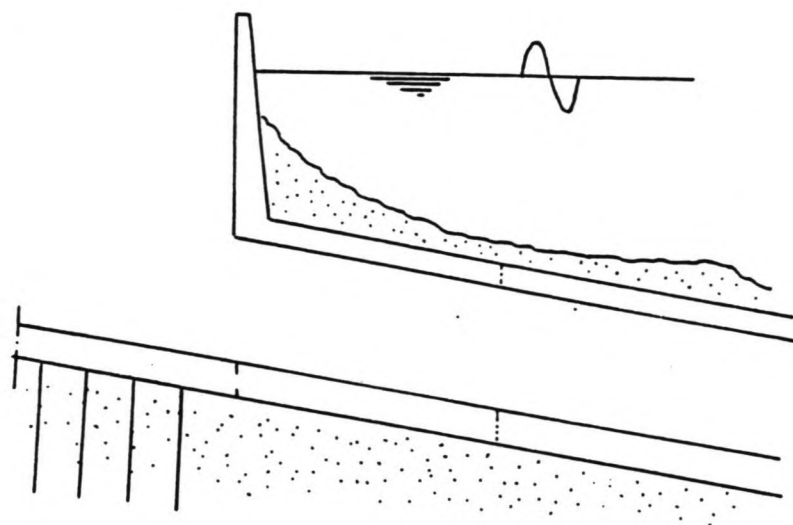
Ballasthoogte: $94 / \gamma_{\text{ballast}} = 94 / 18 = 5.2 \text{ meter grondhoogte}$.

Met een kokerhoogte van ca. 8 meter betekent dit dat het maaiveld komt te liggen op een minimale hoogte van:

$$(14 \div \text{NAP}) - 8\text{m} - 5.2\text{m} = 0.8 \text{ m} \div \text{NAP}$$

Gemeld moet worden dat de berekende hoogte berekend is met als enige eis dat de opwaartse druk gecompenseerd moest worden. Dit is niet de enige eis waaraan de ballasthoogte moet voldoen. De ballast moet ook wrijving kunnen garanderen, door middel van korrelspanning. Hoe hoger de ballasthoogte, hoe hoger de korrelspanning en hoe meer wrijving ontwikkeld kan worden. Laatstgenoemde eis is een zwaardere eis dan voorgaande eis. Deze eis zal later worden bekeken.

5.10.3.3 Kerende wand aan de afritzijde



De opwaartse druk wordt in dit geval onder andere gecompenseerd door het bovenliggende water. Aangenomen wordt dat tegen de onderkant van de koker een opwaartse druk van 160 kN/m^2 ter plaatse van I aanwezig is

Opwaartse druk: 160 kN/m^2

Gewicht koker : 66 kN/m^2 -

Tekort ballast: 94 kN/m^2

Als alleen het bovenliggende water dit tekort op zou moeten vangen dan betekent dit een waterkolom van 9.4 meter boven de koker.

Slechts een hoogte van L.L.W.S op de Nieuwe Waterweg van $1.0 \div \text{NAP}$ kan gegarandeerd worden.

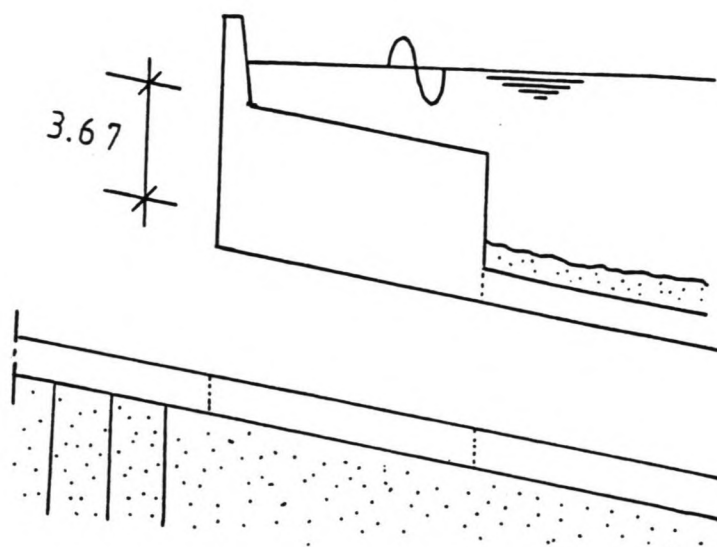
Dit is een waterkolom van $((14 \div \text{NAP}) - 8 - 1 =) 5$ meter.

Er blijft een tekort over van 44 kN/m^2 , enkel met het bovenliggende water is dit tekort niet te compenseren.

Wordt dit tekort gecompenseerd met een verdikking van het dak (vergroting van het profiel) dan moet rekening gehouden worden met het onderwatergewicht van beton (12 kN/m^3).

Verdikking profiel: $44/12 = 3.67$ meter.

Om enkel de opwaartse druk te compenseren is al een verdikking van het profiel noodzakelijk van 3.67 meter, zie de figuur op de volgende bladzijde. Net als bij voorgaande variant is deze eis niet voldoende, maar zal de verdikking groter uitvallen om voldoende wrijving op te kunnen wekken.

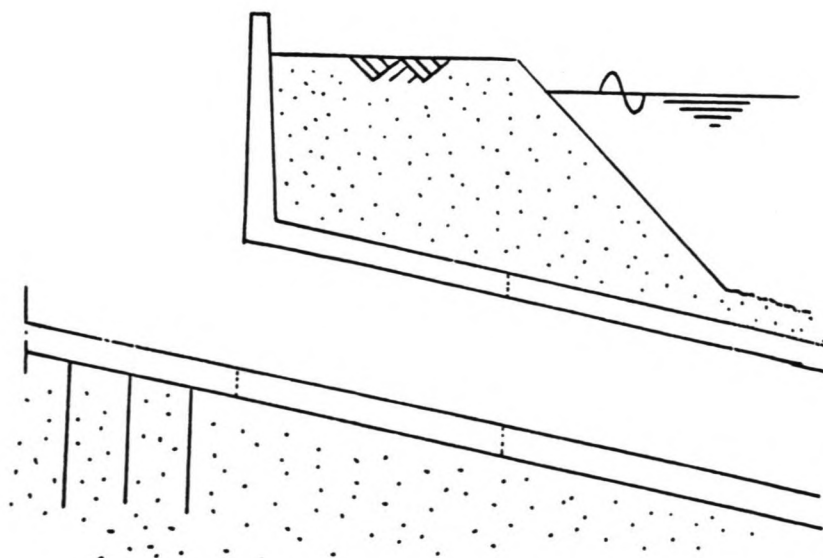


Op deze wijze gaat men langzaam de variant met keerwand aan de vaarweg benaderen. Deze had alleen grond als ballast (maar wel met de volle volumieke massa als effectief gewicht), in plaats van beton (met het onderwatergewicht) in deze variant.

De variant met keerwand aan de afritzijde heeft als nadeel dat er een dikke betonlaag gestort zal moeten worden. Dit zal problemen met zich meebrengen op uitvoeringstechnisch gebied, maar ook met betrekking tot bijvoorbeeld krimp-gedrag.

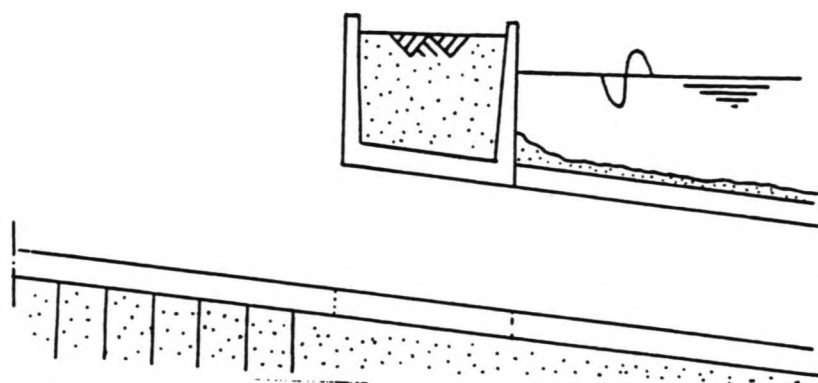
Grond als ballast heeft in deze variant de volgende nadelen:

- Dijk moet goed verdedigd worden om wegspoelen te voorkomen.
- Ook in de afzinkfase moet voldoende gewicht voor het landhoofd gegarandeerd kunnen worden. Met grond als ballast wordt dat problematisch.

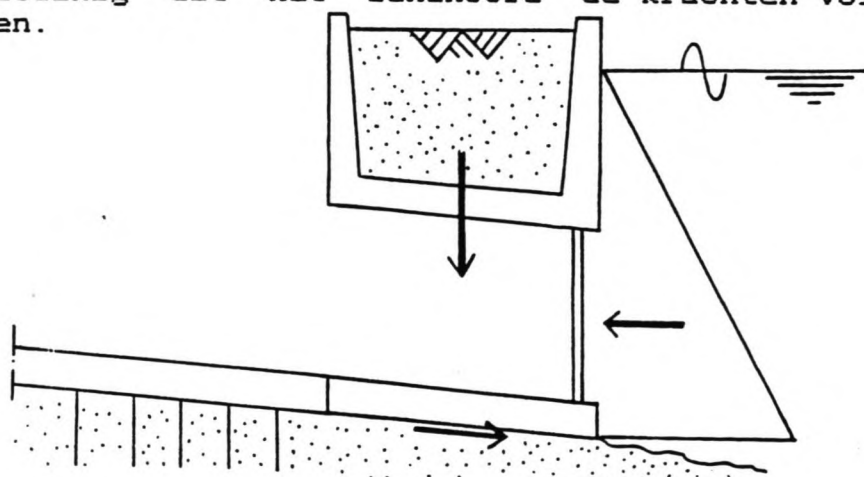


5.10.3.4 Aan beide kopse zijden een kerende wand

Deze variant is eigenlijk een uitbreiding van variant A (kopse zijde aan de vaarwegzijde). Variant A zou er als volgt uitzien.



Door wel een kerende wand aan de vaarwegzijde te plaatsen en niet een kerende wand aan de afritzijde ontstaat alsnog een zeer lang landhoofd. Variant C is dus een logische uitbreiding van variant A. De lengte van het landhoofd wordt dan zodanig dat het landhoofd de krachten voldoende kan opnemen.



5.10.3.4 Conclusie vormgeving keerwand

Voor de lokatie van de keerwand komen twee varianten in aanmerking, namelijk:

- a. keerwand aan de afritzijde.
- b. keerwanden aan beide kopse zijden.

De variant met enkel een keerwand aan de vaarwegzijde wordt buiten beschouwing gelaten, zie voorgaande paragraaf.

Bij variant a zal om dezelfde overgewichten te verkrijgen als variant b een zeer dikke betonlaag gestort moeten worden. Dit is wel mogelijk, maar niet elegant.

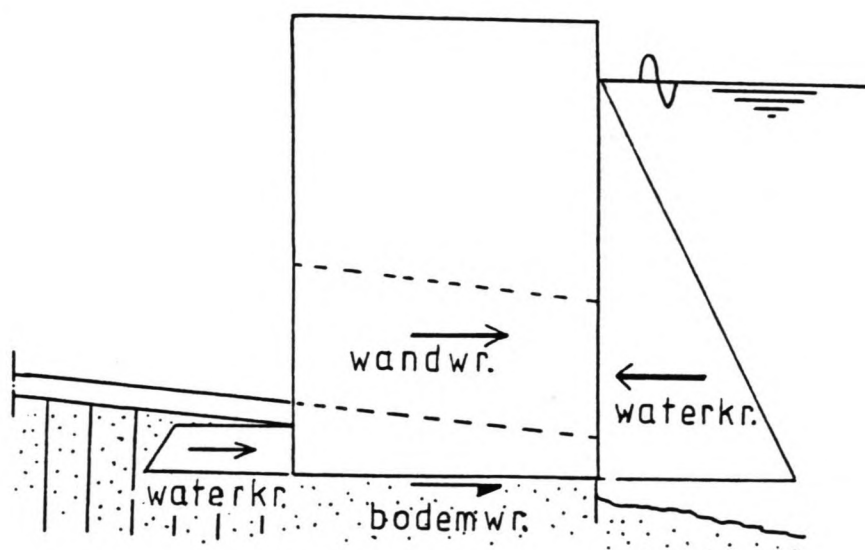
Gekozen is voor de variant met aan beide zijden een keerwand, omdat deze de grootste winst in lengte oplevert voor het open gedeelte.

5.11 Bepaling benodigde lengte landhoofd

De lengte van het landhoofd is in dit geval volledig afhankelijk van de op het landhoofd werkende krachten, aangezien deze krachten opgenomen moeten worden door wrijving. De wrijving moet voldoende zijn om de krachten zowel tijdens de zink- als de gebruiksfase te kunnen verwerken.

5.11.1 Krachten tijdens de zinkfase

Geschematiseerd treden tijdens de zinkfase (van de zink-elementen) de volgende krachten op.



Bepaling van de horizontale kracht H:

Deze kracht wordt volledig bepaald door de waterstand, die op de Nieuwe Waterweg heerst. Hoewel onwaarschijnlijk is dat de waterstand tijdens de zinkfase het stormvloedpeil haalt, is voor de berekening toch uitgegaan van de stormvloedstand.

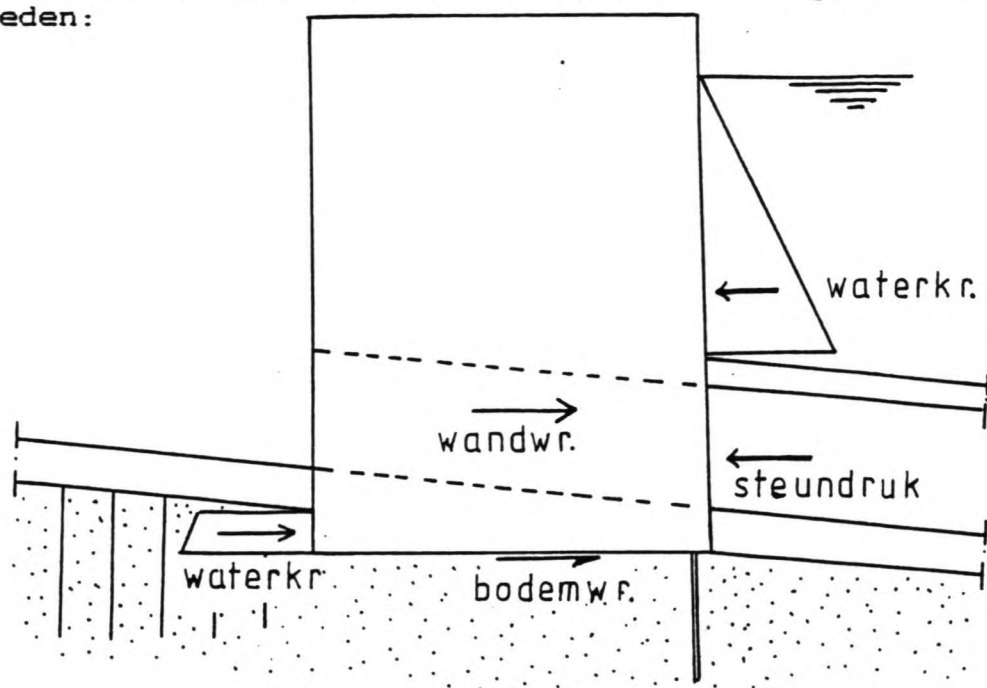
Tegenwerkende horizontale krachten zijn:

- Bodemwrijving (bepaald door het overgewicht van het landhoofd).
- Horizontale resultante van de opwaartse waterdruk.
- Wandwrijving (bepaald door de korreldruk tegen de zijwanden).

Door gebruik te maken van damwanden om de zinksleuf te begrenzen, zie paragraaf 5.8, wordt de wandwrijving gegarandeerd tijdens de zinkfase.

5.11.2 Krachten tijdens de gebruiksfase

Gedurende de gebruiksfase kunnen de volgende krachten optreden:



Bepaling van de horizontale kracht:

De horizontale kracht bestaat tijdens de gebruiksfase uit de volgende krachten:

- Horizontale waterdruk
- Steundruk van de zinkelementen.

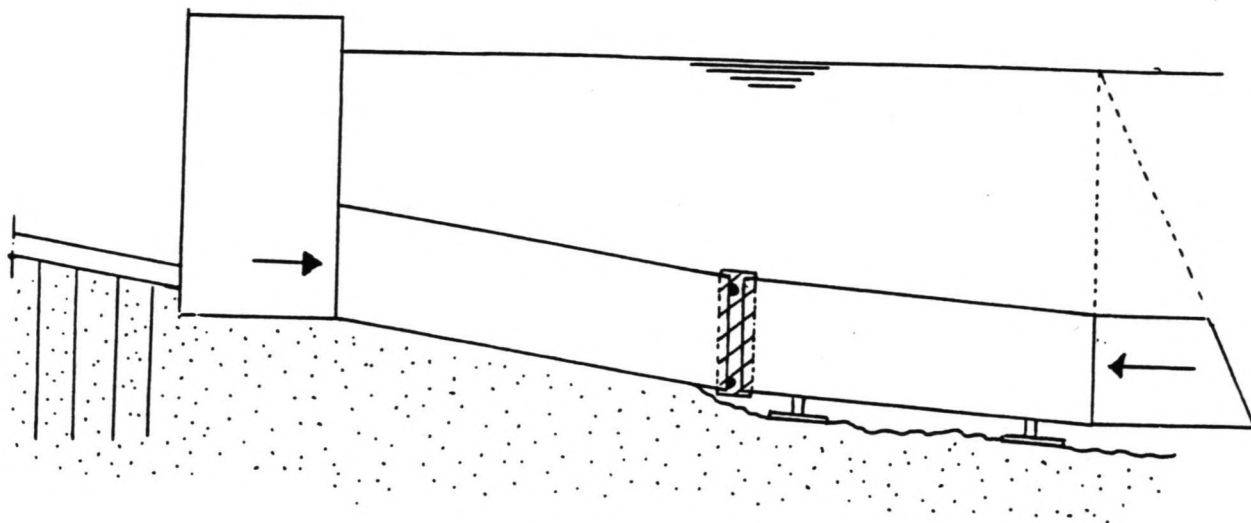
ad Steundruk van de zinkelementen.

Deze steundruk ontstaat doordat zinkelementen door middel van waterdrukverschillen tegen elkaar worden gedrukt. Dit gaat als volgt.

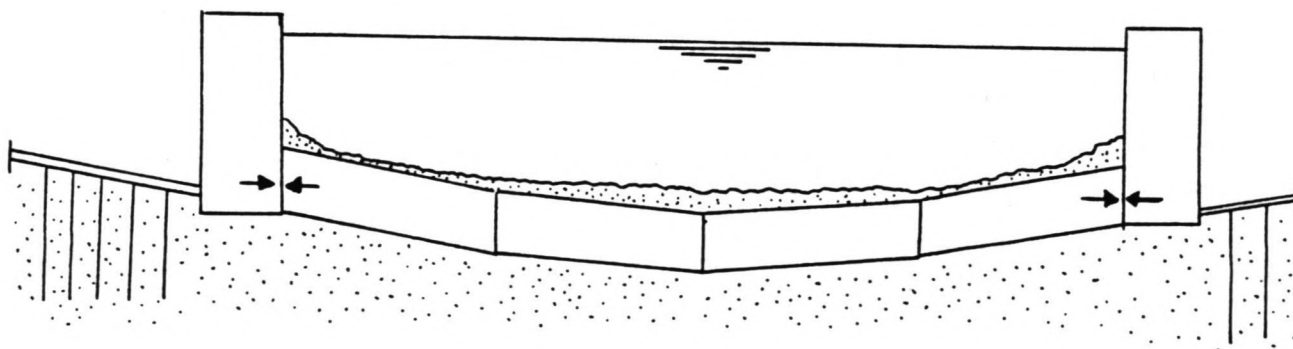
Zinkelementen wegen onder water bijna niets, en staan als ze afgezonken zijn tijdelijk op drie opleggingen. Twee aansluitende elementen worden met behulp van kabels tegen elkaar aangetrokken, waardoor een kamer ontstaat tussen twee zinkelementen, gevuld met lucht. De elementen zijn aan één uiteinde voorzien van rubberen Gina-profielen, die de elementen aan elkaar sluit.

De tussenliggende kamer wordt nu leeggepompt, zodat nu de waterdruk op de andere uiteinde van het afgezonken element werkt. Dit element drukt daardoor tegen het reeds aanwezige tunnelgedeelte. Dit leegpompen van de tussenliggende kamers wordt gedaan tot de laatste voeg, de zogenaamde sluitvoeg. Deze voeg verschilt van de normale zinkvoeg, omdat in deze voeg gebruikt wordt gemaakt van zogenaamde wiggen. Deze wiggen zorgen ervoor dat de steundruk in het gezonken gedeelte aanwezig blijft. Tijdens de gebruiksfase zal de waterdruk dus via de zinkelementen ook op het landhoofd rusten. Zie figuren op de volgende bladzijde.

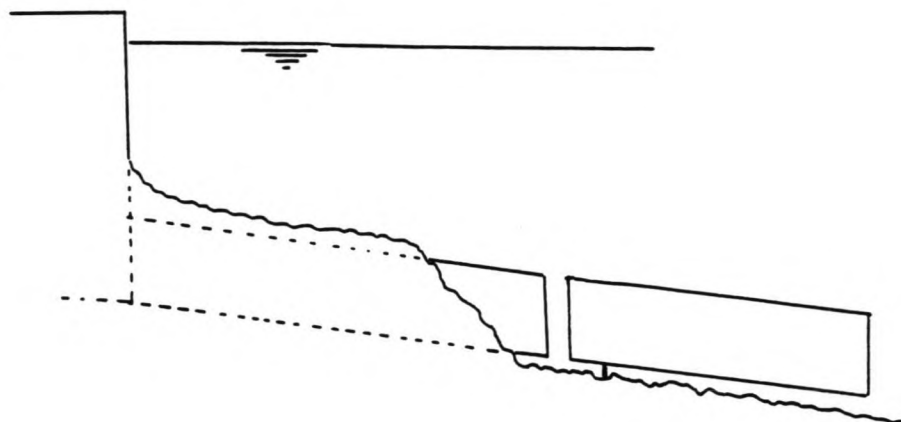
Horizontale kracht tijdens de zinkfase:



Horizontale kracht in de elementen tijdens de gebruiksfase:



De zinkelementen kunnen ook op een andere manier gefundeerd worden. Door nu eerst de elementen te onderspoelen met zand, zodanig dat de elementen geheel omsloten worden door het zand en dan pas de sluitvoeg, in dit geval zonder wiggen, leeg te pompen, zullen de elementen zich wat verplaatsen waardoor wrijving optreedt. De druk tegen het landhoofd wordt in dit geval een stuk minder dan de oorspronkelijke steundruk.



Voordeel van deze methode is dat de steundruk op het landhoofd flink verminderd wordt.

Nadeel van deze methode is de onzekerheid in de wrijving. Hoewel de elementen lang zijn, en al bij een kleine schuifspanning door een geringe verplaatsing veel wrijving kunnen ontwikkelen is dit grotendeels een mechanisme met veel onbekenden.

De procedure van zandspoeling vindt onderwater plaats. Onbekenden zijn dan de volumieke massa van de spoeling en de wrijvingshoek. Beide zijn bepalend voor de grootte van de wrijving. Er mag van worden uitgegaan dat deze beide grootheden niet groot zijn.

Een ander nadeel van deze methode is dat op deze manier vrij veel slib verzameld zal worden in de zinksleuf, geïntroduceerd door de het reeds bedekken van het geplaatse element, terwijl er nog elementen afgezonden moeten worden. De zinksleuf zal dus nog enige keren uitgebaggerd moeten worden.

In dit geval maakt het niet uit welke procedure wordt gevolgd, als de eerste methode wordt gevolgd wordt de horizontale kracht net zo groot als tijdens de afzinkfase. Als de tweede methode wordt gevolgd dan wordt de horizontale kracht een stuk minder dan tijdens de zinkfase, dus gesteld kan worden dat tijdens de afzinkfase de krachten maatgevend zijn.

Voor beide methode is de horizontale kracht, die op kan treden tijdens de zinkfase maatgevend. Niet die tijdens de gebruiksfase.

5.11.3 Ontwerpeisen

Het landhoofd zal aan de volgende vier eisen moeten voldoen:

1. Opdrijfeis

Het gewicht moet groter zijn dan de opwaartse kracht.

$$G > W$$

G: gewicht [kN/m²]

W: opwaartse druk [kN/m²]

2. Piping

Onder piping wordt interne erosie verstaan. Door het verval over de constructie zal grondwater gaan stromen langs de constructie. Als de kwelweglengte (lengte waarover het grondwater stroomt om van het ene grondwaterniveau naar het andere niveau te komen) te kort is zal de stroomsnelheid zodanig groot zijn, dat gronddeeltjes meegenomen wordt. Op deze manier ontstaat interne erosie. Om dit te voorkomen moet aan de volgende eis voldaan worden (De formule van Lane):

$$(1/3 \cdot l + v) / V_v \geq C$$

l: lengte horizontaal deel van de kortste kwelweg [m]

m: lengte vertikaal deel van de kortste kwelweg [m]

Vv: verval over de constructie [m]

C: coëfficiënt voor de grondeigenschappen [-]

3. Kanteleis

Om kantelen te voorkomen moet de resultante van de krachten binnen de kern van de onderbouw blijven. Hierdoor is men ten alle tijde verzekert van korreldruk onder de constructie. Als eis is gesteld dat de korreldruk kleiner dan nul moet zijn (drukken worden als negatief berekend).

$$\sigma' < 0$$

σ' : korreldruk

4. Afschuifeis

Wrijving tussen het landhoofd en de grond moet groter zijn dan de horizontale krachten.

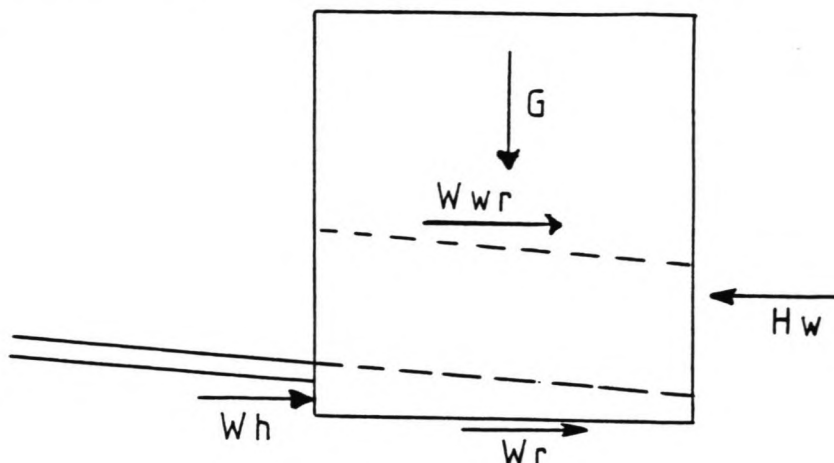
$$H/V < f ; \quad f \text{ wrijvingscoëfficiënt.}$$

H : resultante horizontale krachten [kN]

V : resultante vertikale krachten [kN]

5.11.4 Lengteberekening

krachtennotatie:



In onderstaande paragrafen zijn de verschillende krachten behandeld welke op het landhoofd werken, De meesten blijken afhankelijk te zijn van de lengte.

5.11.4.1 Gewicht in relatie tot de opdrijfeis

De bodem van de constructie ligt op 14 m ÷ NAP. De daar aanwezige (opwaartse) waterdruk is 160 kN/m², inclusief één meter veiligheid. Het gewicht van het landhoofd moet dus groter zijn dan 160 kN/m².

Stel gewicht landhoofd: $\alpha \cdot 160 \text{ kN/m}^2$

Er is overgewicht nodig nodig om bodemwrijving te kunnen ontwikkelen. (Wrijving is afhankelijk van de aanwezige normaaldruk!)

Het overgewicht (t.o.v. de opwaartse druk) van het landhoofd is dus: $(\alpha - 1) \cdot 160 \text{ kN/m}^2$

5.11.4.2 Gewicht in relatie tot de bodemwrijving

Het overgewicht van het landhoofd is gelijk aan de verticale korreldruk aan de onderkant van het landhoofd.

$$\sigma'_v = (\alpha - 1) \cdot 160 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{wrijving } W_r = f \cdot \sigma'_v$$

$$\text{wrijvingscoëfficiënt } f = \tan(\phi)$$

$$\text{voor de veiligheid wordt aangenomen: } f = \tan(0.67 \cdot \phi)$$

$$\text{Stel } \phi = 30^\circ, \text{ dan wordt } f = \tan(20^\circ) = 0.35$$

Dus per m²:

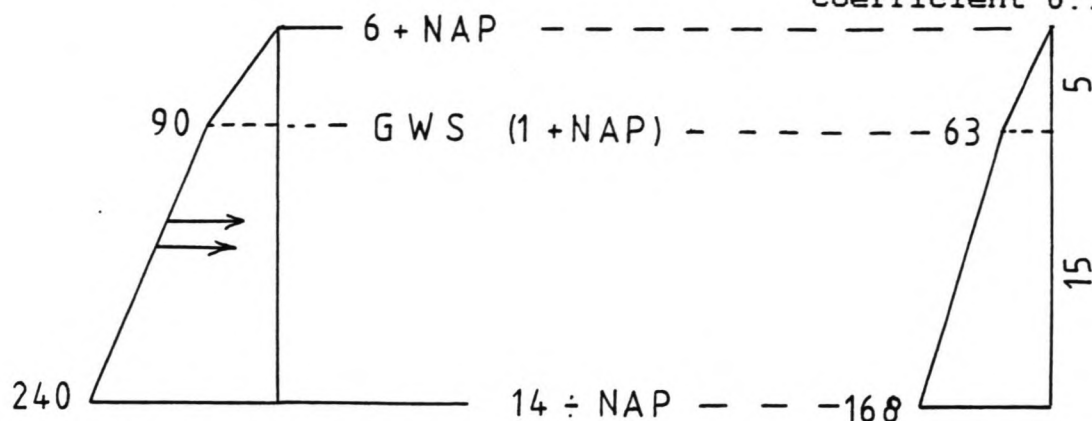
$$W_r = 0.35 \cdot (\alpha - 1) \cdot 160 = 56(\alpha - 1) \text{ kN/m}^2 \quad [V-9]$$

5.11.4.3 Wandwrijving

De wandwrijving is als volgt (sterk) geschematiseerd.

Vertikale korreldruk
op zijwand

Horizontale korreldruk
op zijwand (met neutr
coefficient 0.7)



Er wordt uitgegaan van de volgende formule voor de wrijving:

$$\text{wrijving} = \sigma'_h \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \text{ per m}^2$$

waarin: σ'_h horizontale korreldruk op de wand
 ϕ wrijvingshoek van de grond
 $\frac{2}{3}$ veiligheid

stel $\phi = 30^\circ$, dan wandwrijving is gelijk aan $0.35 \cdot \sigma'_h$

Dat wordt per strekkende meter wand:

Wrijving:

$$0.35 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 63 \cdot 5\right) + 0.35 \cdot (63 \cdot 15) + 0.35 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (168 - 63) \cdot 15\right) =$$

$$55.125 + 330.75 + 275.625 =$$

$$661.5 \text{ kN per strekkende meter zijwand.}$$

De stijghoogte van het grondwater is bij bovenstaande berekening op 1 + NAP gehouden, omdat grondwaterpeil op S.V. peil een veiliger waarde voor de wandwrijving op zou leveren. Dit geldt eveneens voor de grondwaterstand op polderpeil 1 ÷ NAP !

5.11.4.3 Horizontale kracht

De horizontale kracht die het water op het landhoofd uitoefent heeft de volgende grootte:

Diepte funderingslaag landhoofd: 14 ÷ NAP
 Stormvloedpeil to.v. NAP : +3.75

Horizontale waterkracht per strekkende meter:

$$H_w = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot (14 + 3.75)^2 = 1575 \text{ kN/m'}$$

[V-10]

5.11.4.4 Tegenwerkende horizontale waterkracht

Gekozen was voor een horizontale bodemligging van het landhoofd. De tegenwerkende waterkracht wordt dan (zie paragraaf 5.10.2.3

$$W_h = 10(h_m - \frac{1}{2}a) \cdot a \quad [V-1]$$

met: h_m = stijghoogte waterstand onder landhoofd afritzijde.
 a = hoogte uitstekende wand

stel $h_a = 14 + 1 = 15$ meter stijghoogte (exclusief veiligheid van 1 meter, omdat dit een tegenwerkende kracht is).

$$a = L/22.5 \quad (L = \text{lengte landhoofd}).$$

Dus:
$$\begin{aligned} W_h &= 10 \cdot (15 - L/45) \cdot L/22.5 \\ &= 6.67 \cdot L - (1/101.25) \cdot L^2 \end{aligned} \quad [V-11]$$

5.11.4.5 Berekening lengte

De bovengenoemde krachten zullen apart behandeld worden in de berekening om te bepalen wat de invloed is op de benodigde lengte van het landhoofd.

Achtereenvolgens zal bekeken worden de invloed van:

- de bodemwrijving plus tegenwerkende waterkracht. (De krachten genoemd in de paragrafen 5.11.4.2 en 5.11.4.3)
- de bodemwrijving plus tegenwerkende waterkracht plus wandwrijving.

Enkel bodemwrijving en tegenwerkende waterkracht

De horizontale kracht, die het landhoofd moet tegenwerken heeft de grootte van: 2678 kN per strekkende meter kopwand.

De tegenwerkende horizontale krachten zijn:

- de waterkracht (5.11.4.4) : $W_h = 6.67 \cdot L - (1/101.25) \cdot L^2$ kN/m
- de bodemwrijving (5.11.4.2): $W_r = 56(\alpha - 1)$ kN/m²

De lengte van het landhoofd moet zodanig zijn dat $\Sigma H = 0$.

$$\text{Dit geeft: } W_h + W_r \geq 1575 \text{ kN/m'}$$

$$6.67 \cdot L - (1/101.25) \cdot L^2 + 56(\alpha - 1) \cdot L \geq 1575 \text{ kN/m'} \quad [V-12]$$

De lengte behorende bij de verschillende α 's zijn als volgt getabelleerd:

α [-]	L [m]	α [-]	L [m]
1.05	214	1.55	43
1.10	145	1.60	39
1.15	113	1.65	37
1.20	93	1.70	35
1.25	79	1.75	33
1.30	69	1.80	31
1.35	61	1.85	29
1.40	55	1.90	28
1.45	50	1.95	26
1.50	46	2.00	25

TABEL: Lengte landhoofd t.o.v. het overgewicht, enkel met bodemwrijving

De bovenstaande lengten zijn de lengten enkel met de opdrijfeis berekend, aan de andere ontwerpeisen is nog geen aandacht geschonken.

Lengteberekening m.b.v. bodemwrijving plus tegenwerkende waterkracht plus wandwrijving

- ofwel: Lengte volgens de wrijvingseis -

De formule gebruikt voor de lengteberekening in bovenstaande paragraaf wordt nu uitgebreid met de kracht opgewekt door wandwrijving.

De formule wordt nu:

$$6.67 \cdot L - (1/101.25) \cdot L^2 + 56(\alpha - 1) \cdot L + 661.5 \cdot L / 12.5 \geq 1575$$

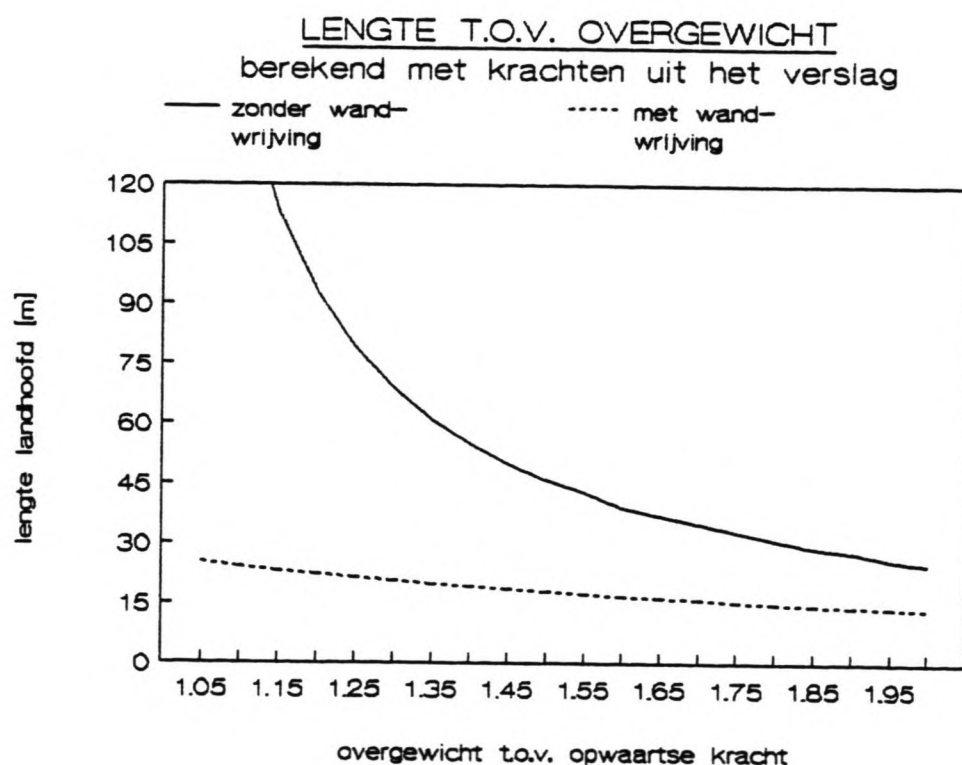
[V-13]

De faktor $1/12.5$ in de formule bij de kracht veroorzaakt door de wandwrijving komt doordat alle andere krachten in de formule de dimensie hebben van kracht per strekkende meter meter breedte (van de kopwand), de kracht veroorzaakt door de wandwrijving (in principe kracht per strekkende meter lengte van de zijwand) moest hierop worden aangepast door deze kracht te verdelen over de kopwand (Twee wanden, kopwand is 25 meter breed dus $1/12.5$)

De formule op de vorige bladzijde geeft de volgende lengten, wederom afhankelijk van het overgewicht α :

α [-]	L [m]	reductie [m]	α [-]	L [m]	reductie [m]
1.05	25.3	187.8	1.55	17.5	25.5
1.10	24.2	120.8	1.60	16.9	22.1
1.15	23.2	89.8	1.65	16.4	20.6
1.20	22.3	70.7	1.70	16.0	19.0
1.25	21.5	57.5	1.75	15.5	17.5
1.30	20.7	48.3	1.80	15.1	15.9
1.35	19.9	41.1	1.85	14.7	14.3
1.40	19.2	35.8	1.90	14.3	13.7
1.45	18.6	31.4	1.95	14.0	12.0
1.50	18.0	28.0	2.00	13.6	11.4

TABEL: Invloed van α op de de lengte van het landhoofd, berekend met wandwrijving.

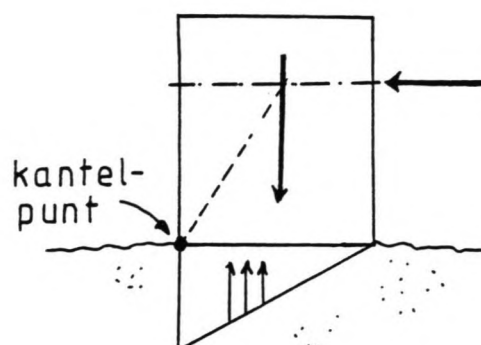


Wandwrijving geeft dus een reductie van de lengte van het landhoofd van meer dan de helft (bij klein overgewicht is de reductie nog veel groter).

Bij de berekening van de lengte is tot nu toe alleen rekening gehouden met de opdrijfeis (via α) en de wrijvings-eis. ($\Sigma H = 0$). Er zal echter ook rekening gehouden moeten worden met de overige eisen. Als eerste wordt de kanteleis behandeld.

kanteleis:

De volgende eis waaraan het landhoofd moet voldoen is dat de korreldruk onder het landhoofd altijd kleiner moet zijn dan nul (druk is negatief). Dit is geëist om kantelen van het landhoofd te voorkomen



Maximaal optredende gronddruk (= korrel- plus waterdruk) aan de uiteinden van het landhoofd:

$$\sigma = - \left[V/(B \cdot l) \pm \Sigma(H \cdot e_h)/W \pm \Sigma(V \cdot e_v)/W \right] \quad [V-14]$$

waarin: $V = \alpha \cdot 160 \cdot B \cdot l$ gewicht van het landhoofd
 B breedte van het landhoofd
 $W = 1/6 \cdot (B \cdot l^2)$ weerstandsmoment van het landhoofd
 H horizontale kracht
 e_h arm van de horizontale kracht
 e_v arm van de verticale kracht
 $- [...]$ druk heeft een negatieve waarde

stel $e_v \approx 0$, zodat de derde term in de formule wegvalt

$$\Sigma H \cdot e_h = 2680 \cdot B \cdot 0.33 \cdot (6 + 14) \pm 2 \cdot 661.5 \cdot L \cdot 0.33 \cdot (6 + 14) \pm (6.67 \cdot L - (1/10.125) \cdot L^2) \cdot (\frac{1}{2} \cdot L / 22.5) \quad [V-15]$$

Zijnde kopkracht * arm $\pm$ wandwrijvingskracht * arm $\pm$ tegenwerkende waterkracht * arm

Maatgevend is de minimale korreldruk dat wil zeggen dat de plus/minus tekens in de vorige formule vervangen moeten worden door min-tekens.

Ingevuld levert dit voor de maatgevende (= minimale) korreldruk op:

$$\sigma = - \left[\alpha \cdot 160 - 63000/L^2 + 2117/L + (0) \right] \quad [V-16]$$

De optredende gronddruk moet kleiner zijn dan de waterdruk, (dan is er nog korreldruk aanwezig) dus, in formulevorm:

$$\sigma \leq -160$$

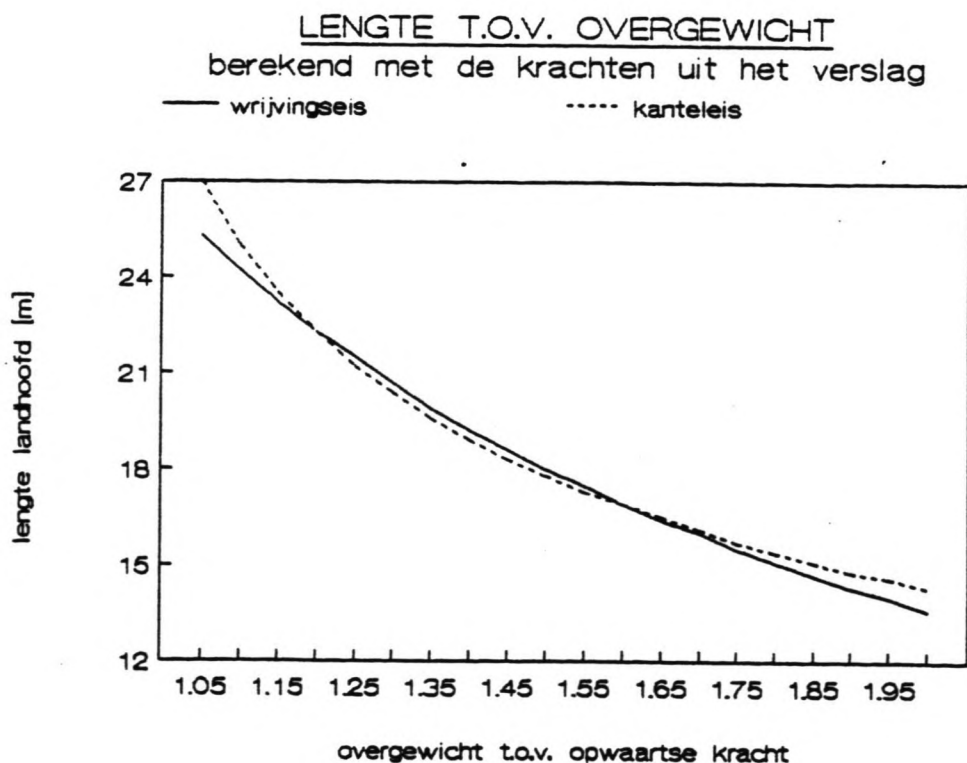
$$\sigma = - \left[\alpha \cdot 160 - 63000/L^2 + 2117/L \right] \leq -160 \quad [V-17]$$

Dit geeft de volgende waarden voor de lengte:

In de tabel staat eis 1 voor de wrijvingseis
eis 2 voor de kanteleis

α [-]	L(eis 1) [m]	L(eis 2) [m]	α [-]	L(eis1) [m]	L(eis2) [m]
1.05	25.3	27.0	1.55	17.5	17.3
1.10	24.2	25.0	1.60	16.9	16.9
1.15	23.2	23.5	1.65	16.4	16.5
1.20	22.3	22.3	1.70	16.0	16.1
1.25	21.5	21.2	1.75	15.5	15.7
1.30	20.7	20.4	1.80	15.1	15.4
1.35	19.9	19.6	1.85	14.7	15.1
1.40	19.2	18.9	1.90	14.3	14.8
1.45	18.6	18.3	1.95	14.0	14.6
1.50	18.0	17.8	2.00	13.6	14.3

TABEL: vergelijking lengte met wrijvingseis en kanteleis.



De laatste eis, de kanteleis, blijkt lengten te geven die nabij de lengten, noodzakelijk voor de wrijving, liggen. Er is niet uitsluitend één eis maatgevend, maar dan weer de ene en dan weer de andere.

De volgende eis waaraan voldaan moet worden is de pipingeis, namelijk dat de kwelweglengte zodanig lang is dat er geen interne erosie plaats kan vinden.

pipingeis:

Om interne erosie te voorkomen moet aan de volgende formule (van Lane) voldaan worden:

$$(1/3 \cdot l + v) / V_v \geq C$$

[V-18]

- l: lengte horizontaal deel van de kortste kwelweg [m]
 m: lengte vertikaal deel van de kortste kwelweg [m]
 Vv: verval over de constructie [m]
 C: coëfficiënt voor de grondeigenschappen [-]

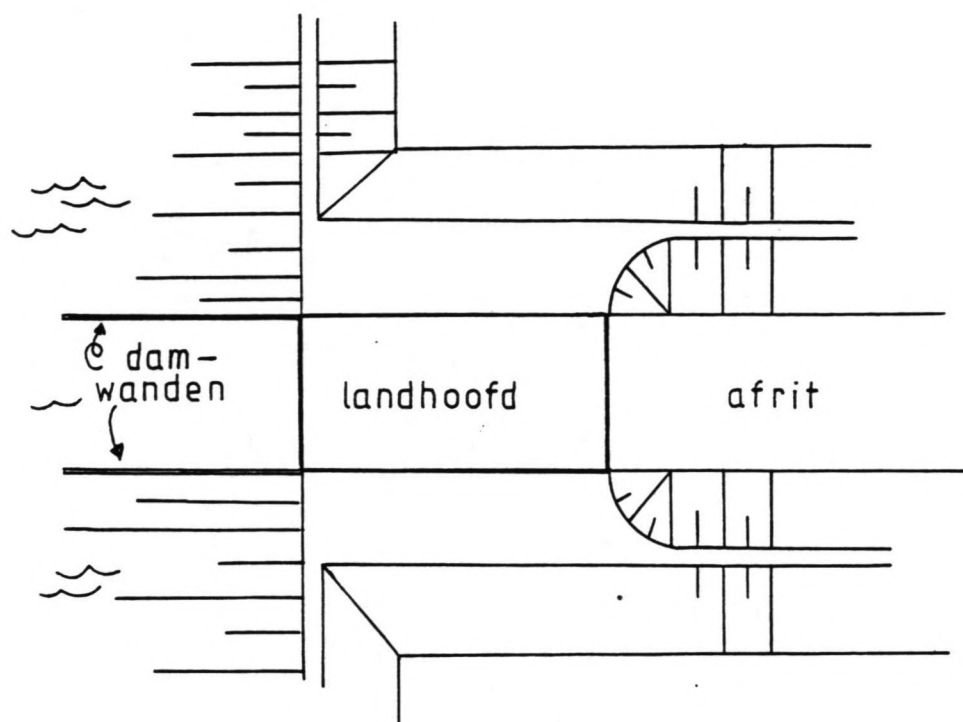
C heeft de volgende waarden:

grondsoort	C
fijn zand	7
middelmatig grof zand	6
grof zand	5

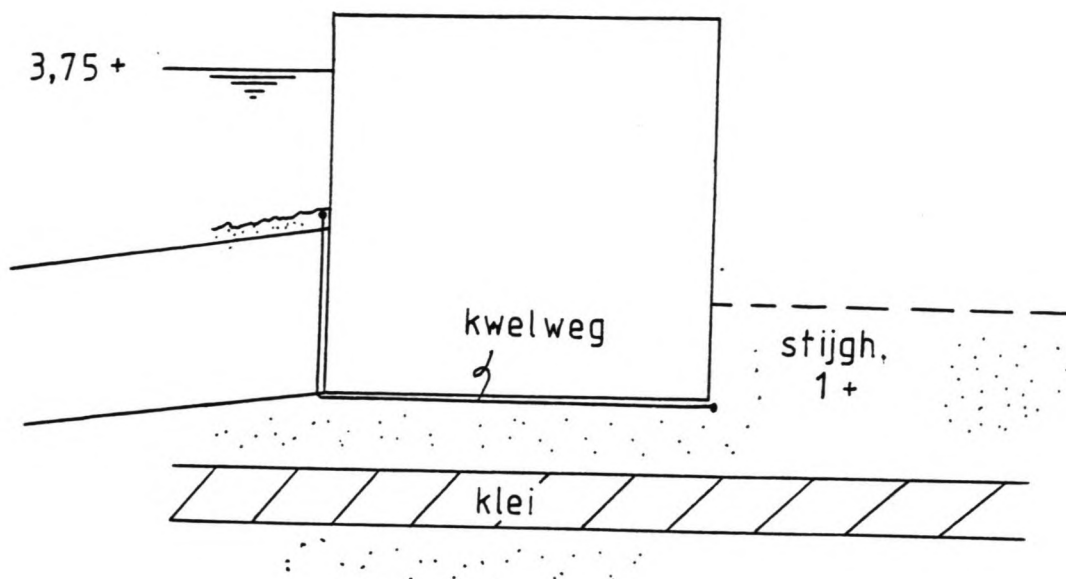
In dit geval bestaat de laag waarin gefundeerd is uit fijn zand, de C-waarde is dus gelijk aan 7

Voor de kwelweg zal in twee richtingen gekeken moeten worden. Namelijk de kortste kwelweg onder de constructie door, hierop worden de onderloopheidsschermen gedimensioneerd. En de kortste kwelweg langs (naast) de constructie, hierop worden de zogenaamde achterloopheidsschermen gedimensioneerd.

De situatie is in onderstaande bovenaanzicht getekend. Voor achterloopheids hoeft men in dit geval niet bang te zijn. Zoals de figuur laat zien wordt door het landhoofd de kwelweg zelfs verlengd. De kruin van de hoogwaterkering is namelijk verlengd nabij de constructie, en door gebruik te maken van damwanden, waartussen de zinkelementen geplaatst worden, zal de kwelweg aan de waterzijde in ieder geval niet verkort worden.



Onderloopsheid vraagt wel onze aandacht omdat in dit geval wel de kwelweg verminderd is volgens onderstaande figuur. De kortste kwelweg die nu mogelijk is ook in onderstaande figuur ingetekend. In ieder geval is de lengte van het verticale deel van deze kwelweg 8 meter. Het verval over de constructie is 2.75 meter.



De minimale benodigde lengte aan aan de pipingseis te voldoen is dan:

$$(1/3 \cdot l + v) / V_v \geq C \quad [V-18]$$

$$(1/3 \cdot l + 8) / 2.75 \geq 7$$

minimaal benodigde lengte: $l = 33.75$ meter

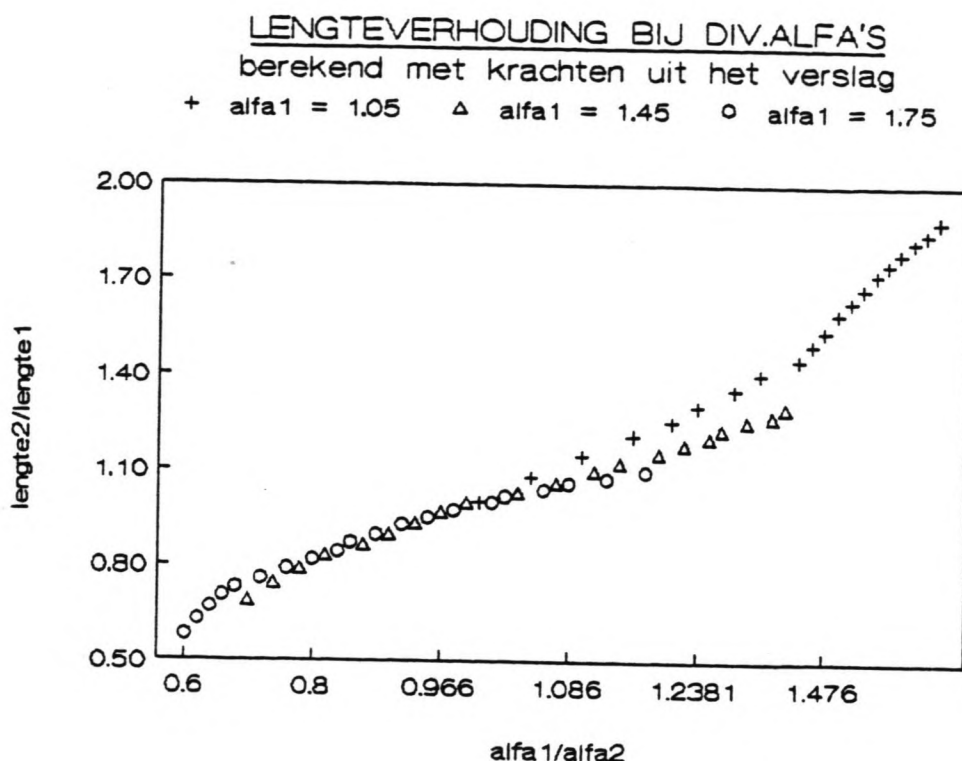
Dit is aanzienlijk meer dan in het algemeen noodzakelijk is om aan de twee voorgaande eisen te voldoen.

De hier gebruikte oplossing is om alle wanden van de constructie door te trekken tot in de kleilaag, gelegen op een diepte tussen 17 ÷ en 19 ÷ NAP. Op deze manier is er in het geheel onderloopsheid meer aanwezig!

Zoals later zal blijken is het doortrekken van de wanden tot in de kleilaag ook noodzakelijk voor de bouw van het landhoofd.

5.11.5 Keuze overgewicht (en keuze lengte)

De lengte van het landhoofd is, zoals berekend in de voorgaande paragrafen, afhankelijk van het overgewicht α .



Uit de grafiek blijkt:

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \approx \frac{L_2}{L_1}$$

waarin: α_1 overgewicht eerste situatie
 α_2 overgewicht tweede situatie
 L_1 lengte landhoofd eerste situatie
 L_2 lengte landhoofd tweede situatie

Bovenstaande relatie volgt uit de grafiek. Deze grafiek is met krachten uitgerekend, die voor deze situatie gelden. Deze relatie zal waarschijnlijk niet in het algemeen gelden. Uit de relatie blijkt dat een klein verschil in het overgewicht (α), slechts een kleine variatie brengt in de lengte van het landhoofd. Een duidelijke keuze voor de lengte van het landhoofd, als er voor een bepaalde α wordt gekozen, is hiermee niet te geven.

Andere overwegingen voor de keuze van de lengte (en dus van α) moeten hierbij een rol spelen.

absolute grootte ballast:

Allereerst wordt bekeken wat de absolute grootte wordt van het overgewicht bij een bepaalde α .

Er wordt van uitgegaan dat het gewicht van het landhoofd ongeveer de volgende grootte heeft:

$$\begin{aligned} & (\text{dikte dak} + \text{dikte vloer}) \times 21 \text{ kN/m}^3 = \\ & (1\text{m} + 2\text{m}) \times 21 \text{ kN/m}^3 = 63 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

De opwaartse kracht heeft de grootte van : 160 kN/m^2

De ballast is dan van de volgende grootte:

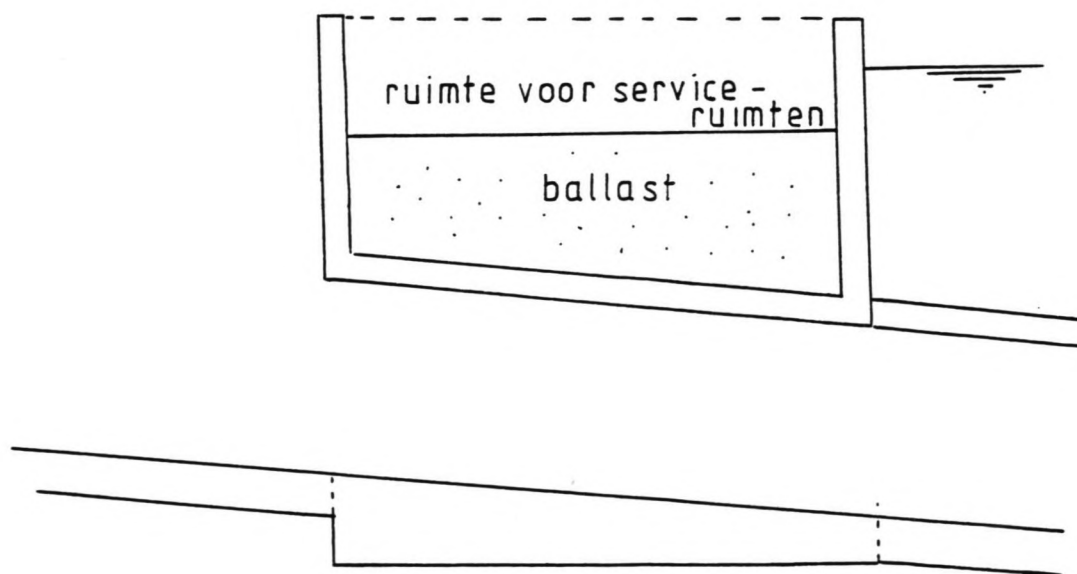
$$\begin{array}{rcl} \text{Overgewicht} & : & \alpha \times 160 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Gewicht landhoofd:} & & \underline{63 \text{ kN/m}^2} - \end{array}$$

$$\text{Ballastgrootte} : \alpha 160 - 63$$

Uitgaande van een grond(ballast)gewicht van 18 kN/m^3 wordt de ballasthoogte:

$$\text{hoogte} = \frac{\alpha 160 - 63}{18}$$

De ballast wordt op het dak van de constructie geplaatst, het dak heeft als hoogte $6\text{m} \div \text{NAP}$, de constructie komt er dan als volgt uit te zien.



De formules op de vorige bladzijde zijn als volgt getabelleerd:

α	overgewicht [kN/m ²]	ballast [kN/m ²]	ballast- hoogte [m]	maaiveld- hoogte
1.05	168	105	5.83	0.17 ÷ NAP
1.1	176	113	6.28	0.28 + NAP
1.15	184	121	6.72	0.72 + NAP
1.2	192	129	7.17	1.17 + NAP
1.25	200	137	7.61	1.67 + NAP
1.3	208	145	8.05	2.05 + NAP
1.35	216	153	8.5	2.5 + NAP
1.4	224	161	8.94	2.94 + NAP
1.45	232	169	9.39	3.39 + NAP
1.5	240	177	9.83	3.83 + NAP
..	..	..	..	...
..	..	..	..	...
1.75	280	217	12.06	6.05 + NAP

TABEL: Gevolgen bij keuze van α voor de ballast.

Ook hier geen grote veranderingen in de ballastwaarden bij verschillende waarden van α .

De grafiek loopt hier tot een α van 1.75 omdat bij deze α de ballast tot dijkhoogte moet komen. Hogere waarden van α betekenen een ballasthoogte, dat boven de dijkhoogte uitsteekt. Op zich is dit geen bezwaar, maar esthetisch is dit een raar gezicht. Er wordt daarom een beperking voor de α opgelegd, wat inhoudt dat α niet groter mag zijn dan 1.75

Een andere eis zal verwerkt moeten worden om tot een juiste α te komen, dit is de zettingseis.

zetting:

Als laatste eis wordt de zetting van het landhoofd bekeken bij verschillende overgewichten.

De zetting, welke onder het landhoofd optreedt, gaat volgens de volgende formule van Terzaghi:

$$z = \sum \left(\frac{H}{c_{10}} \right) * \log \left(\frac{p + dp}{p} \right) \quad [V-18]$$

waarin: z	zetting	[m]
H	laagdikte	[m]
c ₁₀	samendrukkingsconstante	[-]
p	gemiddelde korrelspanning in de laag (op ½H eigenlijk)	[kN/m²]
dp	verandering gemiddelde korrelspanning	[kN/m²]
Σ	sommatie over de diverse grondlagen	

de fundering van de constructie is gelegen op 14 ÷ NAP, de grondlagen die daaronder liggen zijn in de figuur weergegeven.

landhoofdconstructie	
	----- 14 ÷ NAP
..... zandlaag	
..... γ = 20 kN/m³	
..... c ₁₀ = 20 - 200	
.....	17 ÷ NAP
..... kleilaag	
..... γ = 17 kN/m³	
..... c ₁₀ = 5 - 20	
.....	19 ÷ NAP
..... zandlaag	
..... γ = 21 kN/m³	
..... c ₁₀ = 20 - 200	
.....	

De kenmerkende spanningen in de grond zijn:

diepte	water-spanning	grond-spanning	vert. korrel-spanning
14 ÷	150	195	45
17 ÷	180	255	75
19 ÷	200	289	89
24 ÷	250	394	144

Zie ook paragraaf 3.4.1

De gemiddelde korrelspanning per grondlaag is dan:

zandlaag 14 ÷ tot 17 ÷ NAP: 60 kN/m², laagdikte 3m
 kleilaag 17 ÷ tot 19 ÷ NAP: 82 kN/m², laagdikte 2m
 zandlaag 19 ÷ tot 24 ÷ NAP: 116 kN/m², laagdikte 5m

De verhoging van de korrelspanning in de grondlagen is afhankelijk van het overgewicht van het landhoofd. Voor een vijftal verschillende overgewichten is de zetting uitgerekend, namelijk voor een overgewicht met een α van 1.2, 1.4, 1.6, 1.8 en een α van 2.0.

Omdat niet precies bekend is hoe groot de samendrukkingsconstante c_{10} per laag is wordt zowel de minimale te verwachten zetting uitgerekend als de maximale te verwachten zetting.

α	overgewicht	verhoging korrelsp.	nieuwe korrelspanning per grondlaag		
			bovenste zandlaag	klei laag	onderste zandlaag
1.2	192	-3	geen verhoging		geen zetting!
1.4	224	29	89	111	145
1.6	256	61	121	143	177
1.8	288	93	153	175	209
2.0	320	125	185	207	241

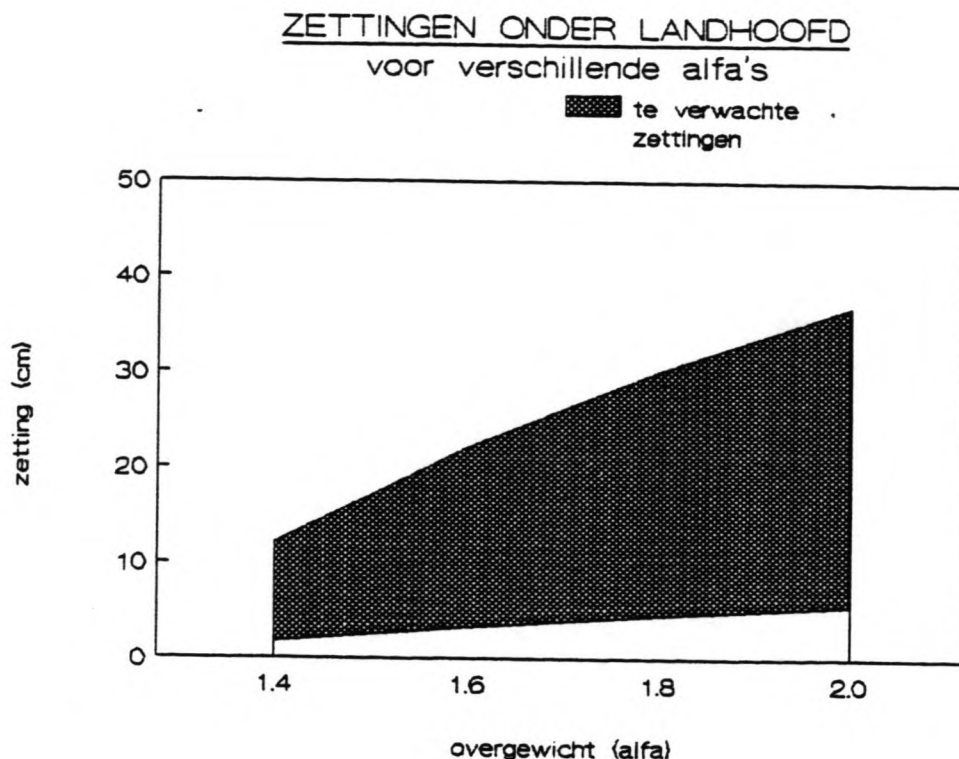
Dit geeft de volgende zettingen :

		zettingen			
		bovenste zandlaag [cm]	klei-laag [cm]	onderste zandlaag [cm]	totaal [cm]
$\alpha = 1.4$	z-min	0.257	1.315	0.243	1.814
	z-max	2.566	5.260	2.429	10.255
$\alpha = 1.6$	z-min	0.457	2.415	0.459	3.330
	z-max	4.570	9.661	4.588	18.819
$\alpha = 1.8$	z-min	0.610	3.292	0.639	4.541
	z-max	6.098	13.169	6.392	25.659
$\alpha = 2.0$	z-min	0.734	4.022	0.794	5.550
	z-max	7.335	16.086	7.939	31.360

z-min: minimale te verwachten zetting

z-max: maximale te verwachten zetting

Zoals uit onderstaande grafiek blijkt kan men al bij middelgrote overgewichten ($\alpha = 1.4 - 1.6$) al vrij grote zettingen verwachten. De minimale zetting die men kan verwachten ligt in de orde van enige centimeters, de maximale zetting daarentegen ligt in de orde van (een) tiental(len) centimeters.



Hoewel verwacht mag worden dat de optredende zettingen dichter bij de ondergrens liggen dan bij de bovengrens, mag men daar niet van uitgaan. Bovenstaande zettingen zijn primaire zettingen, de seculaire zettingen (van de kleilaag) zijn niet meegerekend. De uiteindelijke zettingen zullen daarom nog iets hoger uitvallen dan berekend.

De vraag is nu welke zetting is toelaatbaar voor het landhoofd?

Het landhoofd dient als oplegpunt voor het laatste gezonken element, grote zakking van het landhoofd kan daarom lekkage veroorzaken bij het oplegpunt. Hoewel dit door het zogenaamde Ω -profiel opgevangen dient te worden. De hierboven berekende zetting is echter de primaire zetting, dat betekent dat het grootste gedeelte van deze zetting direkt na belasting optreedt. Voordat een gezonken element tegen het landhoofd geplaatst wordt zal deze het grootste gedeelte van zijn primaire zetting al achter de rug hebben. Hoe groot de seculaire zettingen precies zullen zijn (seculaire zettingen zijn zettingen, die doorgaan nadat de waterspanningen zich weer aan de nieuwe spanningstoestand hebben aangepast) is niet bekend, deze is o.a. afhankelijk van de voorgeschiedenis van de grond.

Veel zakking van het landhoofd, nadat de gesloten elementen zijn aangesloten is echter niet wenselijk. Gekozen wordt daarom voor een overgewicht van het landhoofd, waarvoor maar weinig belastingverhoging optreedt. Doordat er maar weinig belastingverhoging optreedt zal ook de zetting (primaire en secundaire) gering zijn.

Gekozen wordt voor een α van 1.3. Dit geeft een te verwachte minimale primaire zetting van 0.88 cm en een te verwachte maximale primaire zetting van 4.99 cm.

Keuze:

- $\alpha = 1.3$

Consequenties:

- overgewicht	= 208 kN/m ²
- ballast	= 145 kN/m ²
- ballasthoogte	= 8.05 meter
- te verwachte zettingen	= 0.88 - 4.99 cm
- landhoofdlengte	= 20.7 meter
- wegdekdiepte bij overgang	
open - gesloten gedeelte	= 11.254 ÷ NAP

Een voordeel van $\alpha = 1.3$ is dat er voldoende ruimte boven het dak van de verkeerskoker in de constructie voor serviceruimten en dergelijke. In dit geval is de overblijvende hoogte voor de service ruimten circa 4 meter. (Dit is de ruimte welke overblijft nadat de ballasthoogte afgetrokken is van de hoogte tussen bovenkant wand (6+NAP) en bovenkant kokerdak (6 ÷ NAP)).

5.11.6 Consequentie keuze α voor afrit

In het hoofdstuk handelend over de afrit is bepaald dat de afrit tot een wegdekdiepte van 10 m ÷ NAP ontworpen zou worden als een vliesconstructie. Het diepere gedeelte zou tot het landhoofd bestaan uit een diepwandconstructie.

Het wegdek ter plaatse van de overgang van het gesloten naar het open gedeelte bevindt zich op een diepte van 11.254 ÷ NAP. Dit betekent dat de diepwandconstructie zich in het gebied bevindt met een afritdiepte lopende van 10 ÷ NAP tot 11.25 ÷ NAP.

De lengte van de diepwandconstructie wordt dan:

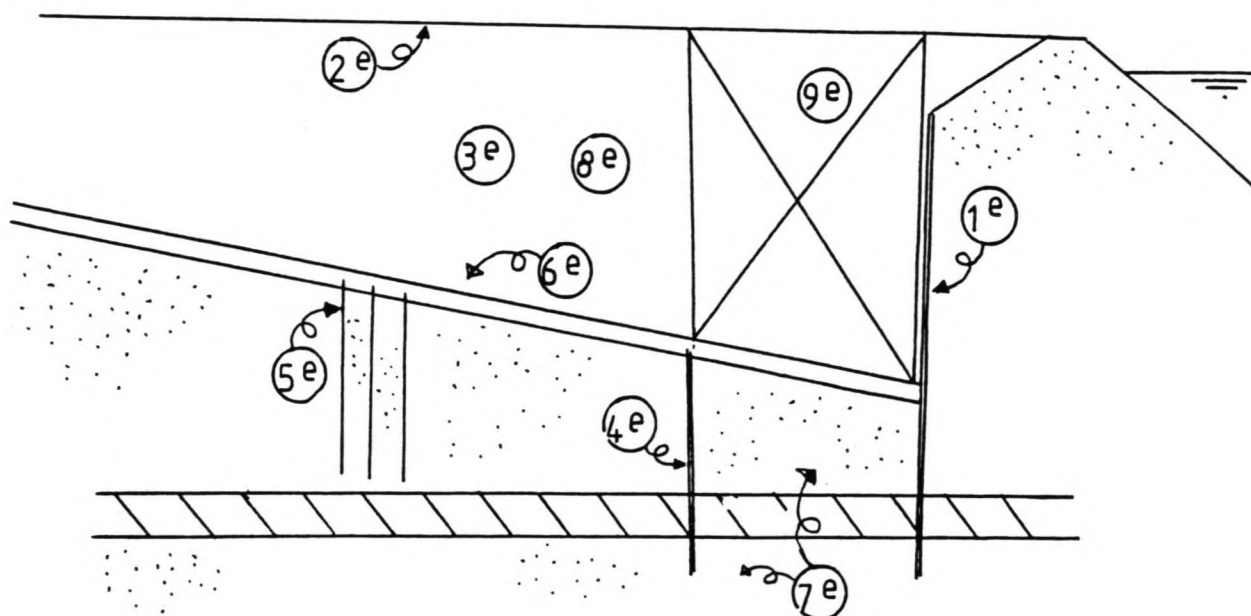
$$1.254 \times 100/4.5 = 27.8 \text{ meter lang.}$$

Een voordeel van deze diepwandconstructie achter het landhoofd is dat deze een soort reserve is. Mochten de optredende tegenwerkende wrijvingskrachten werkend op het landhoofd minder zijn dan de berekende wrijvingskrachten, dan kan de achterliggende diepwand nog wrijvingskrachten mobiliseren tegen het verplaatsen in.

5.12 Bouwwijze landhoofd

Nu de krachten bekend zijn, die tijdens de zink- en gebruiksfase op kunnen treden, kan bekeken worden hoe het landhoofd gebouwd moet worden.

Een veel voorkomende, en eigenlijk ook de meest logische methode, is dat een (landhoofd-)constructie van de bodem af wordt opgebouwd. Dit kan in het algemeen zeer eenvoudig gebeuren door de bouwput (in ieder geval de bouwput waar het landhoofd zich in bevindt) te bemalen, zodoende kan men in den droge vanaf de vloer omhoog werken. Een voorbeeld van deze bouwwijze is weergegeven in onderstaande figuur.

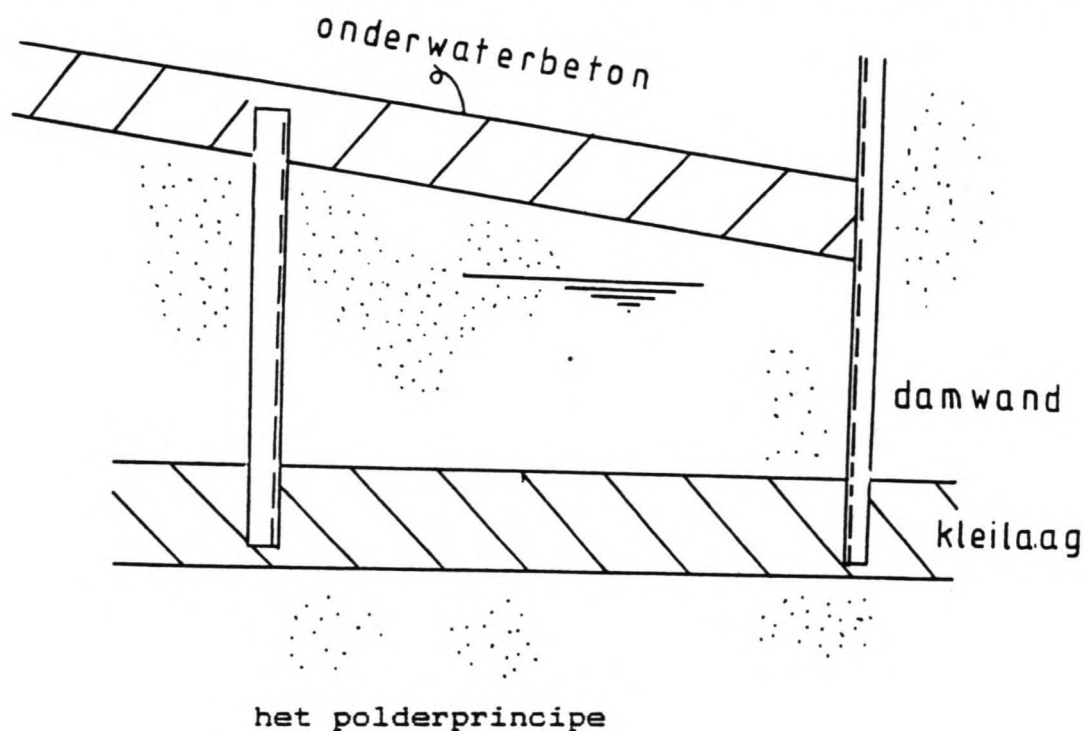


Bouwvolgorde:

- 1^e Kopwand plaatsen
- 2^e Zijwanden afrit en landhoofd
- 3^e Ontgraven afrit en landhoofd
- 4^e Tussenwand plaatsen tot net boven de bodem van de ontgraving tussen afrit en landhoofd; doel is het maken van een soort polder waar het landhoofd in ligt.
- 5^e Palen afrit heien
- 6^e Onderwaterbeton storten voor het landhoofd en de afrit
- 7^e Bemalen zandlaag onder landhoofd
- 8^e Leegpompen bouwkuip
- 9^e Afbouwen landhoofd en afrit

De ons zelf opgelegde beperking geen bemaling toe te passen indien het grondwater in de laag vrij toe kan stromen maakt de toe te passen bouwwijze er niet eenvoudiger op. Bovenstaande bouwwijze is met deze beperking niet mogelijk, omdat de onderste zandlaag niet ingedamd kan worden. Dit betekent dat indien de onderste zandlaag bemalen wordt altijd een vrije toestroming van grondwater mogelijk is.

De bovenste laag kan wel bemalen worden, maar dan moet het bemalen gedeelte totaal afgesloten zijn van de omgeving. Dit is mogelijk door het bemalen gedeelte te omringen met wanden tot in de kleilaag, welke de twee zandlagen scheidt. Op deze wijze kan men een eigen polder creëren voor het landhoofd. Wel moet voorkomen worden dat de grond opbarst, er moet daarom altijd voldoende gewicht aanwezig zijn om de opwaartse druk, werkend aan de onderkant van de kleilaag te compenseren.



Het polderprincipe heeft verder als voordeel dat het landhoofd vrijwel onafhankelijk van de afrit gebouwd kan worden.

5.12.1 De opbarstingseis

De opbarstingseis eist in dit geval dat het gewicht ten alle tijden groter moet zijn dan 200 kN/m^2 , zijnde de opwaartse druk tegen de onderkant van de kleilaag op $19 \text{ m} \div \text{NAP}$.

Door de onzekerheid in bv. de volumieke grondmassa, de ligging van de scheidingsvlakken, etc, moet er met een veiligheid gewerkt worden. Voor de veiligheidsfactor is $\gamma = 1.15$ aangenomen. Het minimale aanwezige gewicht moet daarom in alle gevallen groter dan 230 kN/m^2 zijn.

Het op staal funderen van de constructie heeft als gevolg dat het landhoofd enkel door zijn gewicht, of gedeelte van het uiteindelijke gewicht indien deze nog in aanbouw is, moet voorkomen dat de grond opbarst.

De funderingslaag is op $14 \text{ m} \div \text{NAP}$. Als tot deze diepte wordt afgegraven dan hebben de grondlagen die daaronder liggen, tot de onderkant van de kleilaag, het volgende gewicht:

$$\begin{array}{rcl} 2\text{m} \times 17 \text{ kN/m}^3 & = & 34 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Gewicht kleilaag} \\ 3\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 & = & \frac{60 \text{ kN/m}^2}{94 \text{ kN/m}^2} + \quad \text{Gewicht zandlaag} \end{array}$$

$$230 \text{ kN/m}^2 - 94 \text{ kN/m}^2 = 136 \text{ kN/m}^2$$

136 kN/m^2 Moet blijkbaar nog gecompenseerd worden. Deze druk komt overeen met 13.6 meter waterkolom. De stijghoogte van het grondwater in de bouwkuip moet dan minimaal $0.4 \text{ m} \div \text{NAP}$ bedragen (Dit is $14 - 13.6$). Dit betekent dat er nauwelijks bemalen mag worden om geen opbarsting te verkrijgen.

Bij de uitwerking van de bouwwijze moet men zich van bovenstaande terdege van bewust zijn. Er moet tijdens het gehele bouwproces minimaal een gewicht van 136 kN/m^2 aanwezig zijn boven de funderingslaag, anders krijgt men gegarandeerd opbarsting.

5.12.2 Bouwwijze

Alvorens een bouwwijze te ontwikkelen zijn er de volgende randvoorwaarden waaraan het bouwproces moet voldoen.

1. Tijdens de bouw moet altijd het water gekeerd kunnen worden.
2. Er mag geen bemaling plaatsvinden van de onderste zandlaag, omdat daar vrije toestroming plaats vindt van grondwater.
3. Er moet tijdens de bouw altijd meer dan 230 kN/m^2 aanwezig gewicht (tot aan de onderkant van de kleilaag) aanwezig zijn om de opwaartse druk aldaar te kunnen weerstaan.

Voorwaarde nummer 3 maakt het bouwproces ingewikkeld. Indien men uitgaat van het feit dat de funderingslaag van het landhoofd zich op $14 \text{ m} \div \text{NAP}$ bevindt, dan heeft men in ieder geval 94 kN/m^2 aan gewicht tot zijn beschikking, zijnde het gewicht van de grondlagen tussen $14 \text{ m} \div \text{NAP}$ en $19 \text{ m} \div \text{NAP}$. Het overige gedeelte, namelijk 136 kN/m^2 , zal op een andere manier geleverd moeten worden.

Indien gesteld wordt dat de vloer van de constructie 2 meter dik is, dan betekent dit een extra gewicht van $2 \times 21 \text{ kN/m}^2$, zijnde 42 kN/m^2 .

Dus nog te compenseren als onderwaterbetonvloer van 2 meter dikte is aangebracht: 94 kN/m^2 .

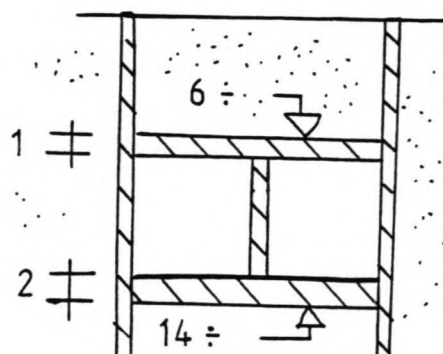
Dit is een waterkolom van 9.4 meter of
 een zandhoogte van 4.7 meter (volumieke massa van het
 zand: $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$)

Met voorgaande voorwaarden voor het bouwproces worden twee bouwprocessen uitgewerkt. Beide methoden hebben wat weg van de zogenaamde wanden-dak methode, die gebruikt is bij de Drecht-tunnel.

Deze methode werd bij de Drecht-tunnel gebruikt omdat men daar eveneens geen gebruik kon maken van bemaling, en omdat ter plaatse van het landhoofd een spoorlijn langs de vaarweg liep. Deze spoorlijn verplaatsen was te duur, door gebruik te maken van de wanden-dak methode kon de tijdsduur waarin geen treinen konden rijden beperkt worden tot het hoogst noodzakelijke.

Nadat de (diep-)wanden verhard waren, werd direkt het dak geplaatst. De grond werd weer aangevuld tot aan het oorspronkelijke maaiveld, en de rails werd weer teruggelegd. Onder-tussen kon onder het dak verder gewerkt worden aan het landhoofd.

Het doel van het bouwproces is te komen tot onderstaande doorsnede van het landhoofd, met de bijbehorende maten. De hoogte van het vrije profiel is 4.50 meter, daarbij moet 0.50 meter worden opgeteld, zijnde de benodigde ruimte voor de langsventilatoren, wegbekruising, etc.

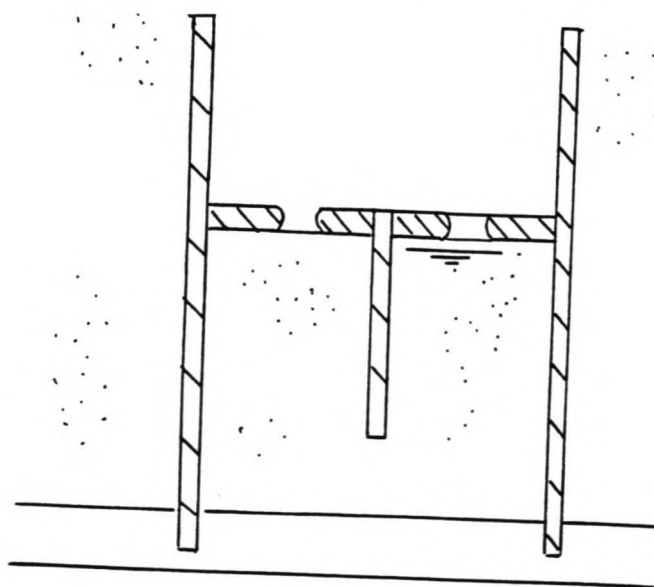


5.12.3 Eerste bouwwijze

De eerste fase van deze bouwwijze bestaat uit het aanbrengen van de zijwanden. Nadat deze wanden uitgehard zijn wordt tussen de wanden de grond ontgraven tot een diepte van $7 \text{ m} \div \text{NAP}$, en bemalen tot een diepte vlak daaronder. De zijwanden zullen afgestempeld moeten worden.

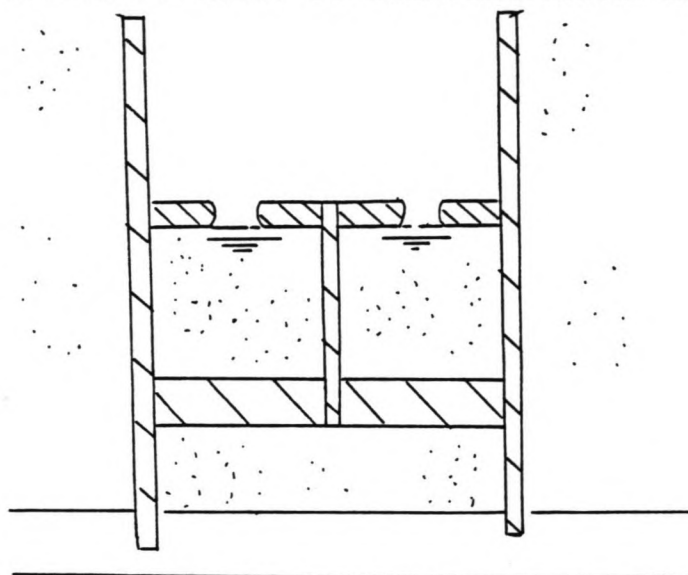
In de tweede fase wordt de middenondersteuning als diepwand uitgevoerd. Tevens wordt in deze fase het plafond aangebracht van één meter dikte (dus van $6 \text{ m} \div \text{NAP}$ tot $7 \text{ m} \div \text{NAP}$). In het plafond moeten gaten aangebracht worden om later grond via deze gaten te vervoeren.

De dwarsdoorsnede ziet er na deze twee fasen als volgt uit:

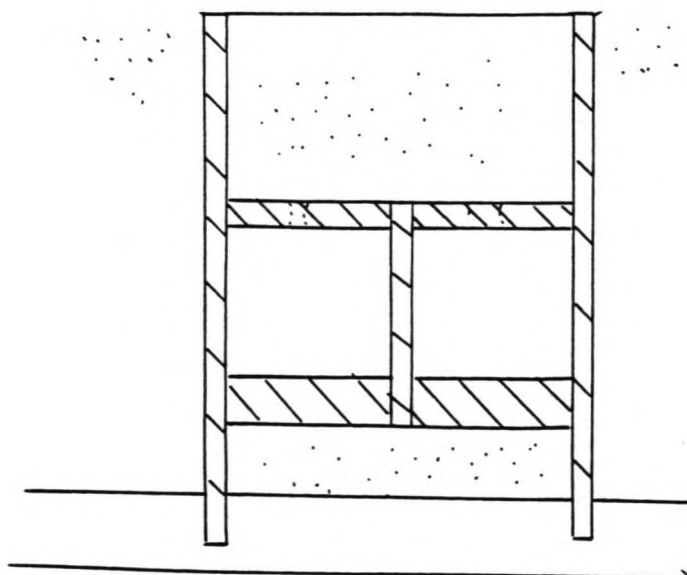


De derde fase is het ingewikkelst. In deze fase moet de bemaling opgeheven worden, waardoor de bouwput volloopt. Tegelijkertijd kan de grond verwijderd worden, dat gelegen is tussen het plafond en de funderingslaag. Bij deze operatie moet voortdurend in de gaten worden gehouden dat de opbarstingseis niet kritiek wordt. Als de grond tot een diepte van 14 m $\div$ NAP verwijderd is kan de twee meter dikke vloer gestort worden van onderwaterbeton.

In de vierde fase zal de koker gevuld moeten worden met aanvulzand, dit zal gaan dienen als balast. Hierna kan de bouwkuip weer bemaald worden totdat de grondwaterstand zich net onder het plafond bevindt. De dwarsdoorsnede ziet er als volgt uit.



In de vijfde en laatste fase van deze bouwwijze wordt allereerst de gaten in het plafond dicht gemaakt. Daarna wordt het landhoofd geballast door boven het plafond de ruimte met zand te vullen. De kopse wanden kunnen nu weggehaald worden en de koker geledigd worden. De constructie kan nu afgewerkt worden met constructiebeton. Het eindresultaat ziet er als volgt uit.



Voorgaande bouwwijze heeft twee grote nadelen. Ten eerste is de derde fase (het storten van onderwaterbeton via gaten in het plafond) zeer moeilijk uitvoerbaar, zo niet onmogelijk. Onder water verwijderen van grond en het storten van beton onder water is mogelijk, maar of dit ook mogelijk is via gaten in het plafond?

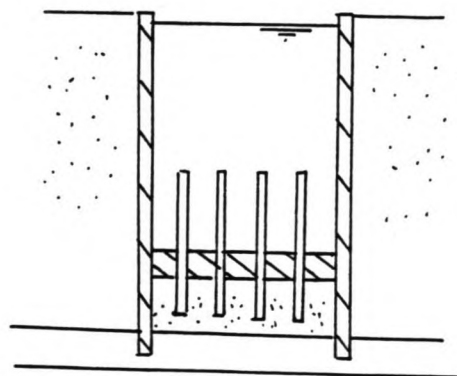
Een ander groot nadeel is dat de vloer niet gewapend kan worden. Dit is zeker nodig om de niet geringe buigende momenten op te kunnen vangen.

In onderstaande bouwwijze zijn deze twee problemen vermeden.

5.12.4 Tweede bouwwijze

Ook bij deze bouwwijze wordt in de eerste fase begonnen met het aanbrengen van de zijwanden. Nadat deze wanden gehard zijn, wordt de grond ontgraven in den natte tot aan de funderingslaag. Ook hier zullen de wanden zeker afgestempeld moeten worden op elkaar.

In de tweede fase worden heipalen de grond ingebracht, deze palen steken maar enkel meters in de grond, maar steken daar-entegen wel tot boven het dak van de constructie uit. Deze palen hebben als functie de ballast zo gelijkmatig mogelijk naar de ondergrond gebracht. Op deze manier worden al te grote buigingen in de later aan te brengen onderwaterbetonvloer tijdens de gebruiksfase te voorkomen. Hierna wordt er onderwaterbeton gestort voor de vloer.



In de derde fase wordt de ruimte aangevuld met zand tot aan de onderkant van het dak, tergelijktijd wordt er bemalen tot aan de onderkant van het dak. Hier moet duidelijk met de opbarstingseis rekening gehouden worden.

In de vierde fase wordt het dak gestort en wordt de constructie daarboven afgebouwd (meldkamer, hoogspanningsruimte, etc). Als dat af is zal het dak aangevuld moeten worden voor voldoende ballast.

In de vijfde fase, als de kopwanden verwijderd mogen worden, moet het zand tussen de onderwaterbeton vloer en het dak verwijderd worden. Nu kan op het onderwaterbeton een constructieve betonnen vloer worden aangebracht, met wapening. Deze zal de momenten op moeten nemen. Is deze vloer gehard dan kunnen de palen verwijderd worden, die slechts een tijdelijke functie hadden.

In de laatste (zesde) fase zullen de palen uit de koker verwijderd worden, waarna de constructie afgewerkt kan worden.

5.12.4 Keuze bouwwijze

De keuze geen bemaling toe te passen, als er vrije toestroming kan plaatsvinden, heeft veel invloed gehad op de bouwwijze van het landhoofd. In dit geval kon niet simpelweg van beneden naar boven gewerkt worden, maar moesten speciale maatregelen genomen worden om dat te bereiken.

Bij de eerste bouwwijze bestonden deze maatregelen uit het toepassen van gaten in het dak, waardoor verder ontgraven werd. Bij de tweede bouwwijze werden palen gebruikt waarop het dak kwam te rusten.

Het verwijderen van het aanvulzand en het storten van de onderwaterbeton vloer lijkt volgens de tweede methode (veel) simpeler te kunnen dan volgens de eerste methode. Gekozen wordt daarom het landhoofd volgens de tweede bouwmethode uit te voeren.

5.13 Conclusie

Het op staal funderen van de landhoofdconstructie blijkt technisch mogelijk te zijn. De horizontale krachten worden voornamelijk door wandwrijving opgenomen, de bodemwrijving neemt maar een gering aandeel op van de horizontale krachten.

Door ervan uit te gaan dat het landhoofd zelfstandig de horizontale krachten moet weerstaan, die tijdens de zink- en gebruiksfase optreden verkrijgt men in deze situatie waarden voor de lengte variërend van 15 - 30 meter. De afrit werkt niet mee in het krachtenspel, en dient eerder als een soort reserve voor eventueel extra te mobiliseren wrijving.

De zetting van het landhoofd bleek bepalend te zijn voor de grootte van het overgewicht (en dus de lengte).

Gekozen is voor een α van 1.3, met een bijbehorende lengte van 20.7 meter.

De bouwwijze voor het landhoofd is door de eis dat er niet bemalen mag worden als het grondwater "vrij" toe kan stromen niet alledaags geworden. Vooral omdat tijdens de bouw duidelijk rekening gehouden moet worden met de opbarstingseis moeten er speciale maatregelen genomen worden om opbarsten te voorkomen. Technisch is het landhoofd uitvoerbaar, alleen niet met een alledaagse bouwwijze.

HOOFDSTUK VI CONCLUSIE

Doel van dit afstudeerverslag was te bekijken of de horizontale krachten werkend op een landhoofd op een andere manier dan met een paalfundering kon worden opgenomen, waarbij tevens gekeken werd naar verkorting van het gesloten gedeelte.

Permanent bemalen van de bouwput, waarin de afrit (en het landhoofd gelegen zijn) blijkt niet mogelijk te zijn. Door het bemalen zullen in de slappe bovenliggende lagen grote zettingen optreden, niet alleen in de onmiddellijke omgeving van de bouwput, maar ook bij Maassluis.

Nadat bovenstaande oplossing wegviel als bouwmethode voor de afrit en het landhoofd is bekeken welke methode dan wel geschikt is voor de bouw van de afrit. Hier is naar gekeken omdat de afrit invloed kan hebben op het krachtenverloop bij het landhoofd. Voor de afrit bleek de vliesmethode de beste (=goedkoopste) bouwmethode te zijn, omdat deze methode echter veel ruimte in beslag neemt, is deze methode gekozen voor een afritdiepte tot $10 \div \text{NAP}$.

Voor de open afrit, dieper gelegen dan $10 \div \text{NAP}$, wordt als bouwmethode gekozen een onderwaterbeton vloer met trekpalen en diepwanden. Deze constructie overbruggt de afstand tussen de vliesconstructie en de landhoofdconstructie.

Voor de fundering van het landhoofd is gekozen voor een fundering op staal. De horizontale krachten tijdens de bouw-, zink- en gebruiksfase worden dan opgenomen door wrijvingskrachten langs de wanden en de bodem van het landhoofd.

Wrijvingskrachten komen echter alleen tot stand indien verplaatsingen optreden. Omdat de constructie in zand is gefundeerd zullen deze verplaatsingen hier niet groot zijn, maar ze zijn wel noodzakelijk.

De lengte van het landhoofd is gebaseerd op de volgende drie eisen. Ten eerste moest de lengte voldoende lang zijn om de horizontale krachten via wrijvingseisen voldoende te kunnen weerstaan. Ten tweede moest de lengte van het landhoofd voldoende lang zijn om piping (drijfzand) te voorkomen. Ten derde wordt er van uitgegaan dat het landhoofd zelf de optredende horizontale krachten opneemt zonder hulp van de afrit.

In dit geval bleek de lengte benodigd om voldoende wrijving te kunnen mobiliseren en de lengte benodigd om aan de pipingeis te voldoen vrijwel met elkaar overeen te komen.

De lengte van het landhoofd bleek afhankelijk van het overgewicht van het landhoofd ten opzichte van de opwaartse druk. Echter doordat de bodemwrijving per strekkende meter kleiner is dan de wandwrijving is de invloed beperkt.

De zetting van het landhoofd bleek de beperkende eis te wezen. Gekozen is voor een overgewicht met een α van 1.3. Bij dit overgewicht treedt maar een geringe zetting op. Bij toename van dit overgewicht wordt de (primaire) zetting al snel vrij groot (in de orde van enkele centimeters tot decimeters).

De lengte behorende bij een overgewicht met een α van 1.3 is 20.7 meter. Bij dit overgewicht blijft er voldoende ruimte over (meer dan 4 meter vrije hoogte) voor serviceruimten in de constructie. De afritdiepte ter plaatse van de overgang landhoofd en open afrit is $11.254 \div \text{NAP}$.

Bovenstaande diepte van de afrit bij de overgang betekent dat een diepwandconstructie nodig is om de afstand tussen vlies en landhoofd te overbruggen. Deze constructie zal 27.8 meter lang moeten worden. Verder kan deze diepwandconstructie gezien worden als een soort reserve tegen het verplaatsen van het landhoofd, mochten de wrijvingskrachten op een of andere manier onvoldoende blijken te zijn.

De bouwmethode voor de landhoofdconstructie moest aan de eis voldoen dat geen gebruik mocht worden gemaakt van bemaling indien vrije toestroming van grondwater op kan treden. Hierdoor moest voortdurend de opbarstingseis tijdens de uitwerking van de bouwwijze in acht genomen worden. Dit leverde een niet gebruikelijke bouwmethode op van het landhoofd, maar deze is wel goed technisch uitvoerbaar.

Het doel was om via een andere funderingsconstructie dan een paalfundering tot een kortere lengte van het gesloten gedeelte te komen dan Rijkswaterstaat. Rijkswaterstaat heeft de overgang landhoofd open afrit op een afritdiepte van $7.660 \div \text{NAP}$ ontworpen. Bij het ontwerp, zoals beschreven in dit afstudeerverslag komt de overgang op $11.254 \div \text{NAP}$ te liggen. Dit betekent een verkorting van de lengte van het gesloten gedeelte van 79.86 meter (≈ 80 meter). Bij een totale lengte van het gesloten gedeelte, zoals in het voorlopig ontwerp van R.w.s., beschreven is, van 840 meter, betekent dit een verkorting van maar liefst 9.5%.

Aangezien in het algemeen geldt dat hoe korter het gesloten gedeelte is hoe minder de kosten zullen zijn, betekent deze verkorting waarschijnlijk een vrij grote reductie in de kosten. In ieder geval zullen de exploitatiekosten (verlichting, ventilatie) verminderen en waarschijnlijk de onderhoudskosten. Of de bouwkosten zullen verminderen is niet zeker omdat hier een nogal ongebruikelijke bouwmethode noodzakelijk was voor het landhoofd.

Afsluitend wil ik stellen dat een fundering op staal, waarbij het landhoofd zelf alle krachten verwerkt, mogelijk is. Zelfs met behoorlijk grote waterhoogten werkend op het landhoofd, zoals hier het geval is, blijkt de lengte van het landhoofd, reëel te zijn.

van

ctuur

n van

"

Oude

een

onder

3 bij

"Highway Capacity Manual - 1965"
Highway Research Board, Special Report 87

"Structuurschema Verkeer en Vervoer"
Raad van de Waterstaat en Raad van Advies voor de Ruimtelijke
Ordening

Prof. ir. A. Glerum: collegedictaten f9A, f9N en f9C
"Waterbouwkundige kunstwerken, bijzondere onderwerpen"

Prof. dr. ir. A. Verruijt: collegedictaat "Grondmechanica"

Prof. dr. ir. A. Verruijt: collegedictaat b90
"Grondwatermechanica"

"Grafieken en tabellen voor beton 1974/1984"
Betonvereniging 1984

ir J. Brakel: "Submerged Tunneling"
1982

ir. H.J.W. Riethoff: collegedictaat g80 "Funderingstechnieken"

Prof. dr.ir. A.F. van Weele: "Moderne funderingstechnieken"
Delft, 1983

H.J. Honig: afstudeerverslag "Wijkertunnel", 1988

